

省資源型砂防堰堤構築工法と材料特性に関する研究

中濃, 耕司

<https://doi.org/10.15017/1654945>

出版情報：九州大学, 2015, 博士（農学）, 課程博士
バージョン：
権利関係：全文ファイル公表済



省資源型砂防堰堤構築工法と 材料特性に関する研究

中濃 耕司

2016

目	次	頁
序 論		1
1 低品質材料に関する既往研究整理・分析		10
1.1 本研究の対象		10
1.2 低品質材料に関する既往研究		12
1.3 総 括		17
2 砂防施設における低品質材料の適用可能性と省資源型の効果		21
2.1 概 説		21
2.2 FEM解析による砂防堰堤内部の発生応力と低品質材料の活用可能性		23
2.2.1 本研究の目的		23
2.2.2 検討条件		23
2.2.3 検討結果及び考察		25
2.2.4 まとめ		33
2.3 低品質材料における省資源効果		34
2.3.1 本研究の目的		34
2.3.2 検討条件		34
2.3.3 検討結果及び考察		38
2.3.4 まとめ		41
2.4 総 括		42
2.4.1 FEM解析による砂防堰堤内部の発生応力と低品質材料の活用可能性の研究総括		42
2.4.2 低品質材料における省資源効果の研究総括		42
3 現地発生土砂を活用する INSEM の工学的性状に関する研究		46
3.1 概 説		46
3.2 圧縮強度および単位体積重量の発現に関する研究		47
3.2.1 本研究の目的		47
3.2.2 検討条件		48
3.2.3 検討結果及び考察		50
3.2.4 まとめ		59
3.3 圧縮強度の変動係数に関する研究		61
3.3.1 本研究の目的		61
3.3.2 配合強度の設定方法		61
3.3.3 検討条件		62
3.3.4 検討結果及び考察		64
3.3.5 まとめ		79
3.4 凍結融解抵抗性に関する研究		81
3.4.1 本研究の目的		81
3.4.2 検討条件		81

3.4.3	検討結果及び考察	85
3.4.4	まとめ	88
3.5	摩耗抵抗性に関する研究	90
3.5.1	本研究の目的	90
3.5.2	検討条件	90
3.5.3	検討結果及び考察	93
3.5.4	まとめ	96
3.6	総括	97
3.6.1	圧縮強度および単位体積重量の発現に関する研究総括	97
3.6.2	圧縮強度の変動係数に関する研究総括	98
3.6.3	凍結融解抵抗性に関する研究総括	100
3.6.4	摩耗抵抗性に関する研究総括	100
4	INSEM 及び INSEM 構造体の経年変化に関する研究	104
4.1	概説	104
4.2	自然環境下における INSEM の経年変化に関する研究の必要性	104
4.3	栃木県湯沢における経年変化観測事例	106
4.3.1	本研究の目的	106
4.3.2	検討条件	106
4.3.3	試験・検討の背景と方法	110
4.3.4	検討結果及び考察	111
4.3.5	まとめ	119
4.4	山梨県丸沢における経年変化観測事例	121
4.4.1	本研究の目的	121
4.4.2	検討条件	121
4.4.3	曝露状況	126
4.4.4	検討結果及び考察	128
4.4.5	まとめ	136
4.5	総括	137
5	INSEM 構造体の弱部・弱層に関する研究	140
5.1	概説	140
5.2	透水性能による弱部・弱層の発生要因に関する研究	141
5.2.1	本研究の目的	141
5.2.2	検討条件	141
5.2.3	検討結果及び考察	143
5.2.4	まとめ	148
5.3	コアを利用した弱部・弱層の発生要因・発生防止に関する研究	150
5.3.1	研究目的	150

5.3.2	検討条件	150
5.3.3	検討結果及び考察	153
5.3.4	まとめ	160
5.5	総括	162
6	INSEM 材のコンシステンシー特性に関する研究	164
6.1	概説	164
6.1.1	INSEM における“締固め易さ”考慮の必要性	164
6.1.2	コンシステンシー測定方法の選定	165
6.1.3	工法毎の目標とするコンシステンシー値の相違	167
6.1.4	施工事例に基づく INSEM におけるコンシステンシーの目安	167
6.2	INSEM 材に要求されるコンシステンシーの目安に関する研究	170
6.2.1	研究の目的	170
6.2.2	検討条件	170
6.2.3	検討結果及び考察	171
6.2.4	まとめ	176
6.3	所要コンシステンシー確保のための配合条件に関する研究	177
6.3.1	研究の目的	177
6.3.2	検討条件	177
6.3.3	試験結果及び考察	181
6.3.4	まとめ	196
6.4	簡易なコンシステンシー特定試験方法に関する研究	198
6.4.1	研究の目的	198
6.4.2	検討条件	199
6.4.3	試験結果及び考察	203
6.4.4	まとめ	208
6.5	総括	210
6.5.1	コンシステンシーで管理する利点	210
6.5.2	INSEM 材に要求されるコンシステンシーの目安に関する研究総括	210
6.5.3	所要コンシステンシー確保のための配合条件に関する研究総括	211
6.5.4	簡易なコンシステンシー測定方法に関する研究総括	212
結 論		215
謝 辞		220

序 論

我が国は、急峻な地形・脆弱な地質等の潜在的な素因と、年平均 1,700mm を越える降水量¹⁾の多くが梅雨期と台風期に集中する気象条件等の誘因から、土砂災害が発生しやすい環境下であり、毎年のように、どこかで崩壊、地すべり、土石流等の土砂災害が発生している。加えて、近年は地球温暖化の影響が指摘される短時間強雨や大雨の発生回数が増加傾向²⁾にあり、これらの土砂災害の頻発化・大規模化が懸念されている。実際に“深層崩壊”“河道閉塞”が発生した台風 12 号による紀伊半島豪雨災害（2011 年 9 月）や、気象庁により“これまでに経験したことのないような大雨”とはじめて表現された九州北部豪雨災害（2012 年 7 月）、さらには、伊豆大島で甚大な被害が発生させた平成 25 年台風第 26 号災害（2013 年 10 月）、広島市安佐北区・安佐南区をはじめとする平成 26 年 8 月豪雨災害（2014 年 8 月）等のように、非常に強い雨とこれに起因した大規模かつ広域的な土砂災害が発生している。

潜在的要因に加え、このような降雨状況の変化等から、現状及び土砂災害発生後において、土砂災害の防止・軽減化や二次災害の防止・被災地域の早期安全度の向上等の理由により、砂防堰堤の必要性・重要性が増大している。その一方で、少子高齢化、経済成長の停滞に伴う財政事情の悪化などから、減災・防災工事及び災害復旧においても、安定性・安全性の確保を必須条件としながらも、高い経済性が望まれている。すなわち、今後の防災事業は、迅速かつ合理的・経済的に実施していくことが大きな課題といえる。

このような課題の解決方法の一つとして、雲仙・普賢岳の噴火災害を契機に実用化された、土石流等の溪流内の未固結堆積物(以下、“現地発生土砂”と称す)とセメント、水などを施工現場近傍で混合して製造する砂防ソイルセメント³⁾の活用があげられる。砂防ソイルセメントは、施工現場及びその近傍で採取可能な現地発生土砂を有効活用することから、骨材採取量の低減（原石山の開発を含む）、セメント量の低減や資材運搬量等の面でもコンクリートに比べて環境負荷が小さく、省資源型の砂防事業、すなわち地球上の有限な資源やエネルギーをできる限り節約することを前提とした防災・減災対策の実現に大きく寄与することが期待される。この省資源型の砂防事業は、当然のことながら近年の喫緊の課題であり、土砂災害の大規模化・頻発化の要因となることが懸念されている地球温暖化対策にも寄与するものである。

砂防事業・工事における砂防ソイルセメントの開発・活用経緯は次のとおりである。砂防堰堤の施設構築材料は、近年まではほぼ一義的にコンクリートが選定されていた。これは、材料品質の安定性や購入の容易さ等の理由もあると想定されるが、構造特性・外力条件に起因した要求性能が細分化・明確化されていなかったこと、コンクリートに代わる適切な堤体材料がなかったことが主たる要因と想定される。実際に砂防堰堤に使用されるコンクリートの圧縮強度は 18～21N/mm² が多いが、砂防堰堤に作用する内部応力は 1.0N/mm² 未満と小さい。このような実状から、激しい凍結融解や摩耗にさらされない内部へ適用する材料は、コンクリートほどの強度は必要ない（安全率を考慮しても 3.0N/mm² 程度）と判断できることが開発要因のひとつにあげられる。一方、砂防河川で活用計画される現地発生土砂の多くは、流水の洗浄作用を受けて細粒分や有機分が少なく良質であることから、施工現場でコンクリートに比べて少ないセメント量と水とを混合することで、比較的容易に 3.0N/mm² 程度以上の強度を発現しやすいことが検証されたことも砂防ソイルセメントの活用促進に大きな影響を与えている。

ここで、砂防ソイルセメントを活用する工法は、INSEM（In site Stabilized Excavated

Materials) 工法と ISM (In Situ Mixing) 工法に大別される³⁾。INSEM 工法は、現地発生土砂とセメント、水とを混合・製造した INSEM 材を、振動ローラで締固めて構造物を構築する工法である。一方、ISM 工法はバックホウ先端に装備した高機能攪拌装置（ツインヘッド）を使用し、打設箇所では現地発生土砂とツインヘッド部から排出されるセメントミルクを攪拌。混合して構造物を構築する工法である。これらの工法特性の相違により、INSEM 工法で使用する材料（INSEM 材）は超硬練りのゼロスランプの状態、ISM 工法で使用する材料（ISM）は、軟練りの有スランプ（砂防に使用するコンクリートより大きいスランプ）の状態を使用する。本研究では、これらの砂防ソイルセメントを活用する工法のうち、経済性・施工性に優れ、近年の活用頻度が高く⁴⁾、さらには単位セメント量が相対的に少なく、より環境負荷の低減にも優れ、省資源の面でも効果の高い INSEM 工法を研究対象とする。

INSEM 工法は、平成 7 年に着工された水無川 1 号砂防堰堤で採用されて以来、現在まで多くの砂防工事で採用されている。特に近年では残存施工型枠等の開発・普及に伴い施工実績が増加傾向にある⁴⁾。しかしながら、開発から 20 年足らずという現状では、必ずしも体系化された工法とは言い難く、長期的な品質等をはじめとして検証されていない課題も多いことが実状である。

INSEM 工法では、現地発生土砂を調整することなく使用することから、INSEM（INSEM 材が振動ローラ転圧・締固め後、硬化したもの）の強度、単位体積重量、耐久性能等の品質は低いうえ、ばらつきが大きいことが懸念される。また、製造、運搬・荷卸し、敷均し、転圧といった施工方法の特徴に起因した課題も有する。特に、振動ローラ転圧・締固めの良否が、INSEM の発現品質を左右することから、製造直後の INSEM 材における“締固め易さ”が構築した構造物の品質に影響を及ぼすことが推測されるが、その研究もほとんどない。

このような背景を踏まえ、本研究は、現地発生土砂を活用する INSEM を省資源型の建設材料と位置づけ、これを活用する省資源型砂防堰堤の普及・推進のために、その構築工法の特徴に起因した課題を、材料特性の視点より明確化するとともに、解決を図ることを目的とする。

本研究の対象である INSEM 工法の特徴とこの特徴に起因した課題を次表に示す。また、以下に本研究の構成、並びにその概要を記す。これらの構成のうち、各課題の解決に対応する章も合わせて示した。

INSEM 工法の特徴とこの特徴に起因した課題

構築工法の特徴			構築工法の特徴に 起因した課題	対応章
工種	特 徴	主な使用機械		
製造	①大礫除去のみで粒度調整をしない現地発生土砂を母材とする ②打設箇所近傍で母材とセメントと水を混合して製造する	バックホウ 自走式攪拌機 etc	現地発生土砂を使用することからコンクリートに比べて低品質な材料しか製造できない 現地発生土砂を使用することから発現品質に大きなばらつきを有する	第2章 第3章 第4章
運搬・荷卸し	①運搬可能な材料でなければならない ②比高差の荷卸しのため、材料分離・大礫集中が発生しやすい	ダンプトラック etc	大礫が集中しやすく、弱部・弱層の発生が懸念される	第5章
敷均し	①広く水平に敷均す ②薄層による丁寧な敷均しにより、大礫集中が緩和される	排土板付バックホウ ブルドーザ etc		
転圧	①締固めは振動ローラ等の建設機械で行う ②振動ローラで転圧可能な材料でなければならない	振動ローラ etc	INSEM材には“締固め易さ”が必要であるが、評価基準・目安が設定されていない	第6章

第1章 低品質材料に関する既往研究の整理・分析

第2章 砂防施設における低品質材料の適用可能性と省資源型の効果

第3章 現地発生土砂を活用する INSEM の基本性状に関する研究

第4章 INSEM 及び INSEM 構造体の経年変化に関する研究

第5章 INSEM 構造体の弱部・弱層に関する研究

第6章 INSEM 材のコンシステンシー特性に関する研究

第1章では、本研究目的である省資源型の砂防施設の普及・推進の基礎的情報となる、現地発生土砂を活用し、単位セメント量が少ないなどの理由により、コンクリートと比較して低品質な建設材料（以下、「低品質材料」）に関する既往研究について整理し、現状での課題を分析した。特に、母材の材料特性、品質特性（施工特性に起因するもの、長期的なものを含む）等に着目し、第2章以降にまとめる研究内容の背景を整理した。

第2章では、砂防施設において INSEM をはじめとする低品質材料の適用可能性を検証するとともに、この低品質材料の省資源型効果およびその評価方法の検討を実施した。一般的に、堰堤内に発生する最大圧縮応力 σ_1 は下流端で発生し、片持ちばり理論より $\sigma_1 = \sigma_d \times (1 + n^2)$ (σ_d ; 下流端鉛直応力度, n ; 下流面勾配) で算出できる⁵⁾ことが知られている。下流端鉛直応力度 σ_d は、安定解析における断面設定時の支持力条件から 0.4 (砂礫層) ~ 0.6 (岩塊玉石層) N/mm² 程度以下となる。そのため、通常、最大圧縮応力 σ_1 は 1.0 N/mm² を大きく下回る値となる。このことが、低強度材料の砂防堰堤への適用の前提条件となるが、同式から推測されるように、下流面勾配 n が 1.0 以上に緩くなった場合には n^2 が大きくなり、その影響が懸念される。そこで、下流面勾配を緩くした条件で FEM (有限要素法) 解析を行った。その結果、 n^2 が大きくなっても下流端鉛直応力度が小さくなることから、 σ_1 は 1.0 N/mm² よりも小さいこと、下流面が緩くなるほど最大応力の発生位置が下流端から堤体中央部に移動するとともに、その大きさは σ_1 よりも小さいことなどが確認できた。また、現地発生土砂を活用する INSEM 工法は、一般的に経済性・施工性に加えて環境負荷低減効果に優れるといわれる。環境負荷が小さいということは省資源としての効果が高いということである。このような状況を踏まえ、省資源に着目した効果として CO₂ 排出量に着目し、複数の施工事例において算出を試みた。その結果、INSEM だけでなくコンクリートを含めても、CO₂ 排出量には施工機械条件よりもセメント量が非常に大きな影響を及ぼすことが確認され、単位セメント量が少ないほど省資源型の材料となることが確認できた。また、この結果を踏まえ、セメントを使用する材料の 1m³ 当たりの CO₂ 排出量は、 $\text{CO}_2 \text{ 排出量} = 1.3 \times k \times C$ (k ; CO₂ 排出原単位, kg-CO₂/kg, C ; 単位セメント量, kg/m³) で近似できることを確認した。

ここで、“低品質”、“省資源”はいずれも現在、建設材料として頻度高く使用されるコンクリートに対比した表記であるが、単に強度や品質でコンクリートより劣る場合には“低品質”とし、“低品質”の中でも現地発生土砂の活用や単位セメント量が少なく資源やエネルギーなどの節約に寄与する場合には“省資源”とした。

第3章では、INSEM の基本性状として、圧縮強度およびその変動係数、耐久性能（凍結融解抵抗性及び摩耗抵抗性）について検討を実施した。圧縮強度及びその変動係数の検討結果として、若材齢における供試体強度の伸び率 ($\sigma_{28\text{コア}}/\sigma_{28\text{供試体}} = 2.0$, コアと供試体の強度比 ($\sigma_{28\text{コア}}/\sigma_{28\text{供試体}} = 0.75$, 単位体積重量比 ($\gamma_{28\text{コア}}/\gamma_{\text{配合}} \geq 0.95$, 変動係数 $V = 30\%$ を目安とすることができることが確認できた。これらの値は、配合設計や施工時の品質管理において重要な値である。耐久性能

の検討結果では、コンクリートに比べて耐久性能は劣るものの、強度増加に伴い凍結融解抵抗性及び摩耗抵抗性は向上することが確認された。ここで、耐久性能については室内試験での評価には、特に凍結融解抵抗性において、試験方法の特性から限界があるため、第4章に示すような自然環境下における経年変化の観測結果により評価することが妥当であると判断した。

第4章では、第3章において耐久性能が室内試験では評価できないことを考慮し、自然環境下で観測された INSEM の耐久性能について検討した。自然環境下における INSEM の長期的な安定性の検証として標高 1,300m 程度の山間部において長期的に観測した 2 事例の経年変化の観測・計測結果をまとめた。いずれも冬期には積雪の影響で立入が困難で、凍結期間が年間約 90 日に達する地点でのモニタリング結果である。一つ目の事例は、栃木県内の山間部において約 5 年間にわたり実施した、曝露供試体における圧縮強度、単位体積重量、相対動弾性係数や土石流被災時の外観調査等の測定・観測事例である。冬季 5 ヶ月間に渡って積雪の影響を受ける条件に曝露した供試体でも、5 年程度では凍結融解により早期劣化しないことや、計画規模の 84% に相当する出水時に発生した土石流（ $\phi 1.4\text{m}$ 程度の巨石の到達を確認）が通過・衝突して構造体表面を流下した場合でも局所的な軽微な摩耗しか発生しなかったことを確認した。二つ目の事例は、山梨県の山間部において約 15 年間に渡り実施した構造体及び曝露供試体による経年変化等の測定・観測事例である。9～15 回の越冬を経験した構造体、曝露供試体において外観調査、中性化深、圧縮強度、単位体積重量、相対動弾性係数等を測定した。本測定・観測結果からも目標強度 3.0N/mm^2 以上の INSEM 及び INSEM 構造体において、9～15 回程度の越冬では、強度や構造的安定性を低下させるような劣化現象は発生していないことが確認できた。ただし、完全浸水させていた曝露供試体のうち、不測の状態が発生した浸水面からの突出部では凍結融解に伴う剥離劣化が認められ、特殊な条件下では早期劣化が生じる可能性があることも確認された。これらの事例から低品質で、室内試験では耐久性能が“低い”と判断される INSEM においても、早期劣化が発生する危険性が低いことが確認できた。

第5章では、工法特性に基づく影響について検討を実施した。INSEM 工法は、製造から荷卸しまでの過程、特に積替え時などで材料分離を生じやすく、ジャンカ等の弱部・弱層を発生させることが懸念される。また、振動ローラにより全面レア打設を行うことから、水平打継目の不連続面化も懸念される。INSEM 構造体内の弱部・弱層は、早期劣化を助長することが懸念される。そのため、透水試験等により、弱部・弱層の発生要因の把握とその対策の検討を実施した。その結果、INSEM 構造体内における弱部・弱層の発生防止には、①INSEM 材の締固め易さの確保、②打継目の分離防止、③大礫径の集中防止等の対応が有効と考えられる。①ではコンシステンシーを考慮した INSEM 材の配合の採用、②では“清掃・散水+セメント散布”以上の打継目処理の実施、③では大礫の確実な除去、荷卸し後の INSEM 材の二次攪拌の実施、空隙部への充填が期待できる敷モルタルの実施等を提案した。

第6章では、INSEM 工法が振動ローラで締固め構造体を構築するといった工法特性において重要と考えられる“締固め易さ”に関する検討を実施した。INSEM の“締固め易さ”を表すコンシステンシー（Consistency；変形又は流動に対する抵抗性）の概念が重要と考えられる。そこで、ゼロスランプのコンクリートのコンシステンシーの評価に用いる VC（Vibrating Compaction；JSCE-F507）試験により INSEM 材のコンシステンシーとこれに基づく締固め特性を評価するものとした。振動ローラにより“締固め易い”INSEM 材のコンシステンシーとし

てスランプ=0cm, VC 値 ≤ 8 秒程度を目安とすることができることを確認した。本目安を採用することで、確実な振動締固めが実施でき、締固め不足によるジャンカ等の弱部・弱層の発生防止や単位体積重量の増大等の効果が期待される。なお、同目安は、同種工法である RCD 工法で採用される VC 値=20 $\pm$ 10 秒より小さいが、これは使用振動ローラの規格が 3 $\sim$ 5t 級と、RCD 工法で採用される 10t 級よりも小規格であることを考慮すれば妥当と判断される。 VC 試験機の調達ができない場合等の、 VC 値を管理目標値として採用しない、もしくは採用できない場合であっても、“締固め易い” INSEM 材とするためには、最大乾燥密度 $\rho_{max} \geq 2.0t/m^3$, 0.075mm 以下含有率 $F_c < 4\%$ の条件であれば、母材含水比 ω =最適含水比 $\omega_{opt} + 1\%$ 以上、加水量 $W \geq 80kg/m^3$ 程度を目安とすることができることを確認した。また、圧縮強度用供試体作製器具を用いて実施できる簡易 VC 試験により得られる簡易 VC 値 ≤ 10 秒を目安とすることができることを確認した。これらの基準は必ずしも品質管理項目として実施しなくても、施工時の INSEM 製造状態の経験的な判断においての目安となる。

最後に、結論として、これらの研究によって得られた成果を要約した。

INSEM 材の配合量の設定には、ソイルアプローチとコンクリートアプローチがあり、一般的にはソイルアプローチが用いられる場合がほとんどである。INSEM 材の配合量は、セメント、水、現地発生土砂の比率を決定するものであり、いずれの配合設計方法でも原則的には問題はないと考えられる。第 5 章に示すように現地発生土砂の物性のうち、最大乾燥密度、密度・吸水率を測定しておけば、相互に変換可能である。また、製造後の INSEM 材の評価は、セメント分の存在を確認するためのフェノールフタレイン溶液の散布と硬化後の圧縮強度が主体であり、INSEM 工法の特性を考慮した“締固め易さ”に着目した管理・評価は少ない。

本研究では、これらの配合設計手法のうち、第 3 章第 2 節、第 3 節及び第 6 章第 3 節で使った一部のデータを除けば、コンクリートアプローチによる配合設計データを使用した研究である（本研究では特にことわらないかぎりコンクリートアプローチによる配合設計手法によるものとする）。また、単位水量を INSEM 材の“締固め易さ”の指標となるコンシステンシー（ VC 値）により設定されたデータを使用した研究である。これらの点で従来までの主要な研究と異なっていることが特徴である。

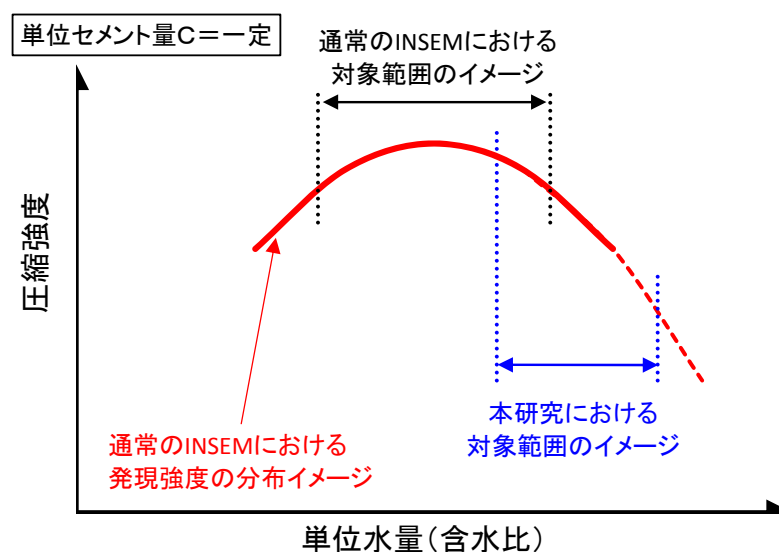
コンクリートアプローチによる配合設計を採用した理由は、以下のとおりである。

- ① INSEM は、原則的にはコンクリートと土砂の中間的材料で幅の広い品質を有するものであるが、本研究の対象はコンクリートの代替品、すなわち強度やばらつきなどの基本性状には差異を有するものの、硬化後に弾性体材料としての挙動を示す建設材料としての活用を想定したものである。
- ② 同種工法で使用する RCD 用コンクリート⁶⁾、CSG⁷⁾においてもコンクリートと同様な配合設計が用いられており、これらと整合性が図れる。
- ③ 単位セメント量、単位水量という単位量の概念でデータ整理を行うことから、配合量の容積総和は $1m^3$ となることが妥当と判断されるためである。
- ④ コンシステンシーにより単位水量を設定した上で、コンクリートと同様にセメント水比（ C/W ）と圧縮強度の関係から単位セメント量を設定できる。また、実務上では、少ない配合試験数で単位セメント量を $10kg/m^3$ 単位で設定できる。

コンシステンシー（ VC 値）を考慮した配合設計を採用した理由は、以下のとおりである。

- ① INSEM は振動ローラ転圧により構造物を構築する工法であることから、振動ローラによる“締固め易さ”を考慮することは重要であるとともに、合理的である。
- ② コンシステンシーに着目することで、配合量のひとつである単位水量が容易に設定できる。
- ③ 製造後の INSEM 材の性状を定量的に管理できる。
- ④ コンシステンシーという概念は、同種工法で使用する RCD 用コンクリートでは標準的な管理基準とした採用されており、CSG やもうひとつの砂防ソイルセメントの ISM 材においても、品質管理項目として設定されていなくとも、配合決定時には考慮されている。
- ⑤ 振動ローラで“締固め易い”コンシステンシーにおける配合では、セメントの水和反応に十分な単位水量が採用される。そのため、十分なセメント量を含有する INSEM ではコンクリート同様な弾性体材料となることが期待される。
- ⑥ 細粒分を多く含む土砂等、現地発生土砂によっては自然含水比が大きく変動し、単位水量や含水比による管理ができない場合が想定される。このような場合でもコンシステンシーによる管理は可能である。
- ⑦ なお、RCD 用コンクリートや CSG では、 VC 値 $=20\pm 10$ 秒をコンシステンシーの目安としているが、本研究では、よりコンシステンシーの小さい VC 値 ≤ 10 秒程度を目安としていることが特徴である。

なお、 VC 値による“締固め易さ”を考慮した INSEM 材の配合では、基本的にセメント水比（ C/W ）と圧縮強度 σ に正比例の関係が認められる。従って、下図に示すように同一単位セメント量において単位水量が増大するに従い発現強度が小さくなる。換言すれば、よりコンクリートに近い領域の単位水量を有する INSEM 材を研究範囲としている。通常のソイルアプローチによる INSEM 配合ではピーク部の含む領域での配合試験を実施することから、本研究における単位水量範囲は、ソイルアプローチによる INSEM 配合に比べて単位水量が多い領域であることが推測される。この VC 値で管理するコンクリートアプローチの単位水量がソイルアプローチの配合よりも多くなる傾向は、森田らの研究結果⁸⁾でも確認されている。



本研究で取り扱う単位水量（含水比）の範囲と圧縮強度の分布イメージ

以下に、本研究論文で用いた主な用語をまとめる。

本研究論文で用いる主な用語（参考文献 3）,9), 10)等を参考に作成)

用 語	定 義 ・ 意 味
省資源型	現地発生土砂の活用や単位セメント量の低減により、その構築に、新たに使用する原材料量を抑制でき、資源やエネルギーの節約を期待できる材料を使用することを意味する。“不透過型”や“透過型”の構造分類ではなく、従来から使用されていたコンクリートに対する材料的視点からの分類型。
省資源型 砂防堰堤	省資源型の材料・工法を用いた砂防堰堤をいう。本研究では、特に断らない限り INSEM 工法で構築された不透過型砂防堰堤、または透過型砂防堰堤のうち非越流部を指す。
低品質材料	コンクリートに比べて、低品質、低強度でばらつきの大きい建設材料をいう。通常、INSEM, ISM 等の現地発生土砂とセメント・水等を混合した建設材料を指す。
砂防ソイル セメント	現地発生土砂とセメント・セメントミルク等を攪拌混合して製造した、砂防施設や地盤改良に活用する材料の総称。INSEM 材と ISM 材に分類される。
INSEM 材	現地発生土砂、セメント、水を混合したゼロスランプの超固練りの建設材料で、硬化前の状態をいう。
INSEM	INSEM 材が振動ローラ転圧・締固め後、硬化した状態及び硬化した構造体をいう。
INSEM 工法	INSEM 材を振動ローラで締固め、構造物を構築する工法。
ISM	現地発生土砂、セメント、水、混和剤を混合した有スランプの建設材料で、硬化前の状態と硬化後の状態及び構造体をいう。
ISM 工法	バックホウに装着したツインヘッダにより、現位置で現地発生土砂中にセメントミルクを排出させながら、攪拌・混合して構造物を構築する工法。ただし、同工程でピット混合後、打設箇所に運搬して打設する場合も ISM 工法に分類される。
コンクリート	特に断らない限り、従来から砂防構造物に使用しているコンクリート。
CSG	Cemented Sand and Gravel の略。河床砂礫や掘削ズリなどのダムサイトの近くで容易に入手できる岩石質材料に、水とセメントを配合して生成された材料で、台形 CSG ダムに使用する。
CSG 工法	CSG をダンプトラック等で打設箇所に運搬し、ブルドーザで敷均し、振動ローラで締固め、構造物を構築する工法。
RCD 用 コンクリート	Roller Compacted Dam-Concrete の略。セメントの量を少なくした超硬練り（ゼロスランプ）のコンクリート。
RCD 工法	RCD 用コンクリートをブルドーザで敷均し、振動ローラで締固めるコンクリートダムの合理化施工法。
現地発生土砂	砂防事業の実施において、掘削や除石により発生する土砂、及び河道内に堆積し有効活用するために容易に採取可能な土砂の総称。
INSEM 母材	現地発生土砂のうち、所定以上の大礫を除去した INSEM 材に使用する土砂。一般に現地発生土砂から 80mm または 150mm 以上の大礫を除去した土砂をいう。
細粒分	現地発生土砂または INSEM 母材中に含まれる 0.075mm の網ふるいを通過する微粉末。発現強度に影響を及ぼすことが懸念される因子。
コンクリート アプローチ	コンクリート配合設計手法に基づいて現地発生土砂、セメント、混合水の容積合計が 1m ³ となるように配合設計を行う方法。
大礫	現地発生土砂に含まれるが、INSEM 母材や試験試料としての分級時に排除する径の大きい礫の総称。一般的な土質分類における“礫”とは異なる。
ソイル アプローチ	ソイルセメント配合設計手法に基づいて、土の締固め試験から求められた所定量の現地発生土砂に所定量のセメント・混合水の混合する配合設計方法。混合水量は含水比に基づき設定。
含水率(比)	土砂の内部の空隙に含まれる水と表面水の全量の、絶対乾燥状態の土砂の質量に対する百分率。
吸水率	表面乾燥状態の土砂に含まれている全水量の、絶対乾燥状態の土砂質量に対する百分率。コンクリートアプローチにおいて単位水量の設定のために必要。
表面水率	土砂の表面に付着している水の割合であって、土砂に含まれている全ての水から土砂の粒子の中の水を差し引いたものの表面乾燥状態の土砂質量に対する百分率。コンクリートアプローチにおいて加水量の設定のためにも必要。
加水量	INSEM 材製造時に加える 1 m ³ 当りの水の質量。単位水量から表面水量を減じて算出。

用 語	定 義 ・ 意 味
コンシステンシー	材料の変形又は流動に対する抵抗性。INSEM 材のコンシステンシーは、スランプ及び VC 値で評価。本研究ではワーカビリティ的な意味も含む“締固め易さ”を表すの指標として使用する。
スランプ	コンクリート等のやわらかさの程度を示す指標のひとつ。スランプコーンを引き上げた直後の頂部からの下り(cm)。INSEM 工法では振動ローラが上載することが前提のため、ゼロスランプを基本とする。
VC値	ゼロスランプ材料のコンシステンシーを示す指標。標準容器を用いた振動台式コンシステンシー試験方法 (JSCE-F 507) により得られる試験値 (表面までペーストが浮き出てくるまでの時間) を秒で表したもの。試験機には小型 VC試験機を用いる。
供試体	配合試験時もしくは品質管理時に作製された供試体。ウェットスクリーニングにより 40mm 以上の骨材を除去した INSEM 材で作製する。φ125mm×H250mm または φ150mm×H300mm を標準形状とする。
コア供試体	構造体から抜き取ったコアによる供試体。φ150mm×H300mm を標準形状とする。
目標強度	構造体における圧縮強度の目標値。活用部位に発生する最大圧縮応力等に対して安全度を確保できる圧縮強度値以上とする。一般的には $\sigma_{28}=3.0\text{N/mm}^2$ とすることが多い。
目標供試体強度	配合試験時や施工時に品質管理として作製する供試体の圧縮強度の目標値。なお、ここでいう供試体は温度管理された試験室で標準養生又は封緘養生した供試体に限定する。
配合強度	配合試験において示方配合を決定する場合に設定する強度。目標強度に割増係数 k (通常 $k=1.5$) を乗じた強度。
品質管理強度	施工現場で品質管理の一環として作製した供試体における圧縮強度。
単位体積重量	硬化後の 1m ³ 当りの重量(kN/m ³)。 ”密度” または ”単位容積質量” に重力加速度 9.80665m/s ² を乗じた値。
評価材齢	目標強度等を評価する材齢。一般的には 28 日。

引用文献

- 1) 国土交通省 HP：世界各国の降水量，http://www.mlit.go.jp/river/pamphlet_jirei/bousai/saigai/kiroku/suigai/suigai_3-1-1.html，参照 2015-11-14
- 2) 気象庁 HP：気象変動監視レポート 2014，<http://www.data.jma.go.jp/cpdinfo/monitor/index.html>，参照 2015-11-14，p30-31，2015
- 3) (財) 砂防・地すべり技術センター：「砂防ソイルセメント設計・施工便覧」，pp190.,2011
- 4) 石塚忠範・本臼茂・片山哲雄・高野広明・嶋丈示：砂防ソイルセメントと今後の砂防の取り組み，(財) 砂防・地すべり技術センター，sabo，Vol.109，1.2012，p9～15
- 5) (社) 日本河川協会：「改定新版建設省河川砂防技術基準(案)同解説－設計編[Ⅰ]－」，平成 9 年 10 月，p198
- 6) (財) 国土開発技術権キュセンター編集：RCD 工法によるダム施工，p32～39，1981
- 7) 台形 CSG ダム技術資料作成委員会編集：台形 CSG ダム技術資料，p 3-6，2003
- 8) 森田耕司・小林将雄・光井伸典・小出哲也・松井宗広・阿部淳・近藤玲次，砂防ソイルセメント工法におけるマサ土の強度特性，平成 19 年度砂防学会研究発表会概要集，p266～267，2007
- 9) 砂防ソイルセメント活用研究会：砂防ソイルセメント活用ガイドライン，pp97.,2004
- 10) (公社) 土木学会：2013 制定コンクリート標準示方書〔基準編〕JIS 規格集，p 861－876，2013

1 低品質材料に関する既往研究の整理・分析

1.1 本研究の対象

平成7年度に雲仙・普賢岳の水無川1号砂防堰堤において、砂防ソイルセメントが初めて適用された。それ以降、現在まで砂防工事の中で活用事例が増大し、砂防ソイルセメントを活用する工法は、一般的な工法になりつつある。

砂防ソイルセメントとは、“現地発生土砂とセメント・セメントミルク等を攪拌混合し、砂防施設や地盤改良に活用する材料の総称”とされ、これを活用する工法が“砂防ソイルセメント工法”と定義されている¹⁾。また、砂防ソイルセメント工法はISM (In Situ Mixing) 工法とINSEM (IN-situ Stabilized Excavated Material) 工法に大別される。このうちISM工法は、バックホウ先端に装備した高機能攪拌装置(ツインヘッド)を使用して、構造物を構築する現位置において、現地発生土砂とツインヘッド部から排出されるセメントミルクを攪拌・混合して構造物を構築する工法(写真1.1-1参照)である。一方、INSEM工法は、図1.1-1に示す手順で現地発生土砂を活用して構造物を構築する工法である。具体的には、バックホウ等で採取した現地発生土砂から80mm(一部の施工事例では150mm)以上の大礫や石材を、スケルトンバケットや自走式ふるい機で分級・排除したINSEM母材をINSEM製造ヤードに仮置きする。このINSEM母材とセメント、水をバックホウや自走式攪拌機、場合によっては簡易プラント等で混合・製造したINSEM材を、ダンプトラック等で打設箇所まで運搬する。これを排土板付バックホウやブルドーザで敷均し、振動ローラで締固めて構造物を構築する(写真1.1-2参照)。これらの工法特性により、ISMは砂防に使用するコンクリートよりスランプが大きい軟練りの状態で、INSEM材は超硬練りのゼロスランプの状態で使用されている。

本研究は、今後の砂防事業の中で“省資源型”の砂防堰堤の普及・推進のための基礎的研究を目的とすることから、単に現地発生土砂の活用を行うだけでなく、セメント等の環境負荷の大きい材料の使用量を相対的に少なくでき、より環境負荷の低減、省資源の面でも効果の高いINSEM工法及びこれに使用するINSEM材を研究対象とする。



(全 景)



(ツインヘッドによる攪拌混合状況)

写真 1.1-1 ISM 工法による砂防施設構築状況例

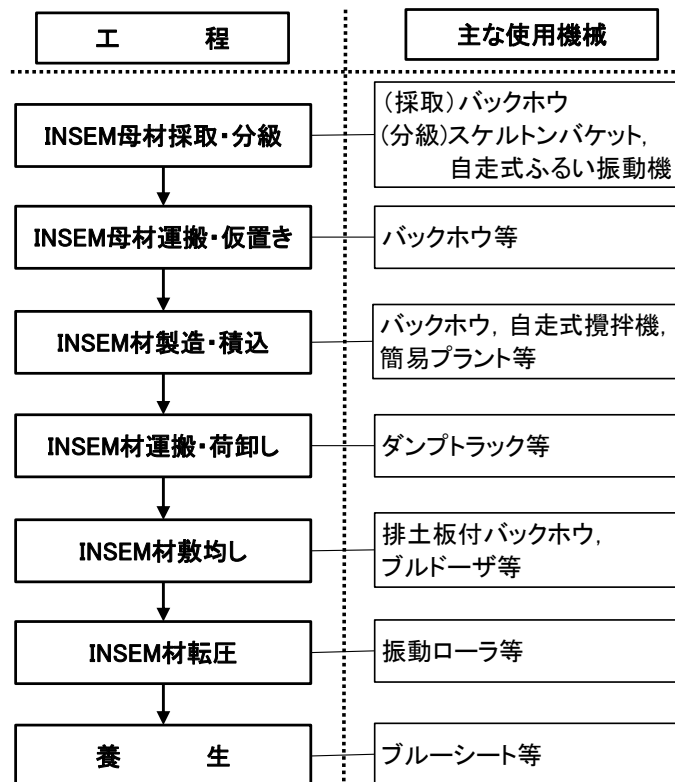


図 1.1-1 INSEM 工法における施工工程及び主な使用機械



(スケルトンバケット付バックホウによる母材採取・分級)



(自走式攪拌機による製造・積込)



(ブルドーザによる敷均し)



(振動ローラによる締固め)

写真 1.1-2 INSEM 工法による砂防施設構築状況例

1.2 低品質材料に関する既往研究

砂防事業における現地発生土砂を活用した低品質材料の適用は、1970年代に大手²⁾により研究されていた。大手の研究²⁾は、川砂、川礫の不足というコンクリート骨材事情の悪化や山間部工事への骨材運搬の非合理性等を踏まえ、“駄目なものは駄目なりに利用の可能性を引き出せないものか”という主眼のもと、コンクリート骨材としての基準を満足しない、現場で得られる自然土壌を骨材とするコンクリートの可能性の検証を目的とした研究である。同研究の中では、自然土壌を骨材として使用した場合でも、圧縮強度は、水セメント比やセメント空隙比と相関があるといったコンクリートと同様の挙動を示すことが確認されるとともに、自然土壌の粒度特性や構成鉱物、*pH*等の影響を受けることが確認されている。従って、INSEM工法による最初の構築物である水無川1号砂防堰堤の着工(1995)より、約20年前に大手²⁾により、現地発生土砂をセメント、水等と混合した建設材料(現状でいう“砂防ソイルセメント”)の適用可能性が明示され、かつ現地発生土砂の使用時、すなわち強度発現時に、粒度、構成鉱物、*pH*などを着目すべきことが示された。これらのうち、試験の容易性と結果の明確性もあり、INSEM母材の適用性の評価や配合量の概略設定に現状では現地発生土砂の粒度特性がひとつの指標として利用されている。ただし、同研究はコンクリート骨材の代替品として自然土壌に着目していたことから、有スランプ(スランプフロー160~200mm程度)での活用を想定し、試験試料の最大骨材寸法は2mmないし20mmと細かな土砂を研究対象としている点で、ゼロスランプを対象とし、原則的に最大骨材寸法(最大礫径)80mmとする本研究と相違している。

また、大野の研究³⁾では、砂防工事現場内に調整されていないものの、ふんだんに良質な砂礫材料が存在するにもかかわらずコンクリート一辺倒であることの不合理さを指摘したうえで、特に都市地域内の砂防工事において、残土運搬、土捨場構築等の掘削残土処分にかかる環境面、コスト面の課題解決を目的に、掘削残土の発生抑制・有効活用が示されている。同研究では砂防堰堤を対象とし、掘削土砂等の現場発生土の低減と現地発生土砂の有効利用(直接利用、固結利用、補強利用)の体系化が図られ、固結利用方法としてINSEM工法が提案され、力学特性の把握と施工条件の設定がなされ、INSEM、INSEM工法の適用可能性が示された。この意味から同研究は、本研究で目的する砂防事業における省資源型、省エネルギー型の砂防施設の普及・推進の体系化に向けての先駆的な研究であるといえる。ただし、同研究では、強度発現には乾燥密度を大きくすることの必要性を指摘されながらも、本研究で着目するコンシステンシー等の締固め度の向上のための材料特性については検討されていない。また、水セメント比と一軸圧縮強度との関係において上に凸状の形状が認められることから、振動ローラによる“締固め易さ”に着目した本研究における単位水量よりも少ない単位水量領域での研究である。

これらの根幹的な研究と、INSEM工法の採用事例が増大するに従い、INSEM及びINSEM工法の種々の研究が実施されている。

ここでは、本研究の対象に関わりのある既往研究についてまとめる。

(1) 低品質材料の適用性・効果に関する既往研究

砂防堰堤の内部に発生する応力は非常に小さく、この発生内部応力に対して純コンクリートが非常に高品質であることは、大野の研究³⁾だけでなく種々の研究⁴⁾⁵⁾⁶⁾で指摘されている。これは、

旧福山藩の砂留工のように土砂や石材で構築され、現存する歴史的砂防施設からも明らかである。このような考えは砂防堰堤だけに限らない。大量のコンクリートを必要としてきた貯水ダムでも、台形断面とすることで引張応力・圧縮応力が抑制されること⁷⁾を踏まえ、低品質材料である CSG を活用する台形 CSG ダムの開発・構築が進められている。近年では、従来まで使用することが困難と判断されていた細粒分を多く含む非常に低品質な土質材料においても、高炉スラグ⁸⁾⁹⁾やフライアッシュ¹⁰⁾¹¹⁾等と混合することで活用可能なことが検証されており、より一層の現地発生土砂及びこれを用いた低品質材料の活用が期待されている。

前述したように、低品質材料の活用に期待する効果にはコンクリート使用量の低減だけではなく、新たに活用する資源、エネルギーの抑制があげられる。すなわち、砂防事業における省資源化の推進である。低強度材料の省資源効果の定量的評価事例として、CO₂ 排出量に着目した事例¹²⁾¹³⁾¹⁴⁾¹⁵⁾があげられる。これらの事例においては、CO₂ 排出量には単位セメント量の影響が非常に高いことが示されている。綱木らの研究¹²⁾では、INSEM を活用した 5 年間の 8 工事において、1,262t・CO₂ の CO₂ 排出量が抑制されたことが報告されている。また、中濃らの研究¹⁵⁾では、単位セメント量と（CO₂排出量/CO₂排出原単位）には高い相関が見られ、砂防ソイルセメントやコンクリートを含めたセメントを含有する建設材料における CO₂排出量の概略値の算定式として次式が提案された。

$$\text{CO}_2\text{排出量} = 1.3 \times k \times C \cdots \cdots (1.2.1 \text{ 式})$$

ここで、 k ；使用セメントの CO₂ 排出原単位(kg-CO₂/kg)， C ；使用セメント量(kg)

ただし、上式に示した推定式は、比較的古い CO₂ 排出原単位が使用された検討結果であることに留意が必要である。

(2) INSEM の工学的性状に関する既往研究

INSEM の要求性能は、圧縮強度と単位体積重量である。現地発生土砂を使用することで、コンクリートより強度の発現が小さくなるといった実状もあり、現在までの研究¹⁶⁾の多くは、いかに目標強度を発現させるかといった点やその強度発現への影響因子の把握に主眼がおかれている。INSEM 工法開発当初には、その活用が困難といわれていた細粒分や有機質分を多く含む現地発生土砂においても、セメント以外の固化材の使用¹⁷⁾や、改良材（クラッシュラン¹⁸⁾、高炉スラグ⁸⁾⁹⁾、フライアッシュ¹⁰⁾¹¹⁾と混合することにより強度発現が可能であることが確認され、嶋らの研究⁹⁾では、ほぼ全ての現地発生土砂の適用可能性が開かれたことが指摘されている。圧縮強度の発現には水和反応が重要であるが、嶋らの研究¹⁹⁾では、強度の伸び率から明瞭な水和反応領域を判定し、確実な水和反応がコンクリートと同様な強度特性を有するための最小圧縮強度の目安として $\sigma_{28} = 2.0 \text{ N/mm}^2$ が示されている。一方、単位体積重量は、構造物の安定上重要であるにもかかわらず、測定値としての確認はされているものの、その推定方法をはじめとして検討されてない。

圧縮強度と単位体積重量の次に重要な INSEM の性状として、凍結融解抵抗性や摩耗抵抗性などの耐久性能があげられる。INSEM は使用材料条件、配合条件からコンクリートに比べ、凍結融解抵抗性や摩耗抵抗性が低いことが開発当初から懸念されていた。これは、骨材が良質でないことや発現強度が小さいだけでなく、耐久性能に優れるコンクリートの特徴を考慮すれば明らかのように、耐久性能に影響を及ぼす水セメント比 (W/C) が大きいこと、AE 減水剤を使用しないことから凍結融解抵抗性を向上させるエントレインドエアが導入できないことなどの影響と考

えられる。このような背景もあり、比較的早い段階より耐久性能について検討が進められている。既往研究結果によれば、圧縮強度の増大により耐久性能が向上することが確認されている²⁰⁾。INSEM の摩耗抵抗性は、“少々の洪水に対してもその土砂を流出させないようにすること”を期待する大野の研究³⁾では、圧縮強度 $2\sim 3\text{N/mm}^2$ 以上（単位セメント量 100kg/m^3 以上）で、片山らの研究²¹⁾では圧縮強度 $3\sim 5\text{N/mm}^2$ 以上で向上することが示されている。これらの評価値の違いは試験方法の影響と考えられ、総合的に評価しても圧縮強度 $2\sim 3\text{N/mm}^2$ 以上で、流水等による侵食作用を受けても容易に流出する危険性は低いと推察される。一方、凍結融解抵抗性は、試験方法の違いにより評価が異なる。突き固めたセメント安定処理混合物の凍結融解試験方法である ASTM D560 による試験結果では凍結融解抵抗性に優れるといった結果が得られている²²⁾が、コンクリートの凍結融解試験方法である JIS A 1148 のうち水中凍結融解では、ほぼ確実に凍結融解抵抗性が小さいと評価される²⁰⁾。これらは 1 サイクルあたりの時間やサイクル数で大きな差異があり、JIS A 1148 がより厳しい試験方法になっているためである。ただし、これらの室内で実施した耐久性能試験結果が実際の自然環境の中でどのような状況・状態に相当するかは明確ではない。特に JIS A 1148 では凍結融解被害が確実に発生しない状態の評価は可能であるが、耐久性能は低いと判断されても、実際の自然環境下で凍結融解劣化が発生しない可能性があることに留意が必要である。

(3) INSEM 及び INSEM 構造体の経年変化に関する既往研究

前述したように、室内試験条件が自然環境と異なることから INSEM の経年変化・劣化現象等は実際の現場での観測事例から判断せざるを得ない。しかしながら、INSEM 工法は開発・活用開始から約 20 年しか経過していないこともあり、経年変化に関する研究は少ない。中村らの研究²³⁾では、標高約 520m で積雪の影響を受ける地点に構築され、土石流堆積物が表面に堆積した築 5 年の試験施工構造体で摩耗侵食量が計測されている。同計測では、下流側の最も摩耗が進行した範囲でも単位面積あたりの摩耗深 3.4cm、最大摩耗深さ 10.5cm であった。調査時点では土砂が被覆しており、当該構造体に作用した土石流規模や回数が不明瞭であるが、“砂防 CSG 構造物の摩耗抵抗性や凍結融解抵抗性にコンクリートと同程度を期待しているのではなく、外部保護材が破損・消失した場合にも補修までの一定期間機能を維持する程度の品質、換言すれば中小規模の単発の洪水で容易に施設破壊を引き起こさないための品質を有するかどうかの視点”から一定レベルの摩耗抵抗性を有すると評価されている。また、当該構造体では外観上の凍結融解劣化は認められないこと、5 年後の強度増加も認められたことが報告されている。なお、同研究は経年変化の測定事例であるが、周辺工事による掘削にともない出現した構造体での調査事例であり、継続的に実施した調査ではない。

一方、凍結融解に対する経年変化として、堀らの研究²⁴⁾と川村らの研究²⁵⁾がある。堀らの研究では越冬回数 7 回の構造体から採取したクラッシュラン（C40）を母材とする構造体において、強度及び単位体積重量が増大する傾向が確認され、凍結融解抵抗性も問題がないことが確認されている。ここで、堀らの研究における外気温条件は明確に示されていないが、調査地の情報に基づけば標高は約 30m と推定され、冬期の外気温が氷点下となるものの、後述する川村らの研究対象ほど気温条件は厳しくないことに留意が必要である。川村らの研究では、築 9 年（越冬回数 9 回）の 4 種の INSEM 母材を用いた試験施工構造体における凍結融解劣化を確認したものであり、表面部では約 2cm 程度以下の劣化が確認されるものの、内部では凍結融解による劣化は認め

られなかったことが報告されている。これらの研究のように INSEM は、早期に顕著な劣化が発生・進行するものではないことが確認されている。ただし、経年変化の観測事例が少ないこと、また観測期間は 10 年未満と短いことが課題である。

(4) INSEM 構造体の弱部・弱層に関する研究

INSEM 工法では、大礫を含有する材料特性や全面レア打設といった工法特性から、INSEM 構造体内部には大礫集中箇所や水平打継目の分離等の弱部・弱層が発生することが懸念される。しかしながら、INSEM 工法の特性に起因した弱部・弱層に関する研究事例は少ない。田井中らの研究²⁶⁾では最大礫径 $G_{max}=80\text{mm}$ の条件で $10^{-6}\sim 10^{-7}\text{cm/s}$ オーダー、最大礫径 $G_{max}=150\text{mm}$ の条件で $10^{-4}\sim 10^{-6}\text{cm/s}$ オーダーであることが確認されたことなどから、最大礫径が大きい条件で“粗骨材の集中やジャンカといった締固め不足の状態を形成し易い”ことが指摘されている。また、(独)土木研究所・(財)砂防・地すべり技術センターらの研究¹⁴⁾では、最大礫径 $G_{max}=150\text{mm}$ では 80mm 以上の粗骨材の割合が 40%以上の条件で、最大礫径 $G_{max}=300\text{mm}$ では 80mm 以上の粗骨材の割合が 30%以上の条件で、不良打設面面積率が增大することが示されている。

以上示したように田井中らの研究²⁶⁾では透水係数等から、(独)土木研究所・(財)砂防・地すべり技術センターらの研究¹⁴⁾では打設面の不良打設面面積率から、大礫径及びその集中が弱部・弱層の発生要因になることが報告されているが、大礫径の集中防止・緩和策については示されていない。

(5) INSEM 材のコンシステンシー特性に関する既往研究

INSEM 工法における製造後の標準的な品質管理項目は、フェノールフタレイン溶液散布による目視確認のみである。INSEM 工法が振動ローラによる転圧締固めによって砂防施設を構築する工法であることを考慮すれば、製造直後のフレッシュな INSEM 材において“締固め易さ”は重要な要素であることは疑う余地がない。INSEM 工法の同種工法である RCD (Roller Compacted Dam-concrete) 工法では、“締固め易さ”の指標として、VC 試験により求められるゼロスランプ材料のコンシステンシーを表す VC 値が使用される²⁷⁾。ここで、RCD 工法では所要のコンシステンシーとして VC 値=20±10 秒が管理基準値とされている事例が多い。同じく同種工法である CSG 工法では、VC 試験は管理基準として採用されていないが、VC 値に着目した締固め特性の研究は多い²⁸⁾。CSG 工法において VC 値を品質管理基準値に設定しない理由は明確にされていないが、天明らの研究²⁹⁾において“トラフィカビリティの確保やウェービング現象の状況から施工に適した”と判断される VC 値は微粒分量 8~25.5%の範囲で 20~120 秒と大きな差異があることを考慮すれば、土質性状によって妥当と判断される VC 値が大きく異なるため、画一的な基準値としての設定が困難と判断されたためではないかと推察される。また、CSG 工法において“締固め易さ”は基準化されていないものの、図 1.2-1 に示す“ひし形理論”の概念図³⁰⁾から、例え発現強度が大きいことが期待できる領域であっても、単位水量が少なく“ペースト不足により十分な締固めが行えない範囲”の配合は採用しない方針であることが理解される。このことは、品質管理しなくとも“締固め易さ”が確保できる配合しか採用しないということを意味しており、間接的ではあるが、CSG 工法でもコンシステンシーが考慮されていると考えられる。

INSEM 材における“締固め易さ”に着目し、VC 値による管理を実施されている事例もいく

1.3 総 括

以上示した既往研究内容・結果及びその課題を踏まえ、本研究で整理・検討する項目を以下にまとめる。

(1) 低品質材料の適用性・効果に関する研究方針

既往研究より、砂防堰堤等において INSEM のような低品質材料の適用性があること、その省資源的効果を CO₂ 排出量で評価することが期待できることが確認された。本研究では、INSEM をはじめとする低品質材料の活用に関する基本的事項の検証のひとつとして、より低品質の現地発生土砂の砂防堰堤への適応可能性やその条件を把握するため、断面形状を変えた砂防堰堤の FEM 解析を行い、堤体内部において発生する応力の検証を行う。この FEM 解析結果と通常内部応力の測定を実施する片持ち梁理論に基づく最大圧縮応力の推定式³⁴⁾での算定結果を対比し、片持ち梁理論の適用条件や留意点の把握・検討を行う。また、低品質材料の省資源・省エネルギー効果の評価として、既往研究と同様に CO₂ 排出量に着目するものとし、近年の CO₂ 排出原単位を用いて、中濃らが提案した CO₂ 排出量の算定式¹⁵⁾の精査を行うものとする。

(2) INSEM の工学的性状に関する研究方針

既往研究でも、圧縮強度、耐久性能等の基本性状についての多くの検討がなされている。大礫を除去するのみで粒度調整をしない現地発生土砂を活用する INSEM は、土とコンクリートの間材料と考えられている¹⁾。しかし、本研究は単位水量が多い領域での INSEM を対象としていることから、必然的に十分な水和反応が期待でき、コンクリートと同様な特性を有することが期待される。そのため、圧縮強度等の力学特性や耐久性能から、コンクリートと同様の建設材料としての取り扱いの可能性やコンクリートを基準としての耐久性能についての検討を行うものとする。ここで、個別の試験結果のみで基本性状を評価することは困難なことから、複数のデータを用いた整理・分析を行う。また、最も重要な要求品質である圧縮強度は、コンクリートと比較して、現地発生土砂を活用するがゆえの課題である大きな“ばらつき”を有するものと推定される。この“ばらつき”の度合いを把握するとともに、“ばらつき”を考慮した場合の配合条件についても検討を行うものとする。

(3) INSEM 及び INSEM 構造体の経年変化に関する研究方針

既往研究より、INSEM の凍結融解性能及び摩耗抵抗性は、早期劣化しない程度は期待できることが確認できた。INSEM の耐久性能は開発当初からの課題のひとつであるが、新技術・新工法であるがゆえ、経年変化の研究は非常に少ない。そのため、計画的かつ継続的な経年変化の把握を、特に自然環境の厳しい条件で実施し、データの蓄積とその分析を目的に既往 INSEM 構造体及び曝露供試体による経年変化の観測事例を取りまとめるとともに、観測結果に基づく現状での INSEM の耐久性能の評価を行う。なお、INSEM においてはコンクリートのような高度の耐久性能を要求するのではなく、内部材としての活用時に容易に劣化しない程度の凍結融解抵抗性、外部材破損・消失時にも短期間で構造体の安定性や機能が損なわれることのない程度の摩耗抵抗性を要求性能と考えるものとする。

(4) INSEM 構造体の弱部・弱層に関する研究

既往研究より、INSEM 構造体の弱部・弱層の発生には大礫の影響が大きいことが確認できた。構造体内部の弱部・弱層を透水試験やサンプリングコア等で判断するとともに、それらが発生した条件を把握し、その要因を明らかにしたうえで、弱部・弱層の発生抑制対策について検討する

ものとする。

(5) INSEM 材のコンシステンシー特性に関する研究方針

既往研究より、同種工法である RCD 工法や CSG 工法の事例を考慮しても、転圧・締固めにより砂防施設を構築する INSEM 工法において、転圧前の INSEM 材の“締固め易さ”の評価・管理として VC 値を利用できることが確認できた。ただし、締固め易いと判断できる VC 値については明確にされていない。そのため、“締固め易さ”に着目して INSEM におけるコンシステンシー（VC 値）の目安を設定するものとする。また、VC 試験が INSEM 工法における品質管理として採用されない理由のひとつに、VC 試験機の市場性が低いために調達しにくいことがあげられる。このような場合を想定し、基準値とはならなくとも、判断の目安となる方法、すなわち CSG 工法と類似した間接的な方法や、より簡易な試験方法によるコンシステンシーの評価を行う方法や目安についても検討するものとする。

引用文献

- 1) (財)砂防・地すべり技術センター：「砂防ソイルセメント設計・施工便覧」，pp190.,2011
- 2) 大手桂二：自然土壌を材料とするコンクリートに関する研究，pp.,190，1978
- 3) 大野宏之：砂防事業における現場発生土の有効利用に関する研究，pp.,190，1998
- 4) 桜井一也・中濃耕司・紙永和歌子・鎌田美希：歴史的砂防施設から見た低強度建設材料の適用性，平成13年度砂防学会研究発表会概要集,p.4－5,2001
- 5) 野村一利・桜井一也・岡村祐介・塚本潔：低強度建設材料を使用時の内部応力に関する一検討，平成13年度砂防学会研究発表会概要集,p.6－7,2001
- 6) 武澤永純・田村圭司・金俊之・廣瀬隆浩：砂防堰堤の材料の変遷について，平成20年度砂防学会研究発表会概要集,p.502－503,2008
- 7) 例えば，CSG研究会：CSG材料を用いたダムの解析と設計方法の提案，ダム技術 No.166，p27－52,2000)
- 8) 嶋丈示・秋山祥克・水山高久：有機質土をINSEM材に活用するための改良手法，平成25年度砂防学会研究発表会概要集，p.B-156－B-157，2013
- 9) 嶋丈示・秋山祥克・水山高久：製鋼スラグによる砂防ソイルセメント改良効果，平成26年度砂防学会研究発表会概要集，p.B-234－B-235，2014
- 10) 秋山祥克・織田哲暢・松村和樹：INSEM工法におけるフライアッシュの効果について，平成26年度砂防学会研究発表会概要集，p.B-240－B-241，2014
- 11) 秋山祥克・織田哲暢・松村和樹：INSEM工法におけるフライアッシュの効果－長期強度の検証－，平成27年度砂防学会研究発表会概要集，p.B-214－B-215，2015
- 12) 網木亮介・萩原節・中濃耕司・細川清隆：砂防CSG工法の環境負荷系限度に関する検討，平成16年度砂防学会研究発表会概要集，p.88－89，2004
- 13) 中村良光・筒井智照・小出哲也・栗原淳一・武澤永純：砂防ソイルセメントのCO₂抑制効果について，平成18年度砂防学会研究発表会概要集，p.206～207，2006
- 14) 独立行政法人土木研究所土砂管理研究グループ火山・土石流チーム・(財)砂防・地すべり技術センター：砂防ソイルセメントの材料特性に関する調査，p2-1－2-19，p.6-16～6-22，2006
- 15) 中濃耕司・半田博幸：砂防ソイルセメントに関するいくつかの知見，平成20年度砂防学会研究発表会概要集，p.82－83，2008
- 16) 例えば，松井宗廣，田井中治，嶋丈示，飯塚幸司，國光謙二，松下一樹，光井伸典，山中久幸，長野英次：マサ土を用いたINSEMの強度に影響を与える要因に関する一考察，平成22年度砂防学会研究発表会概要集，p.362－363，2010
- 17) 例えば，岩田幸雄・三輪勝弘・奥村英司・大西孝之・河合雅也・佐藤文雄：有機土壌における砂防ソイルセメントの適用，平成24年度砂防学会研究発表会概要集，p.42－43，2012
- 18) 例えば，森川智・楠本光・中濃耕司・細川清隆・岩本吉弘：低品質の現地発生土砂を活用した砂防ソイルセメントの検討，平成15年度砂防学会研究発表会概要集，p.140－141，2003
- 19) 嶋丈示・秋山祥克・水山高久：INSEM材の水和反応を保證する最小管理強度の導入，砂防学会誌，Vol.68，No.2，p.14－22，2015
- 20) 例えば，田村圭司・山崎忠・石田哲也・中濃耕司・細川清隆：低品質材料における耐久性能

- 検討結果の一例，平成 16 年度砂防学会研究発表会概要集，p.86－87，2004
- 21) 片山哲雄・三上幸三・鬼頭政徳・松村和樹：天竜川上流域における河床土砂を用いた砂防ソイルセメントの検討，砂防学会誌，Vol.60，No.5，p.39－46，2008
 - 22) 例えば，濱田美雪・松村和樹・岩本吉弘・若杉由美・廣瀬隆浩：低品質材料を用いたソイルセメントの耐凍結融解性について，平成 17 年度砂防学会研究発表会概要集，p.192－193，2005
 - 23) 中村良光・萩原節・中濃耕司・桜井一也：砂防 CSG 構造物の長期品質の測定事項，平成 15 年度砂防学会研究発表会概要集，p.138－139，2003
 - 24) 堀謙吾・佐野清・国領ひろし：砂防ソイルセメントの懸念変化に対する追跡調査結果の報告，平成 21 年度砂防学会研究発表会概要集，p.130－131，2009
 - 25) 川村崇成・嶋丈示・池田暁彦・三上幸三・吉村明・中濃耕司・細川清隆：砂防ソイルセメント路（INSEM）の経年変化に関する調査，平成 23 年度砂防学会研究発表会概要集，p.500－501，2011
 - 26) 田井中治・村松悦由・小峰正・中濃耕司・岡村祐介：INSEM 工法における大礫径の影響について，平成 19 年度砂防学会研究発表会概要集，p.256－257，2007
 - 27) (財)日本ダム協会・RCD 工法施工研究会：改訂版 RCD 工法施工の手引き，p.12－21，1994
 - 28) 例えば，国土交通省国土技術政策総合研究所：国土技術政策総合研究所資料 No.330 CSG に関する試験的検討，191pp.,2006
 - 29) 天明敏行・大家通弘・村上祐治・高橋浩：材料が異なる CSG の締固め特性，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.2., 2000
 - 30) (財)ダム技術センター：台形 C S G ダム設計・施工・品質管理技術資料，p.2-30～2-32 及び p.5-6，2012
 - 31) 萩原弘・大田原幸亘・白山昌義・中濃耕司：砂防 CSG 工法の試験施工について，砂防学会誌，Vol.53，No.1，p.26－34，2000
 - 32) 國友優・高橋英一・大木鉄夫・時任勝宏・松井宗廣・中濃耕司・岡村祐介：武澤永純：細粒分・砂分を多く含む現地発生土砂の INSEM 工法への適用時の留意点，平成 24 年度砂防学会研究発表会概要集，p.46－47，2012
 - 33) 河合源悟・角鹿一徳・山崎誠一・志村猛志・井川忠：中島鎌谷川第二堰堤における砂防ソイルセメントの配合試験に関する一考察，平成 21 年度砂防学会研究発表会概要集，p.132－133，2009
 - 34) (社)日本河川協会編：改訂新版建設省河川砂防技術基準（案）同解説設計編〔I〕，p198，1997

2 砂防施設における低品質材料の適用可能性と省資源型の効果

2.1 概 説

古い時代の砂防施設は、当然のことながら木材や石材、土砂材などの自然材料を使用して構築されている。これらの施設のうち、適切な施工が実施されたもののいくつかは現存し、現在もその機能を発揮している。写真 2.1-1 には、広島県に現存している旧福山藩の砂留工の一例を示す。写真 2.1-1 に示した堂々川 6 番砂留工は、1835 年に構築が開始され、明治 15 年及び昭和時代に嵩上げ増築がなされたものである。この他にも旧福山藩内には 1700 年代以降に石材や土砂材を主原料として構築された砂留工が多数現存している¹⁾。桜井らの研究²⁾では、旧福山藩の砂留工をはじめとする古い時代の自然材料を活用した砂防施設は、内部が土砂や粘土であっても、流水等の影響を受ける水通し天端や下流のり面に摩耗侵食に優れる材料（石材）を配置することで長期間の施設機能を維持できる構造物となっていると分析されている。

このように、砂防施設の構築に用いる材料は、現在の主材料であるコンクリートより低品質であっても、適切な部位に適切な適用を行うことで、活用できると判断できる。



写真 2.1-1 石と土で作られた旧福山藩の砂留工（堂々川 6 番砂留工）

本研究の対象である INSEM 工法に使用する INSEM 材は、現地発生土砂とセメント、水を混合して製造する建設材料で、性状的にはコンクリートと土砂の中間的材料と考えられている³⁾。そのため、セメント量を増減することにより、使用土砂の性状や要求品質に応じた適切な配合を設定・採用することが可能である。例えば、十分な強度発現が可能な土砂を使用する場合、セメント量が少ない条件では土質材料的強度を示すことが想定されるが、セメント量を一定量以上使用する条件ではコンクリートと同様な弾性体の挙動を示すと考えられる。なお、現状では、コンクリートと同様な特性を有する弾性体材料としての活用事例が主体となっている。

INSEM 材・INSEM 工法は、平成 7 年度に水無川 1 号砂防堰堤に適用されて以来、コスト縮減効果、工期短縮効果及び環境負荷の低減効果が高いこともあり、砂防施設で積極的な活用がなされている。

堰堤等の砂防施設に INSEM 工法が採用可能な理由は、堰堤内に作用する応力が小さく、コンクリートほどの強度は必要としないためである。これは、前述した旧福山藩の砂留工が現存していることから容易に推測できる。ここで、一般的な砂防施設の主材料であるコンクリートの圧

縮強度として $\sigma_{28}=18\text{N/mm}^2$ 程度が採用されることが多い。このコンクリートの圧縮強度は、凍結融解抵抗性を確保するための条件である水セメント比 $W/C \geq 60\%$ といった配合条件⁴⁾に支配されていることが実状である。これに対し、砂防堰堤に作用する内部応力は、許容支持力条件⁵⁾を考慮すれば明らかなように、岩塊玉石層では 0.6N/mm^2 程度、礫層では 0.4N/mm^2 程度で、先に示したコンクリートの設計基準強度の $1/30 \sim 1/45$ 程度と小さい。このような背景から、コンクリートよりも低品質の建設材料の活用性が検討され、施工現場で容易に入手可能な現地発生土砂を活用する INSEM 材・INSEM 工法が開発され、普及してきた。

一方、INSEM 工法の効果に着目すれば、母材の現地採取や現地製造等の材料特性により、コンクリートと比較して INSEM は非常に安価な材料となり、配合試験費用や設備費、残存型枠（外部保護材兼務）費を考慮しても、打設量が多くなるほどコスト縮減効果が高いことが知られている⁶⁾。また、振動ローラによる締固め、連続打設・翌日打設の許容等の合理的な施工方法により、施工性が高く、約 $19,600\text{m}^3$ の INSEM を 98 日（日打設量約 $200\text{m}^3/\text{日}$ ）で打設した事例⁷⁾も報告されている。環境負荷の軽減については、現地発生土砂を活用する時点でその効果が期待できる。また、INSEM は低品質・低強度であるがゆえ、コンクリートに比べて単位セメント量が少なく CO_2 排出量の低減も期待できる⁶⁾⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾ことも知られている。このように、INSEM 材・INSEM 工法の活用効果は、現地発生土砂の活用、合理的な施工等の材料特性・工法特性に起因したものであり、その根幹が、コンクリートに比べて低品質・低強度の建設材料（以下、“低品質材料”と称する）を使用することであるといえる。

以上のような実状を踏まえ、本節では、砂防施設への低品質材料の適用性の妥当性及び留意点の把握を目的として、過去の研究成果の補足検討を行うものとする。まず、FEM（Finite Element Method, 有限要素法）解析により砂防堰堤内の発生応力の特性を把握し、砂防施設における低品質材料の活用可能性について検討を行うものとする。また、現地発生土砂を活用する INSEM 等の低品質材料の 3 つの効果のうち定量的な評価事例の少ない省資源（環境負荷の低減）の効果を、 CO_2 排出量に基づく定量化評価に向けての検討を行うものとする。

2.2 FEM解析による砂防堰堤内部の発生応力と低品質材料の活用可能性

2.2.1 本研究の目的

一般的に、弾性体の堰堤内に発生する最大圧縮応力 $\sigma_1 (= \sigma_{max})$ は下流端で発生し、片持ち梁理論より次式（以下，“簡便式”と称する）で算出できる¹²⁾ことが知られている。

$$\sigma_1 (= \sigma_{max}) = \sigma_d \times (1 + n^2) \cdots \cdots (2.2.1 \text{ 式})$$

ここで、 σ_d ；下流端鉛直応力

n ；下流のり面勾配

INSEM を適用した砂防堰堤の最大圧縮応力 $\sigma_1 (= \sigma_{max})$ は、前述したように実質的には地盤の許容支持力条件により支配され、通常では岩塊玉石層の約 0.6N/mm^2 以下と考えることができる。本節では、堤体内に発生する応力が、この簡便式で算出されるような小さい値を示すことの確認を第一の目的とする。また、より強度を発現しにくい母材の活用、すなわち低強度の低品質材料の適用を想定したのり面勾配の緩い構造を対象とした FEM 解析を行い、緩勾配構造における低品質材料の活用時の留意点の把握も目的とする。ここで、(2.2.1 式) に示した簡便式から推測されるように、下流面勾配 n が 1.0 以上に緩くなった場合には n^2 が 1 以上を示し、簡便式の適用性が懸念されることから、下流面勾配を非常に緩くした条件での FEM 解析を実施する。

なお、FEM 解析は、微分方程式を近似的に解くための数値解析であり、複雑な形状・性質を持つ物体を単純な小領域に分割することで近似し、全体の挙動を予測しようとする解析手法である。そのため、FEM 解析は、厳密な解（絶対的な値として評価できる計算値）を求めるための手法ではなく、近似的な解を求める方法であり、相対的な比較を実施することに有効的な効果を有する解析方法であることに留意が必要である。従って、本研究でも、厳密な値としての評価よりも、相対的な評価を実施することを主眼とする。

2.2.2 検討条件

(1) 解析条件

表 2.2-1 に解析対象施設条件を示すとともに、表 2.2-2 に FEM 解析条件を示す。なお、本 FEM 解析は 2 次元平面ひずみ条件での解析であり、FEM 解析を行う砂防堰堤の内部材は、等方弾性体として扱うものとした。

解析対象施設条件は、野村らの研究¹³⁾の条件を参考に設定した。また、堤体の材料は INSEM 等の低強度建設材料とした。ここで、表 2.2-1 中の低品質建設材料の弾性係数 E_c は、山本らの研究¹⁴⁾により得られた圧縮強度と弾性係数の関係をもとに、目標強度 $\sigma_{ck} = 3.0\text{N/mm}^2$ から逆算した値を用いた。表 2.2-1 中の上・下流のり面勾配は、表 2.2-2 に示す CASE1～CASE3 に示す値とした。なお、CASE1～CASE3 は、低品質建設材料の活用を想定し、発生応力が小さくなるように下流のり面勾配の緩勾配化を想定した解析ケースである。CASE1 は下流のり面勾配を 1 : 0.2 から 1 : 0.5 と緩くした条件で、安定解析により設定される最小断面を解析対象とした。CASE2 は上流のり面勾配を 1 : 0.55（下流のり面勾配 1 : 0.2 のときの安定解析が満足できる最急のり面勾配）とし、下流のり面勾配を緩くした断面を解析対象とした。CASE3 は台形断面のうち安定生を確保できる 1 : 0.4 から上下流のり面勾配を緩くした断面を解析対象とした。

本研究では、15.0m 未満の砂防堰堤を対象とするが、FEM 解析は便宜的にダム高 15.0m とした。また、簡便式による内部応力算出は 15.0m 未満の砂防堰堤における下流端鉛直応力度 σ_d の

算出式から設定した。外力条件は、洪水時及び土石流時を想定し、それぞれ安定解析における外力条件と同じとし、土石流の衝撃力は考慮しないものとした（図 2.2-1 参照）。なお、土石流流体力 F は、土石流の作用範囲（≒波高）に等分布荷重で作用するものとした。

(2) 境界条件

解析対象の堤体は、岩盤もしくは土砂盤のうえに構築されることとなり、解析上、境界が生じる。本研究では、内部応力の発生状況に主眼をおいた解析とすることから、境界条件の影響により大きめの値（安全側の結果）が算出されやすい堤体底面を固定点としたモデルで FEM 解析を実施した（図 2.2-1 参照）。

表 2.2-1 解析対象施設条件

項 目		諸元	項 目		諸元
ダム高 H (m)		15.0	土石流の波高 h_d (m)		2.2
天端幅 B (m)		3.0	土石流の流体力 F (kN/m)		68.5
上・下流のり面勾配		別表参照	土石流の単位体積重量 ρ_d (kN/m ³)		15.9
越流水深 h_3 (m)		2.5	水の単位体積重量 W_0 (kN/m ³)		11.7
低強度建設材料の物性値	単位体積重量 W (kN/m ³)	22.5	低強度建設材料の物性値	ポアソン比	0.3
	弾性係数 E_c (kN/mm ²)	4.3		目標強度 σ_{ck} (N/mm ²)	3.0

表 2.2-2 FEM 解析対象断面の上下流のり面条件

CASE区分		のり面条件	
CASE1	下流のり面勾配を1:0.2~0.5とした場合の最小断面	(下流/上流)のり面勾配※)	
		0.2/0.55, 0.25/0.45, 0.3/0.35, 0.35/0.35, 0.4/0.3, 0.45/0.3, 0.5/0.25, 0.55/0.25, 0.6/0.2	
CASE2	安定解析上の最小断面(下流のり面勾配1:0.2, 上流のり面勾配1:0.55)から下流のり面を1:2.0まで緩勾配化	下流のり面勾配	上流のり面勾配
		0.2, 0.4, 0.45, 0.5, 0.55, 0.6, 0.8, 1.0, 1.2, 1.5, 2.0	0.55
CASE3	上下流のり面を1:0.4~2.0まで同じ勾配とした台形断面形状	上・下流のり面勾配	
		0.2, 0.4, 0.45, 0.5, 0.55, 0.6, 0.8, 1.0, 1.2, 1.5, 2.0	

※) 下流のり面勾配1:A, 上流のり面勾配1:Bの場合に, A/Bと表記した。

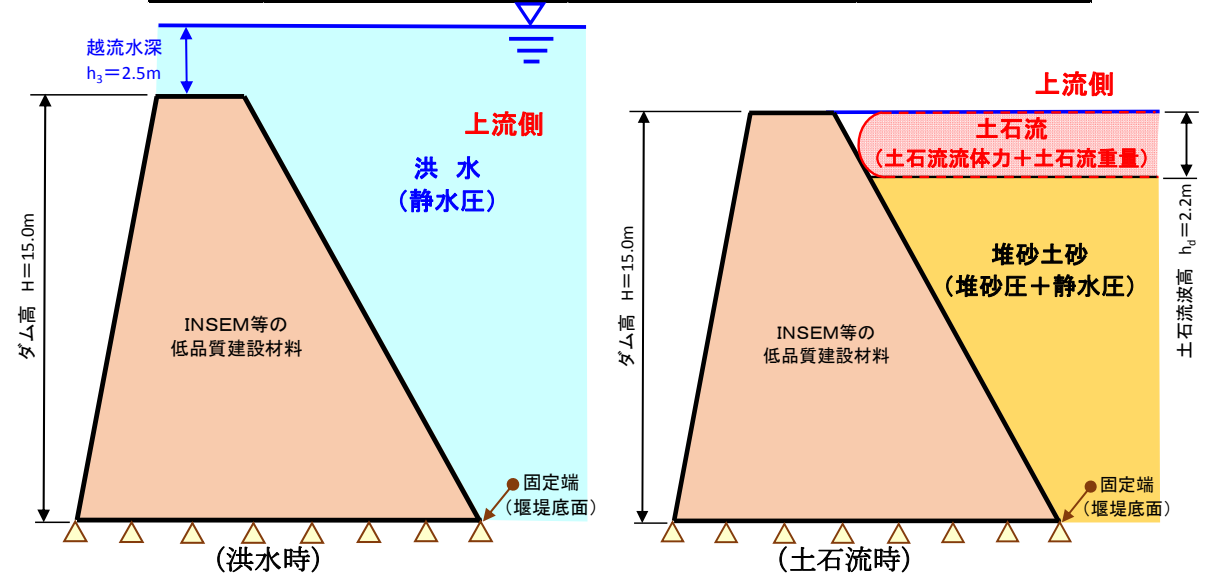


図 2.2-1 FEM 解析における外力条件模式図

2.2.3 検討結果及び考察

2.2.3.1 最小断面（CASE1）における解析結果

表 2.2-3 に CASE1 における FEM 解析による最大発生応力を示すと同時に、図 2.2-2、2.2-3 に FEM 解析結果例の一例を示す。これらの図（FEM 解析結果例）の応力は“引張”を“正”としている。加えて表 2.2-4 には CASE1 における簡便式による応力算定値を示す。また、表 2.2-3、2.2-4 の結果は図 2.2-4、2.2-5 のように図化した。ここで、表 2.3-3、2.2-4 中の「下流端」は下流端の堰堤底面に発生した圧縮応力、「 σ_{2max} 」は堰堤底面に発生する最大圧縮応力、「 σ_{2max} 位置」は下流端から最大応力発生位置の距離の堤底長さに対する比、「上流端」は上流端の堰堤底面に発生した圧縮応力を意味する。

表 2.3-3、2.2-4 及び図 2.2-2、2.2-3 より、FEM 解析では最小断面における「下流端」の最大発生応力は、下流のり面勾配が急な方が大きい傾向が認められる。ただし、下流のり面勾配が 0.4（土石流時）もしくは 0.5（洪水時）以上の条件になると、最大発生応力は下流端ではなく、上流端またはその近傍に移行することが認められた。

ここで、FEM 解析による「下流端」の発生圧縮応力は、特に下流のり面勾配が急な条件において、簡便式に比べて大きい傾向を示す。この傾向は、今回の FEM 解析における堰堤底面の境界条件を固定端とした影響もあると推測される。ただし、図 2.2-2 より明らかなように、大きな圧縮応力が発生する範囲は下流端の極一部であるとともに、その大きさは境界条件の影響を受けているとしても 1.0N/mm^2 以下と小さい値であった。

表 2.2-3 CASE1 における FEM 解析による最大発生応力

解析CASE区分			CASE 1-1	CASE 1-2	CASE 1-3	CASE 1-4	CASE 1-5	CASE 1-6	CASE 1-7	CASE 1-8	CASE 1-9
下流のり面勾配			0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60
上流のり面勾配			0.55	0.45	0.35	0.35	0.30	0.30	0.25	0.25	0.20
CASE1 最小断面 上・下流のり面 1:0.2以上 天端幅3.0m	洪水時	下流端(N/mm ²)	0.898	0.811	0.730	0.621	0.540	0.460	0.398	0.339	0.292
		σ_{2max} (N/mm ²)	0.898	0.811	0.730	0.621	0.540	0.460	0.444	0.453	0.510
		σ_{2max} 位置	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.978	0.978	1.000
		上流端(N/mm ²)	0.297	0.313	0.341	0.351	0.383	0.395	0.439	0.451	0.510
	土石流時	下流端(N/mm ²)	0.880	0.796	0.718	0.610	0.531	0.453	0.392	0.334	0.288
		σ_{2max} (N/mm ²)	0.880	0.796	0.718	0.610	0.557	0.571	0.631	0.644	0.715
		σ_{2max} 位置	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
		上流端(N/mm ²)	0.409	0.442	0.495	0.509	0.557	0.571	0.631	0.644	0.715

表 2.2-4 CASE1 における簡便式による応力算定値

下流のり面勾配			0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60
上流のり面勾配			0.55	0.45	0.35	0.35	0.30	0.30	0.25	0.25	0.20
CASE1 最小断面 上・下流のり面 1:0.2以上 天端幅3.0m	洪水時	下流端(N/mm ²)	0.545	0.549	0.559	0.516	0.503	0.470	0.460	0.435	0.427
		上流端(N/mm ²)	0.027	0.020	0.005	0.061	0.079	0.125	0.141	0.176	0.188
	土石流時	下流端(N/mm ²)	0.485	0.487	0.491	0.455	0.442	0.415	0.405	0.383	0.374
		上流端(N/mm ²)	0.070	0.066	0.060	0.107	0.125	0.163	0.177	0.208	0.220

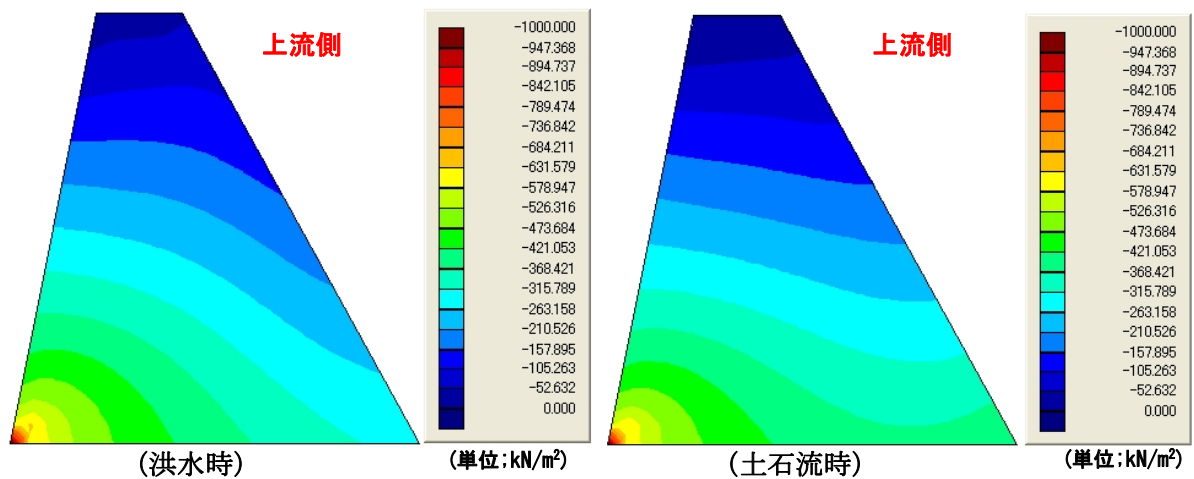


図 2.2-2 FEM解析結果例 (CASE1-1)

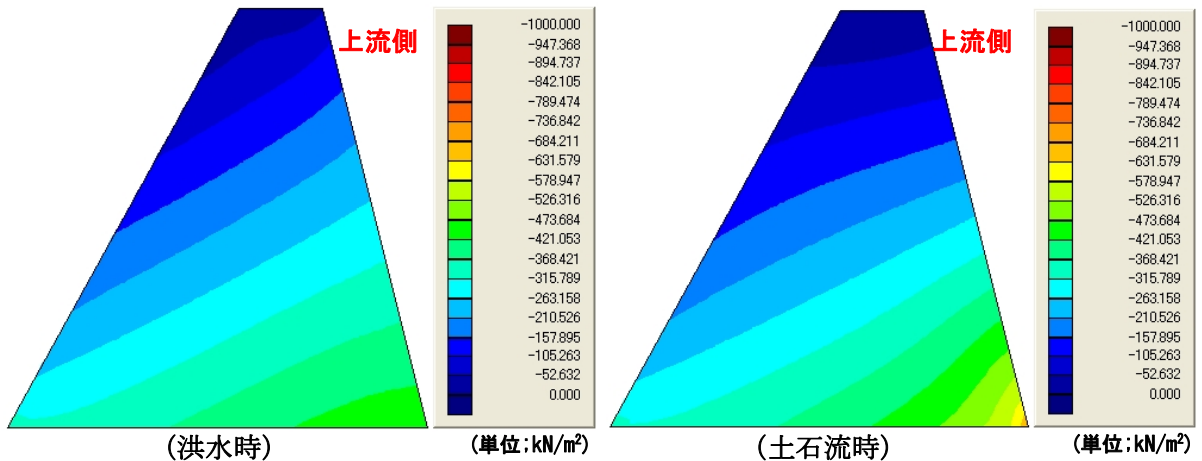


図 2.2-3 FEM解析結果例 (CASE1-9)

図 2.2-4 には、下流のり面勾配と（解析値/最大解析値）の関係を示す。ここで、最大解析値は各 CASE における解析上の最大値（下流のり面が最急の条件下で下流端で発生）とし、解析値は「下流端」の圧縮応力、または最大圧縮応力（「 σ_{2max} 」）とする。

図 2.2-4 より、「下流端」の圧縮応力は、堤体下流のり面が大きくなるにつれて減少する傾向を示す。ここで、減少割合は簡便式に比べて FEM 解析の方が大きい。これは FEM 解析結果が簡便式による結果と比較して、初期値、すなわち下流のり面勾配 1 : 0.2 の条件における最大値が、堰堤底面の境界条件の影響もあり大きい値を示すこと、下流のり面勾配が緩い条件では下流端に発生する圧縮応力が小さくなることなどの影響と推測される。一方、FEM 解析結果における最大圧縮応力「 σ_{2max} 」は、下流のり面勾配が 0.4 ないし 0.5 を最小値とし、これらより緩くなるにつれ、増加する傾向が認められる。これは、図 2.2-5 に示したように「 σ_{2max} 位置」が上流端となっていることからあきらかなように、上流端に発生する圧縮応力が下流端よりも大きな値を示したためである。下流のり面勾配が緩い条件において上流端で最大圧縮応力が発生する理由には、堰堤底面の境界条件が固定端であることの影響もあるが、図 2.2-2 から推測されるように、水通しが相対的に上流側に移行することで堤体の重心が上流側に移行した影響があると推測される。

以上の FEM 解析結果より、下流のり面勾配が緩くなるほど、下流端に発生する圧縮応力は簡便式で算出される圧縮応力より小さくなる可能性があることや、最大応力の発生位置は上流側に移動する傾向があることなどが確認できた。

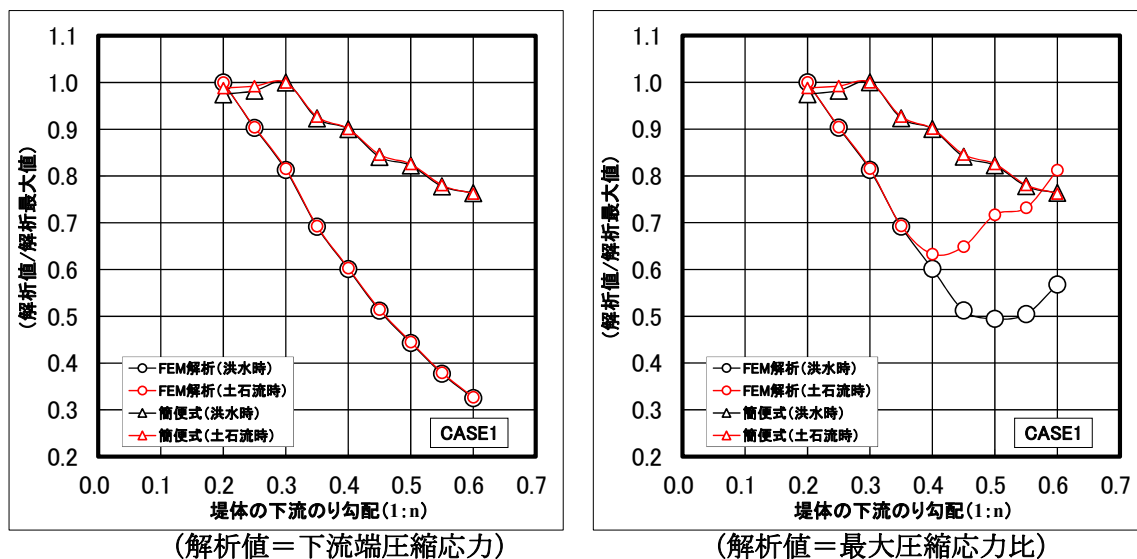


図 2.2-4 下流のり面勾配と（解析値/最大解析値）の関係

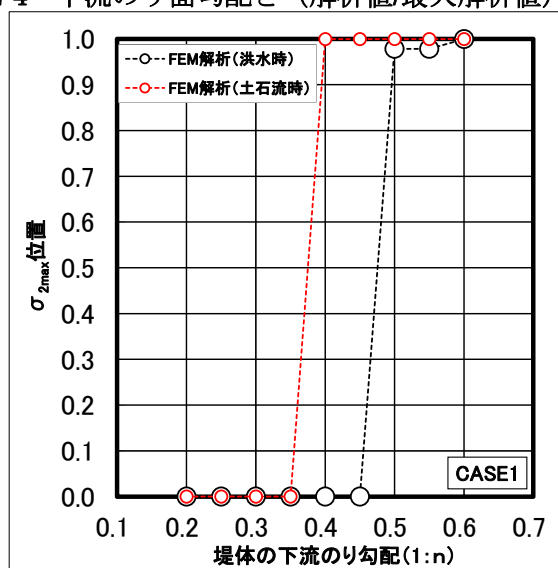


図 2.2-5 下流のり面勾配と σ_{2max} 位置の関係

2.2.3.2 下流のり面勾配緩和時（CASE2）の解析結果

表 2.2-5 に CASE2 における FEM 解析による最大発生応力を示すと同時に、図 2.2-6、2.2-7 に FEM 解析結果の代表例を示す。また、表 2.2-6 には CASE2 における簡便式による応力算定値を示す。表 2.2-5、2.2-6 の結果は図 2.2-8、2.2-9 のように図化した。なお、CASE2-1 は、図 2.2-2 に示した CASE1-1 の場合と同じである。

表 2.2-5 CASE2 における FEM 解析による最大発生応力

解析CASE区分		CASE 2-1	CASE 2-2	CASE 2-3	CASE 2-4	CASE 2-5	CASE 2-6	CASE 2-7	CASE 2-8	CASE 2-9	CASE 2-10	CASE 2-11	CASE 2-12	CASE 2-13	
下流のり面勾配		0.20	0.30	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.70	0.80	1.00	1.20	1.50	2.00	
上流のり面勾配		0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	
CASE2 上流のり1:0.55 下流のり1:n 天端幅3.0m	洪水時	下流端(N/mm ²)	0.898	0.666	0.497	0.431	0.374	0.324	0.282	0.213	0.162	0.094	0.057	0.028	0.011
		σ_{2max} (N/mm ²)	0.898	0.666	0.497	0.431	0.374	0.370	0.370	0.371	0.373	0.376	0.379	0.381	0.383
		σ_{2max} 位置	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.630	0.674	0.739	0.761	0.804	0.848	0.870	0.891
		上流端(N/mm ²)	0.297	0.303	0.309	0.311	0.313	0.315	0.317	0.320	0.323	0.328	0.332	0.336	0.341
	土石流時	下流端(N/mm ²)	0.880	0.653	0.488	0.423	0.367	0.319	0.277	0.210	0.160	0.094	0.056	0.028	0.011
		σ_{2max} (N/mm ²)	0.880	0.653	0.488	0.434	0.437	0.441	0.444	0.448	0.452	0.458	0.462	0.466	0.469
		σ_{2max} 位置	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
		上流端(N/mm ²)	0.409	0.420	0.430	0.434	0.437	0.441	0.444	0.448	0.452	0.458	0.462	0.466	0.469

表 2.2-6 CASE2 における簡便式による応力算定値

下流のり面勾配			0.20	0.30	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.70	0.80	1.00	1.20	1.50	2.00
上流のり面勾配			0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
CASE2 上流のり1:0.55 下流のり1:n 天端幅3.0m	洪水時	下流端 (N/mm ²)	0.545	0.472	0.425	0.406	0.391	0.379	0.369	0.355	0.346	0.338	0.339	0.351	0.375
		上流端 (N/mm ²)	0.027	0.120	0.186	0.214	0.237	0.258	0.276	0.306	0.331	0.366	0.391	0.413	0.434
	土石流時	下流端 (N/mm ²)	0.485	0.425	0.383	0.368	0.356	0.345	0.337	0.326	0.320	0.318	0.322	0.335	0.370
		上流端 (N/mm ²)	0.070	0.148	0.206	0.229	0.250	0.268	0.284	0.310	0.331	0.362	0.384	0.405	0.425

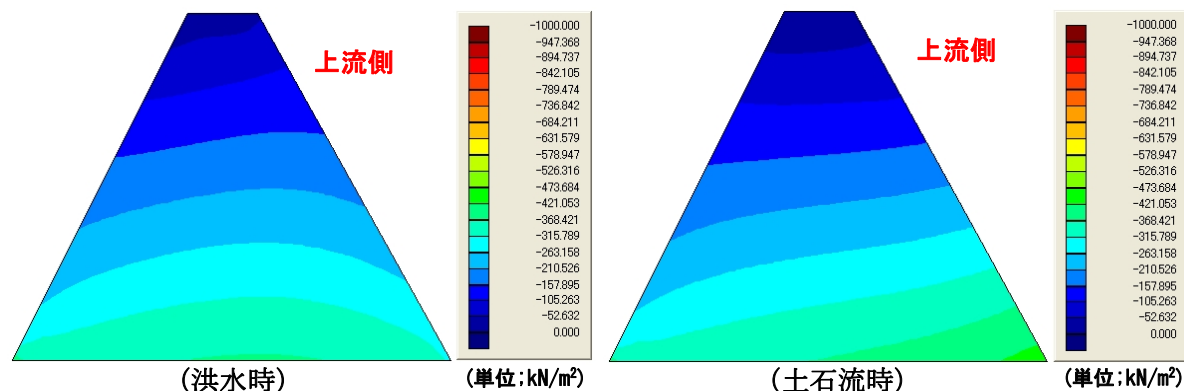


図 2.2-6 FEM解析結果例 (CASE2-5)

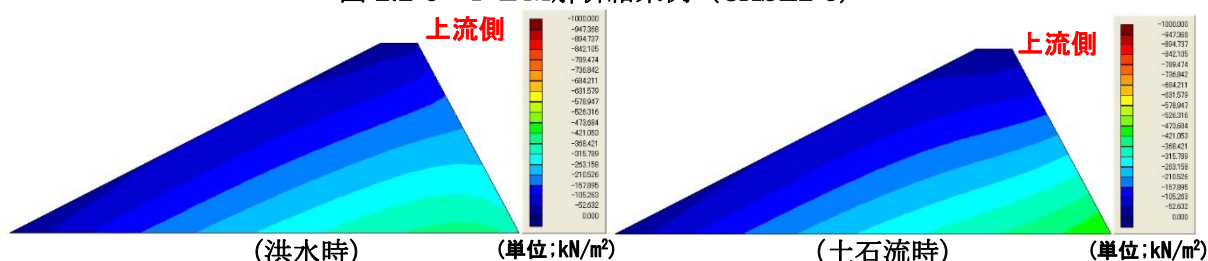


図 2.2-7 FEM解析結果例 (CASE2-13)

表 2.2-5, 2.2-6 及び図 2.2-6, 2.2-9 より, CASE2 においても, 以下に示すような点で CASE1 と同様な傾向が認められた。

- ① 「下流端」の最大圧縮応力は, 下流のり面勾配が急な方が大きい傾向を示す。(表 2.2-5, 2.2-6 及び図 2.2-8 参照。ただし, 簡便式による算定値は下流のり面勾配 1 : 1.0 より大きい条件では最大発生応力 1 : 1.0 に比べて増加する傾向あり)
- ② FEM 解析による下流端の発生圧縮応力は, 特に下流のり面勾配が急な条件において, 境界条件の影響などを受け, 簡便式に比べて大きい傾向を示す。(表 2.2-5, 2.2-6 参照)
- ③ FEM 解析において大きな圧縮応力が発生する範囲は, 下流端や上流端の極一部に限定される。(CASE2-1 に相当する図 2.2-2 参照)
- ④ 境界条件の影響を受ける FEM 解析結果でも最大圧縮応力は 1.0N/mm² 以下と小さい。(表 2.2-5 参照)
- ⑤ FEM 解析では下流のり面勾配が 0.45~0.5 以上の条件で, 「 σ_{2max} 位置」が下流端から変位する。(図 2.2-9 参照)
- ⑥ 「下流端」の圧縮応力の堤体下流のり面の増大に伴う減少割合は, 簡便式による結果に比べて FEM 解析結果の方が大きい。(図 2.2-8 参照。ただし, 後述するように簡便式による算定値における減少傾向は異なる。)
- ⑦ FEM 解析結果における最大圧縮応力「 σ_{2max} 」は, 「 σ_{2max} 位置」が下流端から上流側に移行する下流のり面勾配が 0.45 ないし 0.5 より緩い条件ではほとんど減少しない。(図 2.2-8

参照。ただし、CASE1のように明瞭な増加は認められない。また、後述するように簡便式の結果は異なる。)

ここで、CASE2とCASE1の大きな相違点は、図2.2-8に示したように簡便式における下流端最大応力比が下流のり面勾配 1:1.0 より大きい条件で増加する点である。これは、簡便式は鉛直応力度に $(1+n^2)$ (n : 下流のり面勾配) を乗じて算出するため、下流のり面勾配 $n \geq 1$ の条件では、この $(1+n^2)$ が急激に増加するためである。このことから、のり面勾配が非常に緩い条件において簡便式を用いることには、留意が必要と判断される。

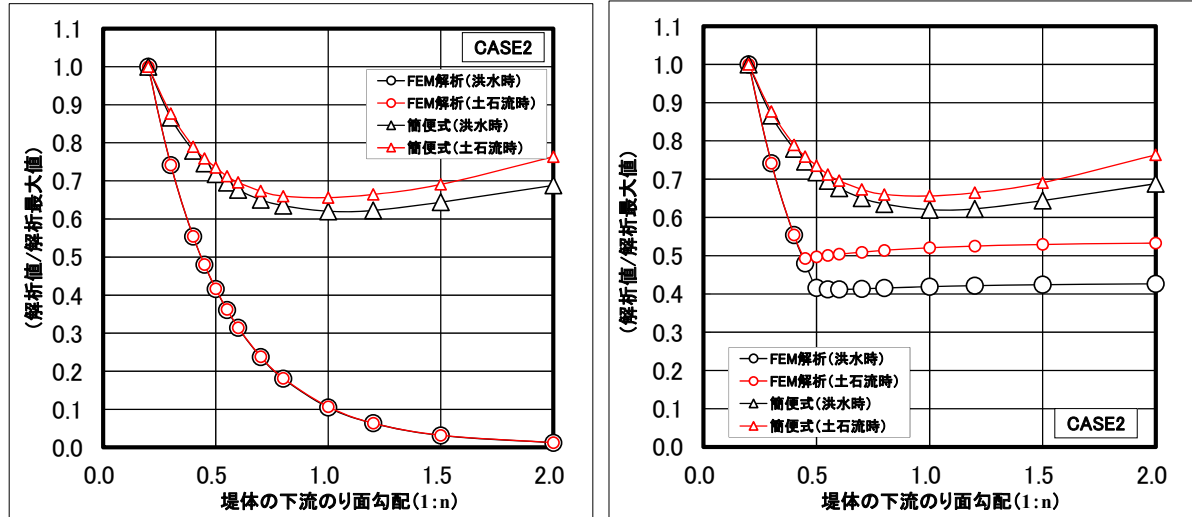


図 2.2-8 下流のり面勾配と (解析値/最大解析値) の関係

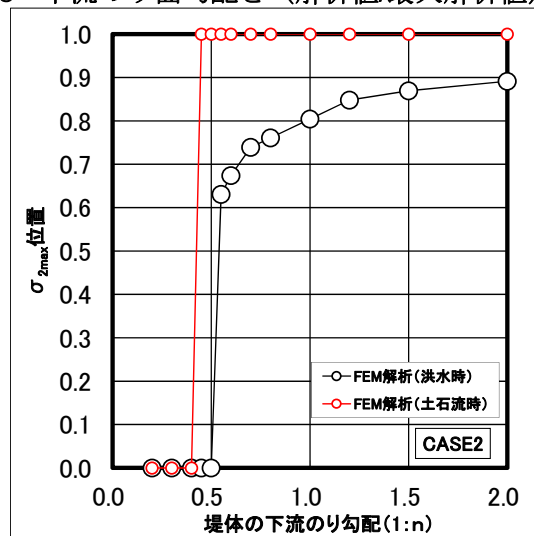


図 2.2-9 下流のり面勾配と σ_{2max} 位置の関係

2.2.3.3 台形断面 (CASE3) における解析結果

表 2.2-7 に CASE3 における FEM 解析による最大発生応力を示すとともに、図 2.2-10、2.2-11 に FEM 解析結果例の一例を示す。また、表 2.3-8 には CASE2 における簡便式による応力算定値を示す。表 2.2-7、2.2-8 の結果は図 2.2-12、2.2-13 のように図化した。

表 2.2-7、2.2-8 及び図 2.2-10、2.2-13 より、CASE3 では、以下に示すような点で CASE2 と同様な傾向が認められた。

- ① FEM 解析結果では「下流端」の最大圧縮応力は、下流のり面勾配が急な方が大きい傾向を示す。(表 2.2-7 及び図 2.2-12 参照。ただし、後述するように簡便式による算定値の

傾向は異なる。)

- ② FEM 解析において大きな圧縮応力が発生する範囲は、下流端や上流端の極一部に限定される。(図 2.2-10 参照)
- ③ 境界条件の影響を受ける FEM 解析結果でも最大圧縮応力は 1.0N/mm^2 以下と小さい。(表 2.2-7 参照)
- ④ FEM 解析では下流のり面勾配が $0.45\sim 0.55$ 以上の条件で、「 $\sigma_{2\max}$ 位置」が下流端から変位する。(図 2.2-13 参照)

ここで、CASE3 と CASE2 の大きな相違点として、簡便式における最大圧縮強度に対する下流のり面勾配の影響が非常に大きいことがあげられる。これは堰堤形状の影響等により、簡便式における下流端の鉛直応力が CASE2 に比べて CASE3 の方が大きかったためと推測される。例えば、下流のり面勾配 $1:2.0$ の条件における下流端の鉛直応力は、CASE2 で 0.075N/mm^2 、CASE3 で 0.142N/mm^2 であった。これらの値及びその差は非常に小さいが、 $n=2.0$ となり、簡便式における係数 $(1+n^2)=5$ となるため、その影響が大きくなったものと推測される。

従って、CASE2 の結果と同様に、のり面勾配が非常に緩い条件において、簡便式を用いることには留意が必要であると判断される。

表 2.2-7 CASE3 における FEM 解析による最大発生応力

解析CASE区分			CASE 3-1	CASE 3-2	CASE 3-3	CASE 3-4	CASE 3-5	CASE 3-6	CASE 3-7	CASE 3-8	CASE 3-9	CASE 3-10	CASE 3-11	CASE 3-12
下流のり面勾配			0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.70	0.80	1.00	1.20	1.50	2.00
上流のり面勾配			0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.70	0.80	1.00	1.20	1.50	2.00
CASE3 上・下流のり1:n 天端幅3.0m	洪水時	下流端(N/mm ²)	0.621	0.520	0.440	0.377	0.370	0.280	0.213	0.164	0.099	0.062	0.033	0.015
		$\sigma_{2\max}$ (N/mm ²)	0.621	0.520	0.440	0.377	0.324	0.366	0.360	0.356	0.353	0.352	0.354	0.358
		$\sigma_{2\max}$ 位置	0.000	0.000	0.000	0.000	0.630	0.652	0.652	0.630	0.609	0.609	0.587	0.587
		上流端(N/mm ²)	0.351	0.337	0.334	0.324	0.315	0.307	0.296	0.288	0.282	0.282	0.285	0.293
	土石流時	下流端(N/mm ²)	0.610	0.511	0.433	0.370	0.319	0.276	0.210	0.162	0.098	0.061	0.033	0.015
		$\sigma_{2\max}$ (N/mm ²)	0.610	0.511	0.475	0.457	0.441	0.426	0.404	0.389	0.368	0.358	0.353	0.358
		$\sigma_{2\max}$ 位置	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.978	0.978	0.978	0.978	1.000	1.000
		上流端(N/mm ²)	0.509	0.493	0.475	0.457	0.441	0.426	0.401	0.383	0.363	0.355	0.353	0.358

表 2.2-8 CASE3 における簡便式による応力算定値

下流のり面勾配			0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.70	0.80	1.00	1.20	1.50	2.00
上流のり面勾配			0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.70	0.80	1.00	1.20	1.50	2.00
CASE3 上・下流のり1:n 天端幅3.0m	洪水時	下流端(N/mm ²)	0.516	0.463	0.424	0.398	0.379	0.366	0.353	0.351	0.372	0.412	0.501	0.710
		上流端(N/mm ²)	0.061	0.133	0.188	0.227	0.258	0.283	0.318	0.343	0.373	0.389	0.404	0.285
	土石流時	下流端(N/mm ²)	0.455	0.412	0.381	0.361	0.345	0.337	0.329	0.331	0.356	0.400	0.494	0.705
		上流端(N/mm ²)	0.107	0.165	0.210	0.242	0.268	0.288	0.318	0.336	0.362	0.375	0.387	0.396

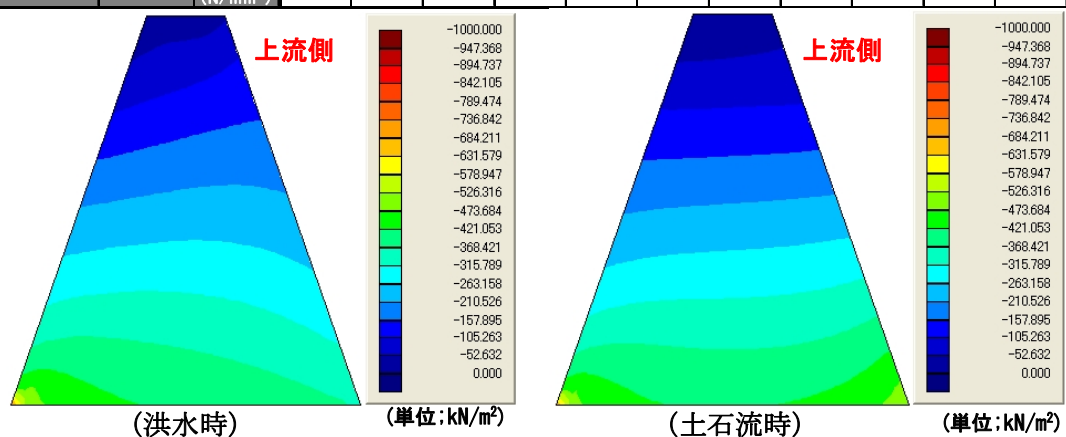


図 2.2-10 FEM 解析結果例 (CASE3-1)

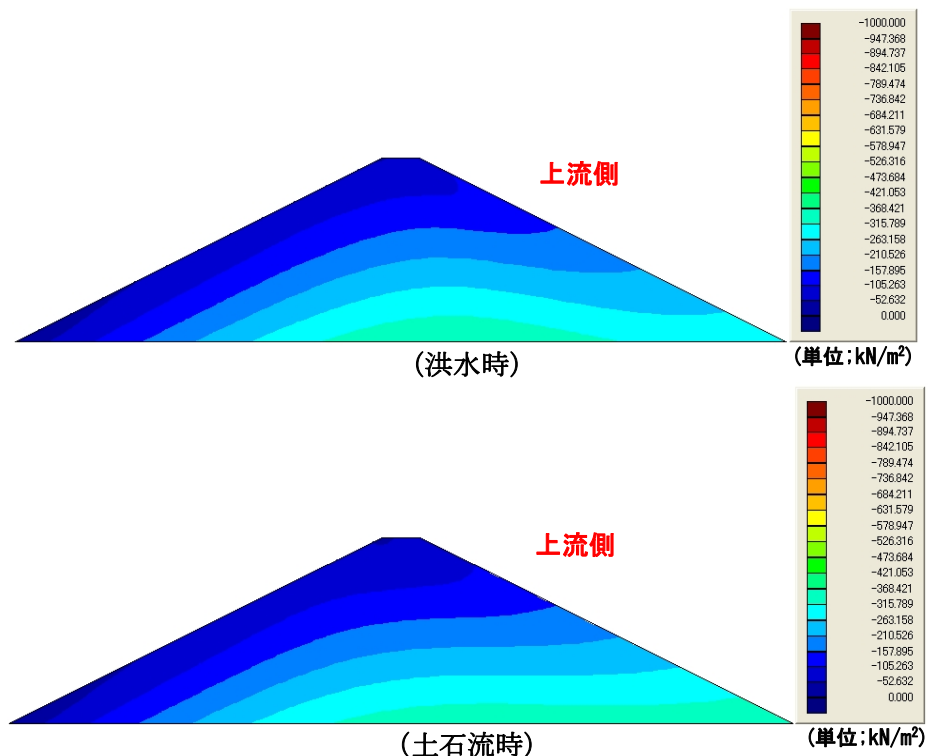


図 2.2-11 FEM解析結果例 (CASE3-12)

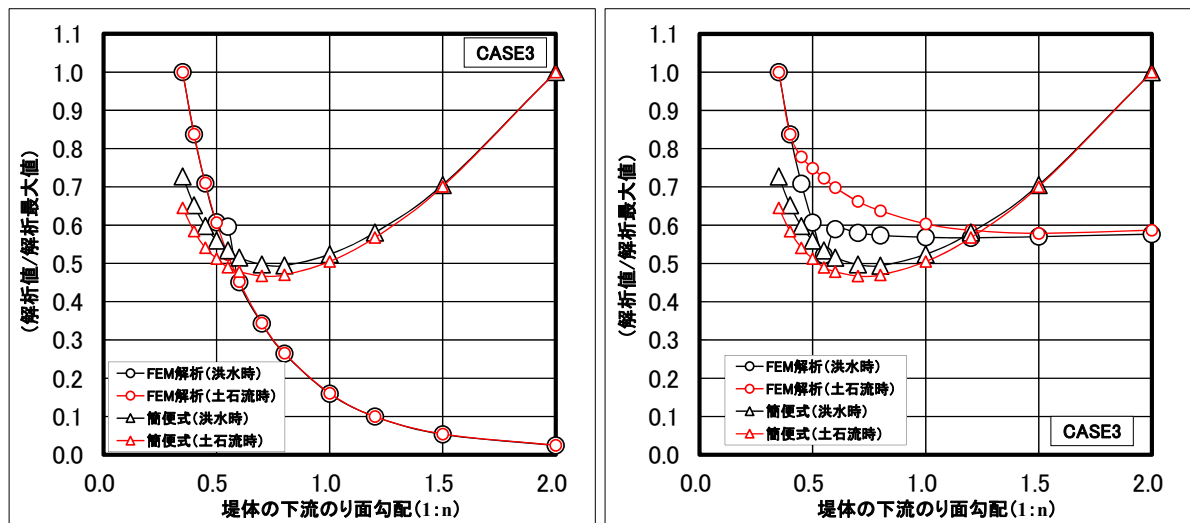


図 2.2-12 下流のり面勾配と (解析値/最大解析値) の関係

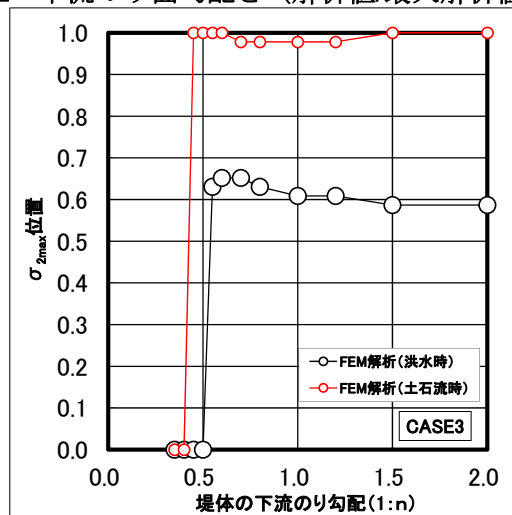


図 2.2-13 下流のり面勾配と σ_{2max} 位置の関係

2.2.3.4 のり面勾配の影響範囲の推定

以上示したように、簡便式の使用において、のり面勾配の影響に留意する必要がある。図 2.2-14 及び図 2.2-15 には、下流のり面を対象とし、FEM 解析と簡便式との圧縮応力比の関係及び簡便式における最大圧縮応力の関係を示す。ここで、FEM 解析と簡便式との圧縮応力比とは、FEM 解析による圧縮応力と簡便式による圧縮応力のうち大きい値を分母、小さい値を分子とした値である。

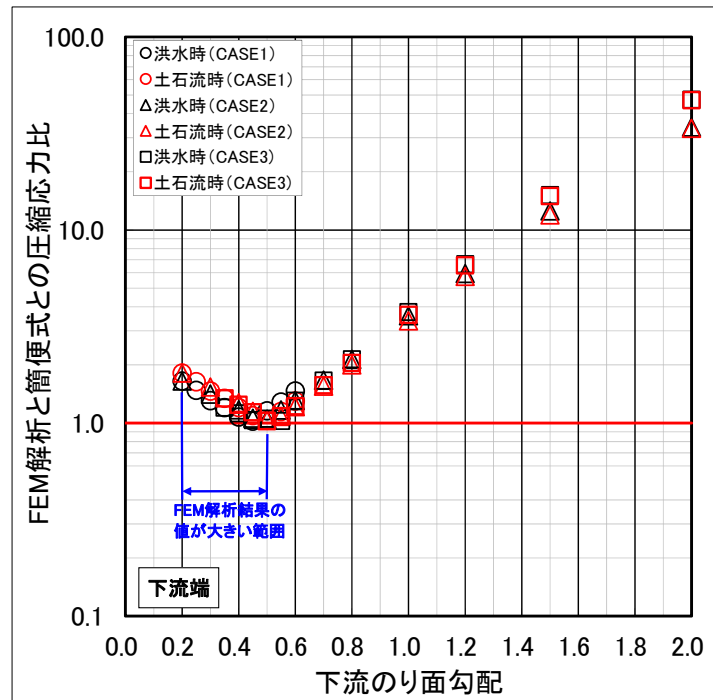


図 2.2-14 下流のり面勾配と FEM 解析と簡便式との圧縮応力比の関係

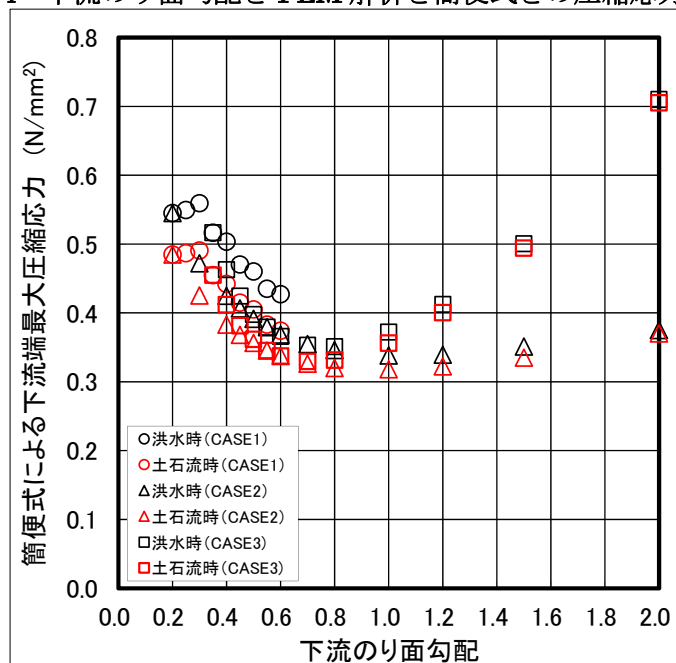


図 2.2-15 下流のり面勾配と簡便式における最大圧縮応力の関係

図 2.2-14 より、今回の検討結果では、下流のり面勾配が 1 : 0.45～0.50 程度で FEM 解析結果と簡便式の結果は、ほぼ一致することが確認された。ここで、下流のり面勾配が 1 : 0.45～0.50 より急な条件では、下流端で最大圧縮応力が発生する。今回の解析結果において、下流端は固定

端という条件の影響により、解析上、過度の応力が発生しやすい。このような状況を考慮すれば、少なくとも下流のり面勾配 1 : 0.5 程度までは簡便式の適用することに支障がないものと判断される。

図 2.2-15 より、簡便式による下流端最大圧縮応力の値は、下流のり面勾配 1 : 0.8 程度まで下流のり面勾配が増加するにつれ減少し、それより緩くなるにつれ、下流のり面勾配 n 及び $(1 + n^2)$ が増大する影響で、増加する傾向が認められる。

従って、簡便式における下流のり面勾配の影響は、下流のり面勾配 1 : 0.8 程度まで相対的に小さいものと判断できる。

以上の結果より、簡便式による内部応力の算定においては、下流のり面勾配 1 : 0.5~0.8 程度までが妥当と考えられる。

ただし、図 2.2-15 に示したように、下流のり面勾配が 1 : 1.5 程度までは、下流のり面勾配の影響で下流端の最大圧縮応力が大きくなろうとも下流のり面勾配 1 : 0.2 の条件よりも小さい。図 2.2-15 に示した結果では、下流のり面勾配 1 : 1.5 以下の条件における下流端最大圧縮応力は 0.559N/mm^2 （下流のり面勾配 1 : 0.3, 上流のり面勾配 1 : 0.35）であり、安全率 $n=4$ とした場合、INSEM 材に必要な強度は $0.559 \times 4 = 2.236\text{ N/mm}^2$ 程度と小さい。そのため、INSEM の目標強度を、一般的に採用される 3.0N/mm^2 とすることで実務上の影響は非常に小さいと考えられる。

2.2.4 まとめ

以上、砂防施設において INSEM 等の低品質材料を適用することの妥当性を検証する目的で、砂防堰堤を事例として FEM 解析及び簡便式による内部応力の算定を実施した。本研究により得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 堰堤内に発生する最大圧縮応力は、下流のり面勾配が急な方が大きい傾向を示す。通常の 1 : 0.2 等の下流のり面勾配が急な条件における FEM 解析による発生圧縮応力は、固定端という境界条件の影響があっても 1.0N/mm^2 以下と小さい値であった。
- 2) FEM 解析結果によれば、下流のり面勾配が 0.45~0.5 程度以上に緩くなるにつれ、最大圧縮応力の発生位置が下流端から上流側に変位する。これは下流端の応力が小さくなるためである。図 2.2-8 及び図 2.2-12 の右図を考慮すれば、十分な安全性が確保できる断面であれば、上流側で発生する圧縮応力は小さい。
- 3) 下流のり面勾配を緩くすることで内部応力を抑制でき、低品質材料の適用性が高くなる。北陸地方整備局岩手国道河川事務所管内の玄武砂防堰堤（葛根田川第 1 砂防堰堤：堤高 $H=9.54\text{m}$ ，元河床勾配 1/50），上流のり面勾配 1 : 0.8，下流のり面勾配 1 : 2.0 とし、INSEM 工法が適用された事例¹⁵⁾があり、下流のり面勾配の緩勾配化による強度の発現しにくい現地発生土砂の活用できることが期待される。
- 4) 簡便式の適用条件は、のり面勾配が 1 : 0.5~0.8 程度以下と考えることが妥当である。ただし、のり面勾配が 1 : 1.5 程度までは、簡便式による最大圧縮応力の算定値は 0.559N/mm^2 以下と小さい。そのため、低品質材料の目標強度を INSEM 工法で一般的に採用される 3.0N/mm^2 とすることで、実務上の影響は非常に小さいと判断できる。

2.3 低品質材料における省資源効果

2.3.1 本研究の目的

砂防事業の中で現地発生土砂及びこれを母材とする低品質材料の活用は、経済性、施工性、環境負荷の低減などの効果を期待するためである。このうち、経済性は、本研究対象である INSEM 工法が既に「国土交通省土木工事積算基準」¹⁶⁾に記載されており、定量的な評価ができる状況にある。また、施工性も「国土交通省土木工事積算基準」¹⁶⁾において、日あたりの標準施工量が 128m³/日となることが示されており、定量的な評価が可能である。以上の実態から、低品質材料の活用効果のうち環境負荷の低減に関する定量的評価手法の確立が必要と考えられる。

INSEM 工法は、現地発生土砂を活用する工法であり、土砂移動が活発な砂防河川で賦存する良質な現地発生土砂使用時には、コンクリートの半分以上のセメント量が採用される。すなわち、掘削残土量、残土の運搬量・処分量の低減、新規使用原材料（骨材、セメント等）の低減などの環境負荷の低減効果が高いことは容易に推測される。これらの環境負荷の低減は、それぞれの工程におけるエネルギー使用量を低減することである。ここで、エネルギーの多くは化石燃料を使用して生産されていることに着目すれば、地球温暖化の主要因といわれ、近年着目されている CO₂ 排出抑制量は、環境負荷の軽減度を表す指標だけでなく、エネルギー使用量の低減度を表す指標としても活用できる。この点に着目し、現地発生土砂を活用する INSEM 工法による省資源効果を CO₂ 排出量で評価するものとする。

ここで、前述したように INSEM 工法の環境負荷低減効果、すなわち省資源効果のひとつに掘削残土量及び残土の運搬・処分量の低減があげられる。しかし、掘削残土の運搬・処分量は、通常、貨幣換算して経済性の効果の一項目とされることが多い。そのため、INSEM 工法の省資源効果の評価は、現地発生土砂の活用に起因した効果のみに着目することが妥当である。

CO₂ 排出量に着目した環境負荷の低減効果の定量的評価方法として、中濃らの研究¹⁰⁾があり、次式が提案されている。

$$\text{CO}_2 \text{ 排出量} = 1.3 \times k \times C \cdots \cdots (2.3.1 \text{ 式})$$

ここで、 k ；CO₂ 排出原単位 (kg-CO₂/kg)

C ；単位セメント量 (kg/m³)

ここで、CO₂ 排出原単位は技術更新に伴い変化すること、中濃らの研究¹⁰⁾に用いられた CO₂ 排出原単位は 1990 年代のデータであることなどを考慮し、近年の CO₂ 排出原単位を用いて再度算出し、上記(2.3.1 式)の妥当性を検証することを目的とする。

2.3.2 検討条件

2.3.2.1 CO₂ 排出量算定方法

INSEM 工法における CO₂ 排出量は、「建設施工における地球温暖化対策の手引き」¹⁷⁾（以下「地球温暖化対策の手引き」と称する）に基づき、以下のように算出するものとする。

(1) CO₂ 排出量推定の範囲

INSEM 工法における CO₂ 排出量の推定において対象とする範囲は、以下の 2 項目とする。

- ① 燃料、電力等の消費に係る CO₂ 排出量
- ② 使用する資材に係る CO₂ 排出量

(2) CO₂排出量の推定方法

建設機械や運搬車両による燃料消費による CO₂ 排出量は次式により算出するものとする。

CO₂ 排出量(kg-CO₂)

$$= \text{総稼動時間(h)} \times \text{定格出力(kW)} \times \text{燃料消費率(L/kWh)} \times \text{燃料原単位(kg-CO}_2\text{/L)} \dots\dots(2.3.2 \text{ 式})$$

ここで、定格出力時間当たりの燃料消費率には、日常保守点検等に必要な油脂類及び消耗品等の経費を燃料換算して含んだ値であるため、CO₂ 排出量の算定時には、油脂類及び消耗品等の燃料換算経費を 2 割とし、定格出力時間当たりの燃料消費率は 1.2 で除して（燃料消費率は定格出力時間当たりの燃料消費率/1.2）算出する。

一方、資材使用に伴う CO₂ 排出量を計上する場合には次式により算出する。

$$\text{CO}_2 \text{ 排出量(kg-CO}_2\text{)} = \text{資材の使用量(kg)} \times \text{資材の CO}_2 \text{ 排出原単位(kg-CO}_2\text{/kg)} \dots\dots(2.3.3 \text{ 式})$$

2.3.2.2 CO₂ 排出量算定の基本条件

INSEM 工法の CO₂ 排出量の算定に使用する基準値を以下にまとめる。

(1) 検討対象機械における時間当たりの燃料消費率

表 2.3-1 に検討対象機械における時間当たりの燃料消費率を示す。表 2.3-1 に示したように、検討対象機械における時間当たりの燃料消費率は、平成 15～17 年度の「国土交通省土木工事積算基準」「建設機械等損料表」に基づいて設定されていたが、これらの資料における燃料消費率は、平成 27 年度の「国土交通省土木工事積算基準」でも同一であった。

表 2.3-1 検討対象機械における時間当たりの燃料消費率

機械名	規格	既往研究		本研究		適用
		燃料消費率 (L/kW-h)		燃料消費率 (L/kW-h)		
ブルドーザ		0.175	文献 9)10)11)12) 使用データ	0.175	文献 16)参照	
バックホウ	ホイール・クローラ	0.175	〃	0.175	〃	
ダンプトラック		0.050	〃	0.050	〃	
トラック		0.050	〃	0.050	〃	
不整地運搬車	クローラ	0.158	〃	0.158	〃	
振動ローラ	ハンドガイド	0.201	〃	0.201	〃	
	搭乗式	0.152	〃	0.152	〃	
コンクリートプラント		E0.495kWh/kW	〃	E0.495kWh/kW	〃	
自走式攪拌機		0.185	〃	0.185	〃	
※) 燃料消費率において、E；電力、印のないものは軽油						

(2) 燃料・材料の CO₂ 排出原単位

表 2.3-2 に燃料・材料の CO₂ 排出原単位を示す。表 2.3-2 より、既往研究時と比較して、軽油、ポルトランドセメント、高炉セメントの CO₂ 排出原単位は若干小さくなり、電力、砂利・採石の CO₂ 排出原単位は増大している。

表 2.3-2 燃料・材料の CO₂排出原単位

区分	規格	既往研究		本研究	
		CO ₂ 排出原単位		CO ₂ 排出原単位	
燃料	軽油	2.64kg-CO ₂ /L	文献 9)10)11)12) 使用データ	2.585kg-CO ₂ /L	文献 18)参照
	電力※)	0.357kg-CO ₂ /kWh	〃	0.6247kg-CO ₂ /kWh	文献 19)参照
材料	砂利・採石	0.00565kg-CO ₂ /kg	〃	0.0118kg-CO ₂ /kg	文献 18)参照
	ポルトランドセメント	0.836kg-CO ₂ /kg	〃	0.7878kg-CO ₂ /kg	文献 20)参照
	高炉セメント (高炉スラグ 45%混入)	0.495kg-CO ₂ /kg	〃	0.4733kg-CO ₂ /kg	文献 20)参照

※)本研究における電力の CO₂ 排出原単位は、北海道電力（株）、東北電力（株）、東京電力（株）、中部電力（株）、北陸電力（株）、関西電力（株）、中国電力（株）、四国電力（株）、九州電力（株）、沖縄電力（株）における調整後排出係数の平均値を使用。

2.3.2.3 検討対象施設条件

本研究では、中濃らの研究¹⁰⁾に記した 5 事例（No.1～5）に 4 事例（No.6～9）を加えた 9 事例の整理・検討を行う。これら 9 事例における条件は表 2.3-3、2.3-4 に後述する。なお、INSEM の省資源効果の評価は、コンクリートと比較して行うことを想定していることから、INSEM に使用するセメント運搬の起点は、近隣の生コン工場とした。

(1) 配合条件

表 2.3-3 に検討事例における INSEM の配合条件等を示す。なお、表 2.3-3 には比較対象とする施工箇所近辺でのコンクリートの単位セメント量、単位土砂量も合わせて示した。

検討事例は、目標強度 1.5～6.0N/mm²、INSEM の単位セメント量 80～190kg/m³、コンクリートの単位セメント量は 224～247kg/m³であった。また、No.4 では普通ポルトランドセメントが使用されているが、それ以外の 8 事例では高炉セメント B 種が使用されている。なお、通常の砂防工事に使用するコンクリートでは高炉セメント B 種が使用されることが多い。

表 2.3-3 検討事例の配合条件等

事例 区分	目標強度 (N/mm ²)	INSEM 配合量		コンクリート配合量		使用セメント 種類
		単位セメント量 C (kg/m ³)	単位土砂量 G (kg/m ³)	単位セメント量 C (kg/m ³)	単位土砂量 G (kg/m ³)	
No.1	3.0	80	1,964	237	1,960	高炉セメントB種
No.2	6.0	170	1,977	242	1,923	高炉セメントB種
No.3	6.0	130	2,092	247	1,929	高炉セメントB種
No.4	4.0	160	2,140	244	1,892	高炉セメントB種
No.5	1.5	100	1,810	224	2,122	普通ポルトランドセメント
No.6	6.0	150	2,127	247	1,929	高炉セメントB種
No.7	3.0	100	2,004	247	1,929	高炉セメントB種
No.8	3.0	190	1,926	240	1,938	高炉セメントB種
No.9	3.0	100	2,168	240	1,938	高炉セメントB種

(2) 施工条件

表 2.3-4 に検討事例の使用機械の条件を示す。今回の収集事例の施工条件は多岐にわたっている。例えば、セメントの運搬距離は 3～25km、混合・製造作業はバックホウ、自走式攪拌機、バッチャープラントにより実施され、転圧・締固めは 3～4t または 10t 級振動ローラが使用され

ている。なお、No.9は打設箇所に自走式攪拌機から排出された INSEM 材をそのまま敷均ししたため、運搬工程は“なし”であった。

表 2.3-4 検討事例の使用機械条件

事例区分	目標強度 (N/mm ²)	施工機械				
		ふるい分け 大礫除去	混合・製造	運 搬	敷 均 し	転圧・締固め
No.1	3.0	0.8m ³ 級バックホウ	パッチャープラント	10tダンプトラック	16t級ブルドーザー	10t級振動ロー
No.2	6.0	0.8m ³ 級バックホウ	パッチャープラント	10tダンプトラック	3t級ブルドーザー	10t級振動ロー
No.3	6.0	自走式篩い分け機	自走式攪拌機	10tダンプトラック	3t級ブルドーザー	3～4t級振動ロー
No.4	4.0	0.45m ³ 級バックホウ	0.45m ³ 級バックホウ	2.5tクローラダンプ	3t級ブルドーザー	3～4t級振動ロー
No.5	1.5	0.8m ³ 級バックホウ	0.8m ³ 級バックホウ	10tダンプトラック	21t級ブルドーザー	10t級振動ロー
No.6	6.0	自走式篩い分け機	自走式攪拌機	10tダンプトラック	3t級ブルドーザー	3～4t級振動ロー
No.7	3.0	自走式篩い分け機	自走式攪拌機	10tダンプトラック	3t級ブルドーザー	3～4t級振動ロー
No.8	3.0	0.8m ³ 級バックホウ	自走式攪拌機	10tダンプトラック	3t級ブルドーザー	3～4t級振動ロー
No.9	3.0	0.8m ³ 級バックホウ	自走式攪拌機	運搬なし	3t級ブルドーザー	3～4t級振動ロー

(3) 機械稼働条件

CO₂ 排出量の算定では、所定量の作業を実施するための運転時間が必要であり、これを算出するために、各作業の運転時間当たりの作業量 Q を設定する必要がある。本研究の目的が CO₂ 排出量の概算推定式の検証・設定であることから、算定時の機械の稼働条件は、以下に示すように、既往研究と本研究で同じ条件とした。

1) ふるい分け・分級における作業量 Q の算定条件

① スケルトンバケットによるふるい分け

スケルトンバケットによるふるい分けの転時間当たりの作業量 Q は、次式により算定した。

$$Q = (3600 \times q \times f \times E) / C_m \times k$$

ここで、 q ; 1 サイクル当たりの掘削積込量(=山積み量(m³)×0.98)

f ; 土量換算係数 (=0.83)

E ; 作業効率 (=0.75)

C_m ; サイクルタイム(=45sec)

k ; 80mm 以下の土砂の賦損率 (=0.4, 0.5, 0.8)

② 自走式振動ふるい機によるふるい分けにおける作業量 Q の算定条件

自走式振動ふるい機による運転時間当たりの作業量 Q は、次式により算定した。

$$Q = q \times k$$

ここで、 q ; 1 時間当たりの掘削積込量(=46m³)

k ; 80mm 以下の土砂の賦損率(=0.4)

2) 混合・製造における作業量 Q の算定条件

INSEM 材の混合・製造の運転時間当たりの作業量 Q は、次式より算定した。

$$Q = E \times q$$

ここで、 E ; 作業効率 (=0.73)

q ; 製造設備の公称能力

(パッチャープラント 90m³/h, バックホウ 20m³/h, 自走式攪拌機 60m³/h)

3) 運 搬における作業量 Q の算定条件

① 10t 級ダンプトラックによる運搬

10t 級ダンプトラックによる運転時間当たりの作業量 Q は次式より算出した。

$$Q = (60 \times q \times f \times E) / Cm$$

ここで、 q ; 1 台当たりの積載量(=5.55m³)

f ; 土量換算係数 (=1.0, 締固め後の体積で算定)

E ; 作業効率 (=0.9)

Cm ; サイクルタイム (=0~18.1min)

② 2.5t 級クローラダンプによる運搬における作業量 Q の算定条件

2.5t 級クローラダンプによる運転時間当たりの作業量 Q は次式より算出した。

$$Q = (60 \times q \times f \times E) / Cm$$

ここで、 q ; 1 台当たりの積載量(=1.1m³)

f ; 土量換算係数 (=1.0, 締固め後体積で算定)

E ; 作業効率 (=0.9)

Cm ; サイクルタイム (=5.3min)

4) 敷均しにおける作業量 Q の算定条件

ブルドーザによる敷均しによる運転時間当たりの作業量 Q は次式により算出した。

$$Q = 10E (13D + 9)$$

ここで、 D ; 仕上がり厚さ(=0.15, 0.25, 0.30m)

E ; 作業効率 (=0.7)

5) 転圧・締固めにおける作業量 Q の算定条件

振動ローラによる転圧・締固めによる運転時間当たりの作業量 Q は次式で算定した。

$$Q = (V \times W \times D \times E) / N$$

ここで、 V ; 締固め速度(=1.0m/h)

W ; 1 回当たりの有効締固め幅(=1.1, 1.9, 2.1m)

D ; 仕上がり厚さ(=0.3, 0.5m)

E ; 作業効率(=0.69)

N ; 締固め回数 (=8, 10 回)

2.3.3 検討結果及び考察

表 2.3-5 に 1m³あたりの CO₂ 排出量と (CO₂ 排出量/セメントの CO₂ 排出原単位) を示すとともに、表 2.3-6 には、既往研究及びその諸元を用いた場合の 1m³あたりの CO₂ 排出量を示す。これらのデータに基づき、図 2.3-1~2.3-3 には、既往研究と本研究における 1m³あたりの CO₂ 排出量の関係、単位セメント量と 1m³あたりの CO₂ 排出量の関係、単位セメント量と 1m³あたりの (CO₂ 排出量/セメントの CO₂ 排出原単位) の関係を示す。ここで、本研究では高炉 B 種セメント及びポルトランドセメントでの CO₂ 排出量の試算を行ったが、INSEM 並びにコンクリートにおける単位セメント量において、2 種のセメント使用時の CO₂ 排出量を試算したに過ぎない。従って、セメント種類ごとに強度発現特性が異なることから、所定の強度に必要な単位セメント量とは異なることに留意が必要である。

表 2.3-5 1m³あたりの CO₂排出量と (CO₂排出量/セメントの CO₂排出原単位)

区分	目標強度 (N/mm ²)	本研究における1m ³ あたりのCO ₂ 排出量				本研究における1m ³ あたりのCO ₂ 排出量/セメントのCO ₂ 排出原単位			
		高炉B種セメント		ポルトランドセメント		高炉B種セメント		ポルトランドセメント	
		INSEM (kg-CO ₂ /m ³)	コンクリート (kg-CO ₂ /m ³)	INSEM (kg-CO ₂ /m ³)	コンクリート (kg-CO ₂ /m ³)	INSEM	コンクリート	INSEM	コンクリート
No.1	3.0	43.46	136.82	68.62	211.36	91.82	289.08	87.10	268.29
No.2	6.0	86.54	141.82	140.01	217.95	182.84	299.64	177.72	276.66
No.3	6.0	71.03	145.91	111.92	223.64	150.08	308.28	142.07	283.88
No.4	4.0	80.87	140.91	131.19	217.73	170.87	297.72	166.53	276.38
No.5	1.5	54.81	135.91	86.26	206.36	115.80	287.15	109.49	261.94
No.6	6.0	80.50	145.91	127.68	223.64	170.08	308.28	162.07	283.88
No.7	3.0	56.84	145.91	88.29	223.64	120.08	308.28	112.07	283.88
No.8	3.0	94.78	140.23	154.54	215.68	200.25	296.28	196.16	273.78
No.9	3.0	53.98	145.91	85.43	223.64	114.05	308.28	108.44	283.88

表 2.3-6 既往研究及びその諸元を用いた場合の 1m³あたりの CO₂排出量

区分	目標強度 (N/mm ²)	既往研究における1m ³ あたりのCO ₂ 排出量			
		高炉B種セメント		ポルトランドセメント	
		INSEM (kg-CO ₂ /m ³)	コンクリート (kg-CO ₂ /m ³)	INSEM (kg-CO ₂ /m ³)	コンクリート (kg-CO ₂ /m ³)
No.1	3.0	40.07	129.55	72.35	210.45
No.2	6.0	90.12	135.00	148.09	217.50
No.3	6.0	74.06	139.55	118.39	223.86
No.4	4.0	84.45	134.32	139.01	217.73
No.5	1.5	57.14	127.95	91.24	204.32
No.6	6.0	84.17	139.55	135.11	223.86
No.7	3.0	59.03	139.55	93.31	223.86
No.8	3.0	99.01	133.18	163.80	215.00
No.9	3.0	56.26	140.23	90.36	222.05

図 2.3-1 より、本研究で求めた CO₂排出量は、ほぼ同じ結果を示し、表 2.3-2 に示した CO₂ 排出原単位の変動の影響は小さいものであったと評価される。また、図 2.3-2、2.3-3 に示した結果も大略的には中濃らの研究¹⁰⁾と同じであると判断できる。

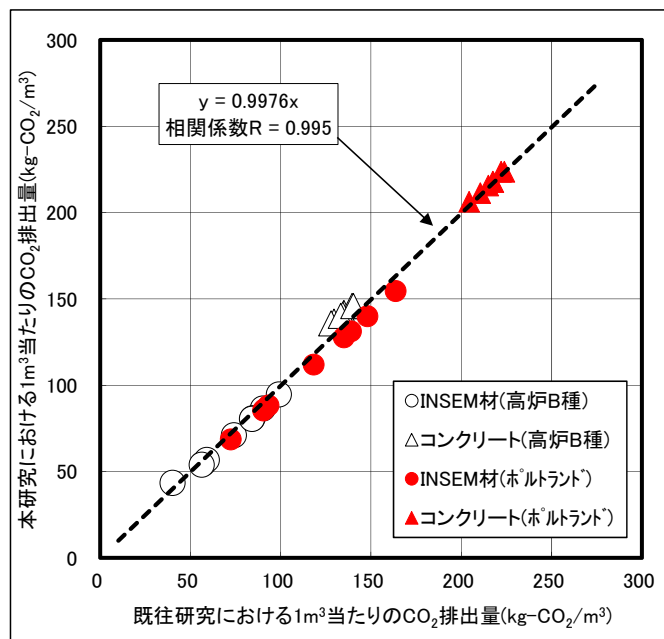


図 2.3-1 既往研究と本研究における 1m³あたりの CO₂排出量の関係

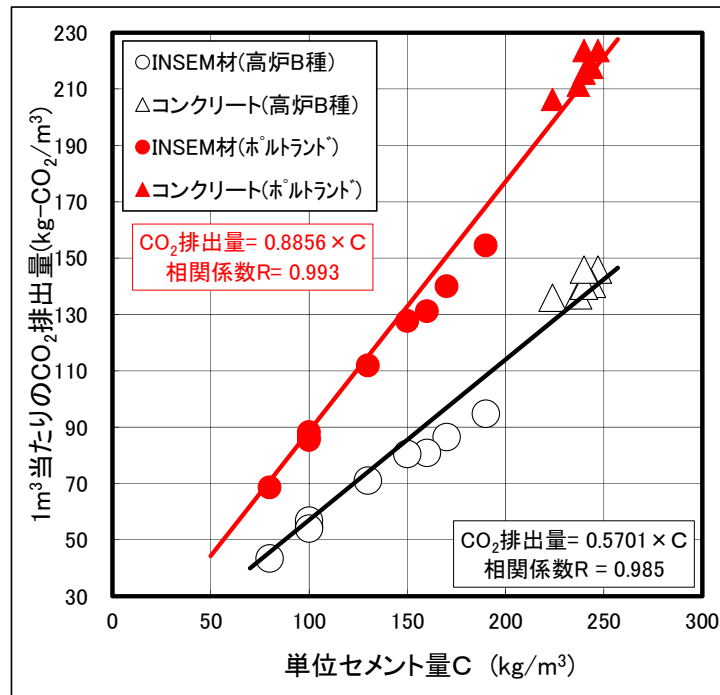


図 2.3-2 単位セメント量と 1m³あたりの CO₂排出量の関係

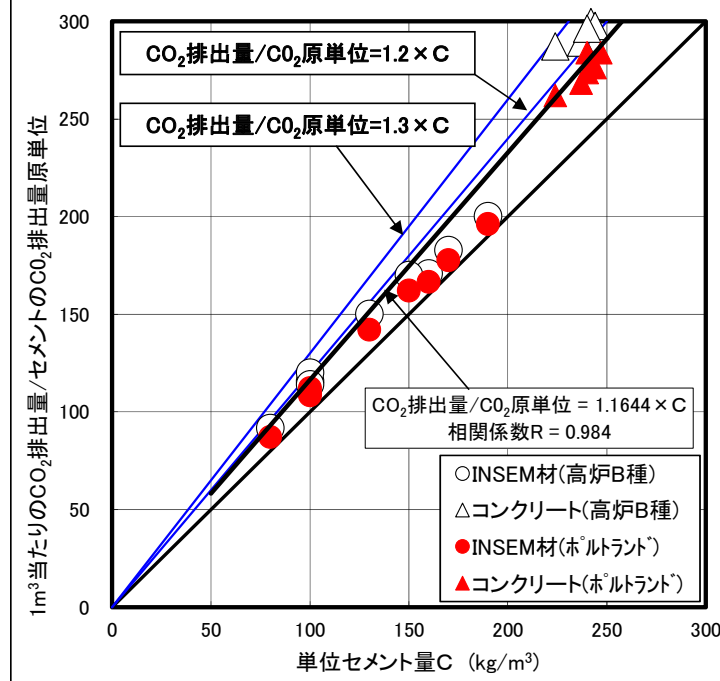


図 2.3-3 単位セメント量と 1m³あたりの CO₂排出量/セメントの CO₂排出原単位の関係

図 2.3-3 より、(2.3.1 式) に示す推定式がえられる。同式により、多少安全側の値となるが、1m³ あたりの CO₂ 排出量の算定が容易に実施できる。ただし、コンクリートにおける 1m³ あたりの CO₂ 排出量は、高炉セメント B 種及び普通ポルトランドセメントの CO₂ 排出原単位が低減されたにもかかわらず、中濃らの研究¹⁰⁾結果より若干大きい値を示した。これは、表 2.3-2 から明らかなように、コンクリートの場合、バッチャープラント製造で使用する“電気”，及び骨材として使用する“砂利・採石”の CO₂ 排出原単位が 1.75～2.09 倍となっているためと考えられる。すなわち、燃料や材料の CO₂ 排出原単位が変動した場合には、(2.3.1 式) に示した CO₂ 排出量の推定式における係数 1.3 も変わる場合があると判断できる。

以上、CO₂排出量の概略値を単位セメント量とセメントの CO₂排出原単位により簡易に算定す

る手法の妥当性を検証できた。この結果は、INSEM だけでなくコンクリート等のセメントを含有する建設材料では、単位セメント量が多いほど CO₂ 排出量が大きくなることを意味するものであり、INSEM においても単位セメント量が増大すれば、環境負荷効果が期待できない場合があることが示されたといえる。しかし、コンクリートにおける CO₂ 排出量が、“電気”や“砂利・採石”等の CO₂ 排出原単位に支配され、これらの値が近年増大傾向にあることを考慮すれば、INSEM の単位セメント量が多くとも、コンクリートに比べれば環境負荷が小さくなる可能性があることに留意が必要である。このことは、細粒分が多い等、低品質な現地発生土砂でも、INSEM 母材として活用することに環境面での効果が期待できることを示唆している。

2.3.4 まとめ

以上、INSEM 工法の省資源効果およびその算定方法について、CO₂ 排出量に着目して整理・検討した。本研究により得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 近年の CO₂ 排出原単位を使用しても、次式により CO₂ 排出量の概略値を把握できることが検証できた。

$$\text{CO}_2 \text{ 排出量} = 1.3 \times k \times C \cdots \cdots (2.3.1 \text{ 式})$$

ここで、 k ; CO₂ 排出原単位 (kg-CO₂/kg) , C ; 単位セメント量 (kg/m³)

- 2) CO₂ 排出原単位の変動に伴い、(2.3.1 式) の係数 1.3 も変更すべき状況も想定される。従って、燃料や使用材料の CO₂ 排出原単位が、技術革新や社会情勢の影響等により大きく変動した場合には、再度検証し、より適した算定式とする必要がある。
- 3) コンクリートの CO₂ 排出量が、INSEM では考慮しない“電気”や“砂利・採石”の CO₂ 排出原単位の影響で多くなるような場合は、単位セメント量が多い条件でも INSEM の CO₂ 排出量が少なく、省資源効果が高いことが期待される。今後、コンクリートと INSEM の CO₂ 排出量の算出式を個別に作成したり、個別の条件ごとに CO₂ 排出量を算定したりすることで、細粒分が多い等の良質でない INSEM 母材を使用した単位セメント量の多い INSEM においても環境負荷の軽減が図れることを明確化できる可能性がある。その結果として、単位セメント量が多くとも INSEM の環境負荷軽減度が高い場合には、より一層の現地発生土砂の有効活用が推進されることが期待できる。

2.4 総 括

2.4.1 FEM解析による砂防堰堤内部の発生応力と低品質材料の活用可能性の研究総括

当該研究は、コンクリートと比べて低品質な建設材料を、砂防堰堤に活用することに対する理論的な検証を実施したものである。堰堤下流端の鉛直応力は、現行の設計基準に基づけば地盤支持力に支配されるため、必ず、未固結地盤で 0.6N/mm^2 以下、軟岩でも 1.2N/mm^2 以下となる。実質的には、安定解析は滑動・転倒で決定されるため、堰堤下流端の鉛直応力が 1.0N/mm^2 を上回る可能性は極めて低い。これらの結果から、堰堤下流端の鉛直応力に $(1+n^2)$ (n : 下流のり面勾配) を乗じて算定する堤体内の最大圧縮応力には、コンクリートのような大きな圧縮強度を必要とするほどの大きさではない。

当該研究の意義と課題を以下にまとめる。

当該研究では、このような事象を FEM 解析により検証するとともに、片持ち梁理論に基づく簡便式による最大発生応力と解析値を対比した。その結果、下流のり面勾配 n が $0.5\sim 0.8$ 以上に緩くなる場合で、簡便式による最大発生応力は、のり面勾配 n の影響が大きくなり、下流端部において、実際に発生する内部応力よりも大きな値が算出されやすい。ただし、多少の誤差があっても、 $n\leq 1.5$ 程度であれば、INSEM 工法の一般的な目標強度である 3.0N/mm^2 で対応できる可能性が確認できた。のり面勾配が緩くなるほど上下流端に発生する応力が小さくなることは、相対的に大きな応力が発生しやすい堤底を固定端とした今回の解析結果からも明らかであった。これらの結果より、特にのり勾配を緩くすることで、INSEM をはじめとする低品質建設材料の活用が可能となることが期待できるといえる。

ところで、下流のり面勾配 n が $0.5\sim 0.8$ を超える条件、すなわち簡便式の適用が妥当ではないと考えられる勾配を有する構造は、先に示したように内部応力がより小さくなることも想定されるものの、その応力を正確に把握することができれば、より低品質な現地発生土砂、より低品質の INSEM の活用が可能となることが期待できる。このためには、境界条件や物性値等の精度を上げることで FEM 解析結果の精度を向上させ、この結果に基づき適切な要求品質を設定する手法を確立するといった対応もあるが、土質的な視点からの対応も考えられる。すなわち、下流のり面勾配が $0.5\sim 0.8$ 以上となる施設とは、導流堤や隠れ護岸のコアや、掃流区間に設置する本副堤間の斜路内部、工事用道路を含む盛土的構造体などに限定される。このような活用方法では、コンクリートの代替品としてではなく、粘着力 C 、内部摩擦角 ϕ で評価される土砂材料の代替品（強度を増加させることで急勾配での施工が可能となる材料）として活用する方法もあると考えられる。

本研究は、コンクリートの代替品を想定した研究である。土砂材料の領域での活用方法が、今後、研究・開発され、本研究成果と合わせて、より多くの現地発生土砂、より多くの形態で、より多くの施設・構造体に活用されることを期待したい。

2.4.2 低品質材料における省資源効果の研究総括

当該研究は、現地発生土砂とセメントを混合して製造する低品質材料の省資源効果を間接的な指標ではあるが、環境負荷の軽減度の把握としても理解しやすい“CO₂ 排出量”に着目して評価するものとした。同指標の目安として、平成 20 年に公表された算定式 (2.3.1 式) がある。CO₂ 排出量は CO₂ 排出原単位を用いて算出するが、この CO₂ 排出原単位は変動するため、本研究で

はインターネットを利用して収集した近年の CO₂ 排出原単位において (2.3.1 式) の成立が可能かどうかの検証を主目的とした。検討結果によれば、今回使用した CO₂ 排出原単位を用いた場合でも CO₂ 排出量は (2.3.1 式) で算出できることが検証できた。ただし、CO₂ 排出原単位の変動次第によっては、係数を変更させることが必要となる場合が生じる可能性があることも確認された。

当該研究の意義と課題を以下にまとめる。

当該研究において提案した (2.3.1 式) は、INSEM やコンクリート等のセメントを含有する建設材料の CO₂ 排出量をセメントの CO₂ 排出原単位と単位セメント量により評価できる。そのため、INSEM とコンクリートの環境負荷の低減効果 (省資源効果) を同一の基準により定量的に評価できることに意義がある。

地球温暖化の進行は、確実な現象²¹⁾であり、全産業において取り組むべき喫緊の課題である。砂防施設の計画・設計において、使用材料・工法の選定は、現状では定量的に評価しやすい経済性、施工性を主体として決定される。(2.3.1 式) を活用することで、容易にコンクリートとその他の低品質材料との CO₂ 排出量の差を算出できることから、環境負荷の軽減度を使用材料・工法選定時の評価項目とすることができる。この結果、環境にやさしい省資源型砂防堰堤・施設の普及・推進に寄与することが期待される。ただし、実際の砂防堰堤の計画・設計において、機械類の運搬や外部保護材等を考慮したうえで、CO₂ 排出量を把握することが望ましいと考えられる。必要資材を含めての CO₂ 排出量を単位セメント量と打設量・使用量等を用いて簡便に算出することのできる手法の開発が今後の課題である。

最後に、CO₂ は目に見えない物質であるがゆえ、CO₂ 排出量はイメージしにくい。林野庁²²⁾によれば、40 年生スギ 1 本における年間の CO₂ 吸収量は 2.4kg-CO₂/本/年という目安が示されている。(2.3.1 式) より、高炉セメント B 種使用時単位セメント量 150kg/m³ の INSEM の 1m³ あたりの CO₂ 排出量は、92.3kg-CO₂/m³ となる。仮に INSEM とコンクリートの単位体積重量が同じとし、コンクリートの単位セメント量が 240kg/m³ (高炉 B 種セメント使用) であった場合、INSEM を採用することによる効果 (CO₂ 排出抑制量) は以下のように算出できる。

$$\text{CO}_2 \text{ 排出抑制量} = 1.3 \times 0.4733 \times (240 - 150) = 55.4 \text{ kg-CO}_2/\text{m}^3$$

$$40 \text{ 年生スギ本数} = 55.4 \text{ kg-CO}_2/\text{m}^3 \div 2.4 \text{ kg-CO}_2/\text{本/年} = 23 \text{ 本/年/m}^3$$

となり、たった 1m³ でも 40 年生スギ 23 本が 1 年間に吸収する CO₂ 量を抑制できることが推測される。INSEM をコンクリートの代替品として活用することは、少量でも非常に高い省資源効果が期待できると考えられる。

引用文献

- 1) 広島県土木建築部砂防課：福山藩の砂留-その歴史的背景と構造-, pp289., 1997
- 2) 桜井一也・中濃耕司・紙永和歌子・鎌田美希：歴史的砂防施設から見た低強度建設材料の適用性, 平成 13 年度砂防学会研究発表会概要集, p.4~5, 2001
- 3) (財)砂防・地すべり技術センター：砂防ソイルセメント設計・施工便覧, p.9, 2011
- 4) 公益社団法人土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書〔設計編：標準〕, p.157-160, 2012
- 5) (社) 全国治水砂防協会：改訂版砂防設計公式集（マニュアル）, p.118,1984
- 6) (独) 土木研究所土砂管理研究グループ火山・土石流チーム・(財) 砂防・地すべり技術センター：砂防ソイルセメントの材料特性に関する調査, p.,101
- 7) 田中秀基・八木沢和人・小島隆・岡部勉・中濃耕司・平澤健：湯沢第 3 砂防堰堤における砂防ソイルセメントの大規模活用事例, 平成 21 年度砂防学会研究発表会概要集, p.136~137, 2009
- 8) 綱木亮介・萩原節・中濃耕司・細川清隆：砂防 CSG 工法の環境負荷軽減度に関する検討, 平成 16 年度砂防学会研究発表会概要集, p.88~89, 2004
- 9) 中村良光・筒井智照・小出哲也・栗原淳一・武澤永純：砂防ソイルセメントの CO₂ 抑制効果について, 平成 18 年度砂防学会研究発表会概要集, p.206~207, 2006
- 10) 独立行政法人土木研究所土砂管理研究グループ火山・土石流チーム・(財) 砂防・地すべり技術センター：砂防ソイルセメントの材料特性に関する調査, p2-1-2-19, 2006
- 11) 中濃耕司・半田博幸：砂防ソイルセメントに関するいくつかの知見, 平成 20 年度砂防学会研究発表会概要集, p.82~83, 2008
- 12) (社) 日本河川協会編：改訂新版建設省河川砂防技術基準（案）同解説設計編〔I〕, p198, 1997
- 13) 野村一利・桜井一也・岡村祐介・塚本潔：低強度建設材料を使用時の内部応力に関する一検討, 平成 13 年度砂防学会研究発表会概要集, p.6~7, 2001
- 14) 山本卓郎・古味昭彦・細川清隆・澤田悦史・秋山祥克：クラッシャーランを利用したコスト縮減工法の基礎的研究, 平成 13 年度砂防学会研究発表会概要集, p.2~3, 2001
- 15) 建設省東北地方建設局岩手工事事務所：八幡平山系直轄火山砂防事業玄武砂防ダム（パンフレット）
- 16) (一財) 建設物価調査会：国土交通省土木工事積算基準（平成 27 年度版）, p6-13, p426-430, 2015
- 17) 国総施第 33 号：建設施工における地球温暖化対策の手引き, pp80., 2003
- 18) 環境省 HP：サプライチェーンを通じた組織の温室効果ガス排出等の算定のための排出原単位データベース（ver.2.1）, http://www.env.go.jp/earth/ondanka/supply_chain/comm_rep/unit201203v2-02.pdf, 参照 2015-11-14, 2014
- 19) 環境省 HP：平成 25 年度の電気事業者ごとの実排出係数・調整後排出係数等の公表について（お知らせ）, <http://www.env.go.jp/press/19006.html>, 参照 2015-11-14
- 20) 経済産業省製造産業局住宅産業窯業建材課：平成 20 年度中小企業支援調査セメント産業における非エネルギー起源二酸化炭素対策に関する調査-混合セメントの普及拡大方策に関する

- る検討－報告書， p13， http://www.meti.go.jp/policy/mono_info_service/mono/jyutaku/downloadfiles/H20fy_kongocement_houkoku.pdf, 参照 2015-11-14, 2009
- 21) 環境省 HP：パンフレット「STOP THE 温暖化 2015」， p6，
http://www.env.go.jp/earth/ondanka/stop2015/stop2015_ch2.pdf, 参照 2015-11-14, 2015
- 22) 林野庁 HP：森林の地球温暖化防止機能について，
http://www.rinya.maff.go.jp/j/sin_riyou/ondanka/con_5.html#q1, 参照 2015-11-14

3 現地発生土砂を活用する INSEM の工学的性状に関する研究

3.1 概 説

INSEM は、現地発生土砂とセメント・水からなる建設材料で、配合比や現地発生土砂の品質によって幅広い性状を示すことが、特徴のひとつである。しかしながら、本研究における INSEM は、コンクリートの代替品としての取り扱いを前提としている。そのため、INSEM がコンクリートと同様な性状を有するかどうかを確認するとともに、コンクリートと同様な視点より評価を行うことを想定している。このような視点から、本章では、配合試験、試験施工、実施施工のデータに基づき、INSEM の工学的性状を整理することを目的とする。なお、INSEM は、現地発生土砂を使用すること、原則的に単位セメント量が少ないことなどの理由により、例え同様な傾向を有していても、コンクリートと比較して、圧縮強度・単位体積重量は小さく、耐久性能は低いことを想定している。

本章では、INSEM の工学的性状として、圧縮強度・単位体積重量、凍結融解抵抗性、摩耗抵抗性に着目している。これらの項目に着目した理由は、圧縮強度・単位体積重量は INSEM の要求性能であり、凍結融解抵抗性及び摩耗抵抗性等の耐久性能は、低品質・低強度の INSEM において、コンクリートと同等の性能は確保できないことが明白であり、その結果、INSEM の弱点となりうる可能性を有した品質項目であるからである。

これらの INSEM の特徴を踏まえ、圧縮強度・単位体積重量においては、INSEM 母材の異なる種々の材料における圧縮強度と単位体積重量を分析し、設計時、配合設計時、施工時の品質管理に反映できる目安の設定を試みるものとする。また、INSEM 母材は、構成物質の起源だけでなく、堆積環境や堆積年代の相違の影響をうけ、最大粒径、粒度、密度・吸水率等の品質面において所定の基準で管理されたコンクリート骨材と比較すると、“ばらつき”が大きいと推測される。この“ばらつき”について、コンクリートと同様に変動係数を用いた評価を行う。

凍結融解抵抗性及び摩耗抵抗性等の耐久性能については、室内試験結果に基づき、既往の評価基準やコンクリートに対する評価を行うものとする。なお、INSEM における耐久性能は、凍結融解抵抗性にしても摩耗抵抗性にしても、コンクリートのような抵抗性は期待しないことを前提とする。INSEM 構造体は、通常、高品質の外部保護材で保護されることから、これらの外部保護材が何らかの理由で破損・流出したような状態において、修繕・改築する前に施設機能を損なうような甚大な劣化とならなければよいといった視点での耐久性能を想定している。

3.2 圧縮強度および単位体積重量の発現に関する研究

3.2.1 本研究の目的

圧縮強度、単位体積重量は、INSEM の最も重要な基本品質であり、INSEM 配合決定時の要求品質となる。このうち、圧縮強度の発現を対象とする既往の研究は多い。嶋らの研究¹⁾では、強度伸び率 (σ_{28}/σ_7) により INSEM 材の水和反応による硬化現象を評価し、明瞭な水和反応によりコンクリートと同様の強度特性を示す領域の目安として $\sigma_{28} \geq 2.0\text{N/mm}^2$ 前後が示されている。また、コンクリートアプローチにより配合を設定し、VC 値で管理する INSEM における研究²⁾では、コンクリートと同様に圧縮強度とセメント水比 C/W は比例するという関係が認められている。

一方、単位体積重量の発現に関して、「砂防ソイルセメント設計・施工便覧」³⁾に“配合試験結果から求められる標準供試体の単位体積重量（単位容積質量）の平均値の 90%を採用すれば実用上支障ない”と示されているものの、詳細な研究事例はない。これは、設計上、単位体積重量は安全側の値となるように小さい値（「砂防ソイルセメント設計・施工便覧」でいう標準供試体の 90%）を設定することが通例となっているためと推測される。また、INSEM の配合設定において主流のソイルアプローチは、配合容量の合計が 1m^3 となることを想定していないことから、“単位体積”という概念が希薄であることも単位体積重量に着目した詳細研究がない理由のひとつと考えられる。いずれにせよ、単位体積重量をより精度高く設定できれば、これを活用して堰堤の断面を縮小することが可能であり、経済性の向上も期待できる。そのため、詳細設計前の配合試験で確認できる配合量や供試体の単位体積重量等の諸元から、構造体の単位体積重量を精度高く推定することが望まれる。

本節では、このような実情や課題を踏まえ、実際の設計時、配合設定時、施工時の品質管理時等において、各種の判断の目安となる①若材齢における供試体強度の伸び率 (σ_{28}/σ_7)、②コアと供試体の強度比 ($\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}}$)、③単位体積重量の発現比（単位体積重量比、 $\gamma_{28 \text{ コア}}/\gamma_{\text{配合}}$ ）についてとりまとめる。なお、本節で整理した INSEM の圧縮強度は、供試体の目標強度は $3.0 \sim 18.0\text{N/mm}^2$ とした試験施工及び施工時の品質管理試験結果を用いた。

上述した 3 つの研究対象及びその活用目的を以下に詳述する。

① 若材齢における供試体強度の伸び率 (σ_{28}/σ_7)

INSEM を活用した工事において、施工者は INSEM の発現強度が所要の値を満足するかどうかを強く意識する。加えて、通常の INSEM の評価材齢は 28 日と長いことから、早い段階での発現強度の確認が望まれる。

このような実状と品質管理試験における圧縮強度の測定材齢が 7 日及び 28 日であることを考慮し、材齢 7 日の強度 (σ_7) から材齢 28 日の強度 (σ_{28}) を推定することを目的に、供試体強度の伸び率 (σ_{28}/σ_7) を求めるものとする。なお、圧縮強度の発現については養生条件の影響が大きいことが推測されることから、収集・整理するデータは、生コン工場の養生室もしくは温度管理した現場試験室での標準養生又は封緘養生したものとする。

② コアと供試体の強度比 ($\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}}$)

施工中の構造体の強度確認は、頻度高く実施できないことから、品質管理試験として実施する供試体の圧縮強度から推測することが現実的な手段と考えられる。そのためには、コアと供試体の強度比 ($\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}}$) が重要である。また、配合設定時には配合強度 ($\sigma_{28 \text{ 配合強度}}$) と構造

体の設計基準強度（ σ_{28} ≡コア強度の最低値）の比である割増係数 k （ $=\sigma_{28 \text{ 配合強度}}/\sigma_{28}$ ）は、実質的にコアと供試体の強度比（ $\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}}$ ）の逆数と考えられることから、この割増係数 k の妥当性の確認のためにも供試体の強度比（ $\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}}$ ）の把握が必要と考えられる。

このような実状を考慮し、供試体強度から構造体強度を推測すること、並びに INSEM 配合決定時に使用する割増係数 k の妥当性を確認することを目的に、供試体と構造体（コア）の強度比（ $\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}}$ ）を求めるものとする。

③ 単位体積重量の発現比（単位体積重量比， $\gamma_{28 \text{ コア}}/\gamma_{\text{配合}}$ ）

構造物の設計において単位体積重量は重要であるが、INSEM は現地発生土砂を活用することから、事前に正確に単位体積重量を設定することは困難である。配合試験や試験施工により INSEM の単位体積重量の発現を確認したうえで設計に着手するか、あらかじめ安全な単位体積重量（確実に発現できる実際よりも小さい単位体積重量）を用いて設計を行うかのいずれかが現実的な対応と考えられる。ここで、前者は、設計開始までの期間が長くなること、後者は現状での主流の対応方針と考えられるが、場合によっては不経済な断面となることなどが懸念される。

このような実状を考慮し、配合計算時、すなわち材料試験結果を得た段階で INSEM 構造体の単位体積重量を予測することを目的に、配合上とコアの単位体積重量比（ $\gamma_{28 \text{ コア}}/\gamma_{\text{配合}}$ ）を求めるものとする。なお、本研究では、配合上の単位体積重量が明確に算出されるコンクリートアプローチによる配合を対象とするものとする。

3.2.2 検討条件

3.2.2.1 収集データ条件

本研究のうち、供試体強度の伸び率、コアと供試体の強度比の把握を目的とする研究では、配合条件の影響を考慮する必要がないことから、配合設計手法をソイルアプローチとするデータも整理した。なお、ソイルアプローチによる配合が採用されたデータは、全 30 事例のうち No.22～26 が該当し、残りの 24 事例はコンクリートアプローチによるものである。

3.2.2.2 試験方法

圧縮強度の測定状況、並びに供試体及びコアの破壊状況の 1 例を写真 3.2-1 に示す。

圧縮強度の測定は、JIS A 1108 に基づいて行うものとする。供試体の形状は $\phi 150\text{mm} \times H300\text{mm}$ または $\phi 125\text{mm} \times H250\text{mm}$ とし、コアの形状は $\phi 150\text{mm} \times H300\text{mm}$ を標準とする。なお、本検討で用いる供試体の養生方法は、生コン工場の養生室もしくは温度管理した現場試験室での標準養生又は封緘養生であり、圧縮強度は原則として 3 本の試験結果の平均値で評価するものとする。これは供試体強度のみでなく、コア強度の値も 1 データあたり 3 本の圧縮強度試験結果の平均値である。

なお、図 3.2-1 に $\phi 150\text{mm} \times H300\text{mm}$ と $\phi 125\text{mm} \times H250\text{mm}$ の供試体における圧縮強度の関係を示すが、 $\phi 150\text{mm} \times H300\text{mm}$ と $\phi 125\text{mm} \times H250\text{mm}$ における圧縮強度では供試体形状の違いによる強度差は小さいと判断できることから、 $\phi 150\text{mm} \times H300\text{mm}$ と $\phi 125\text{mm} \times H250\text{mm}$ のデータをあわせて整理し、評価を行うものとした。



(圧縮強度測定状況事例)



(INSEM 供試体)



(INSEM コア)

写真 3.2-1 圧縮強度試験と INSEM の破壊状況例

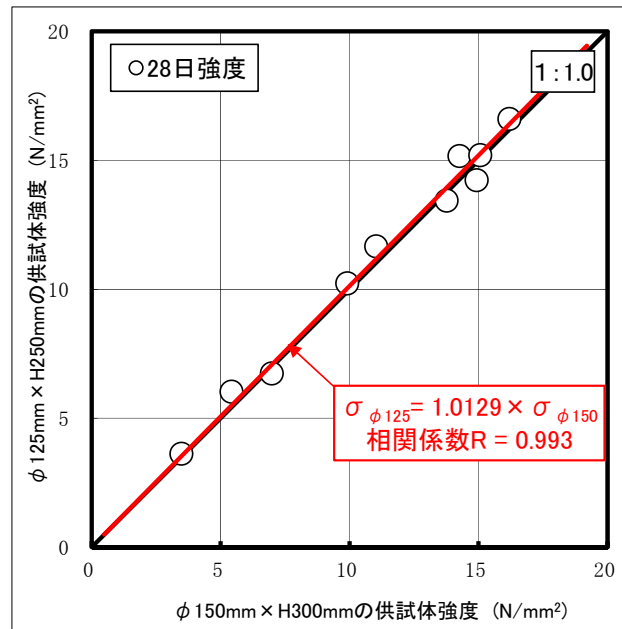


図 3.2-1 φ 150mm × H300mm と φ 125mm × H250mm の供試体における圧縮強度の関係

3.2.2.3 使用現地発生土砂条件

図 3.2-2 に圧縮強度を測定した INSEM において、配合試験前に実施した INSEM 母材の粒度

分布を示す。図 3.2-2 に示した 30 事例の INSEM 母材の粒度は、強度発現に影響を及ぼす可能性がある 0.075mm 未満含有率は 0.4～15.5%，細骨材分に相当する 5mm 未満含有率は 30.1～78.7%であった。図 3.2-2 から明らかなように、検討対象データからは、広範囲な粒度分布を持つ母材とする INSEM の圧縮強度測定値であると判断できる。

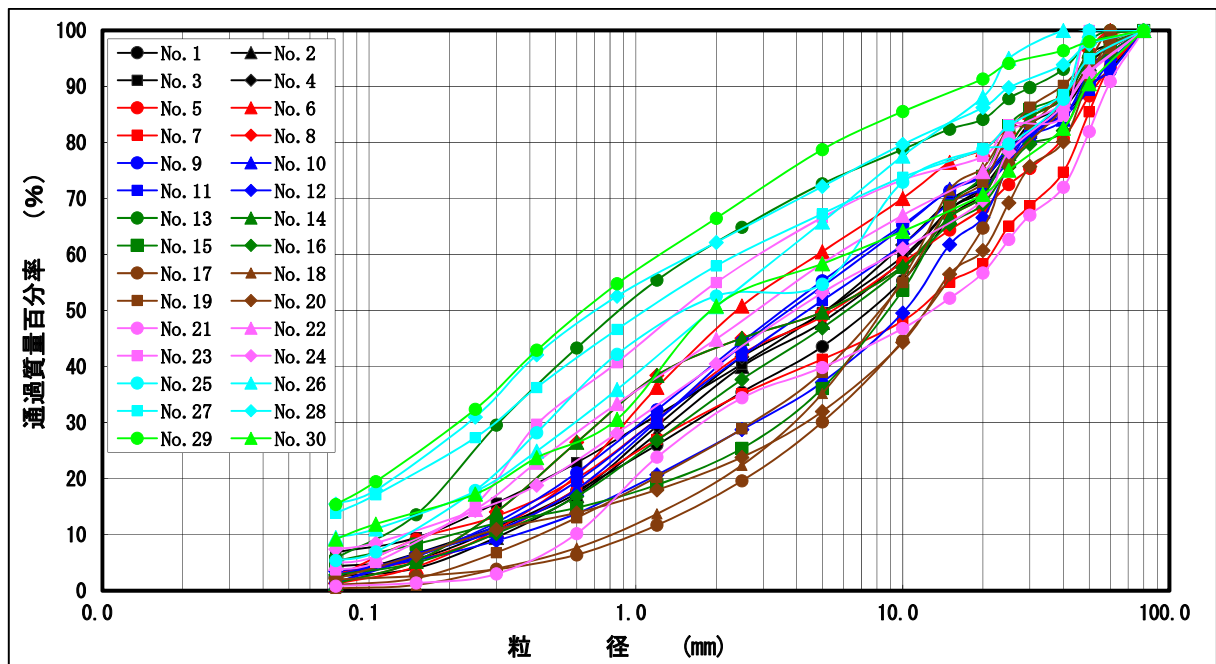


図 3.2-2 INSEM 母材の粒度分布

3.2.3 検討結果及び考察

3.2.3.1 若材齢における供試体強度の伸び率 (σ_{28}/σ_7)

(1) 供試体強度の伸び率 (σ_{28}/σ_7) の目安

図 3.2-3 に供試体における圧縮強度の伸び率 (σ_{28}/σ_7) を示す。図には、840 データの供試体強度の伸び率 (σ_{28}/σ_7) を示したが、供試体強度の伸び率 (σ_{28}/σ_7) の範囲は 1.13～4.91 (算術平均値 2.10) と幅広いものであった。これらのデータのうち 791 データ ($\Rightarrow 791/840=94.2\%$) の伸び率が 1.5～3.0 内に存在している。近似曲線は $\sigma_{28}=1.8953 \times \sigma_7$ (相関係数は 0.906) で表示され、この推定式により求められる材齢 7 日から 28 日までの供試体強度の伸び率は約 1.9 倍を目安とすることができる。ただし、図 3.2-3 に示すように、 $\sigma_7 \geq 10\text{N/mm}^2$ における供試体強度の伸び率 (σ_{28}/σ_7) は、概ね 1.5～2.0 にあり、 $\sigma_7 < 10\text{N/mm}^2$ の場合よりも小さい範囲に分布する。すなわち、圧縮強度の大きさが、供試体強度の伸び率 (σ_{28}/σ_7) に影響していることも推測される。

図 3.2-4 には、供試体強度の伸び率 (σ_{28}/σ_7) のヒストグラムを示す。供試体強度の伸び率 (σ_{28}/σ_7) は 1.5～2.5 が卓越しており、同範囲の伸び率は全データの 84.8%に相当することが確認された。

図 3.2-3 及び図 3.2-4 より、7 日強度より 28 日強度を推測する際の強度の伸び率 (σ_{28}/σ_7) は約 2 倍と考えることができる。この結果より、材齢 7 日において、目標供試体強度の 1/2 倍以上の強度発現が認められる場合、材齢 28 日において目標供試体強度を上回ることが期待できるといえる。

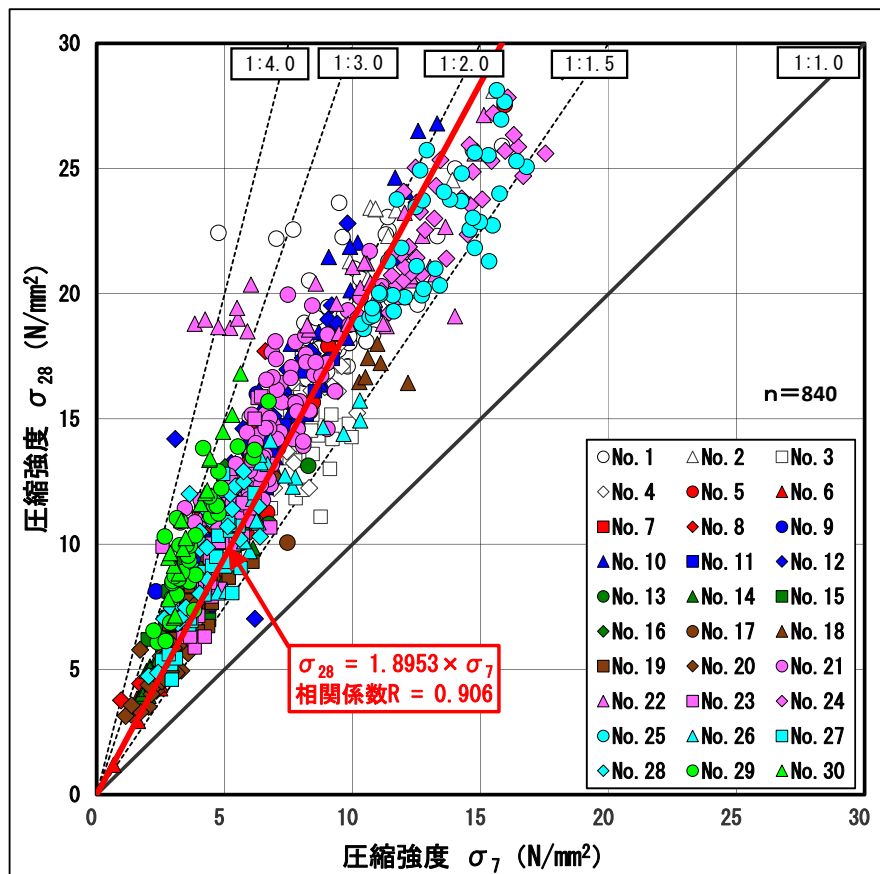


図 3.2-3 供試体における圧縮強度の伸び率 (σ_{28}/σ_7)

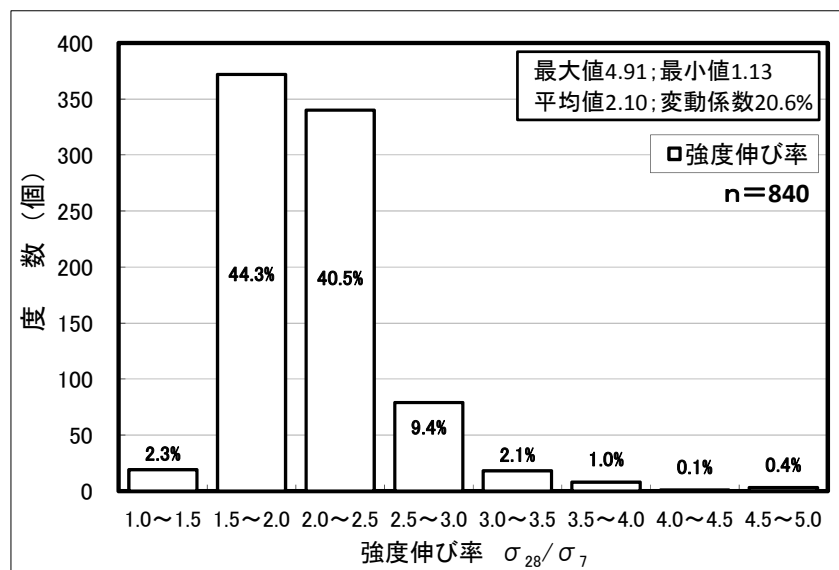


図 3.2-4 供試体強度の伸び率 (σ_{28}/σ_7) のヒストグラム

(2) 強度の伸び率への影響要因

ここでは、強度伸び率に影響を与える要因の検討を行う。

供試体強度の伸び率に及ぼす影響要因の 1 つとして、INSEM 母材の粒度の影響が想定される。INSEM の発現強度には、粒度分布、特に細かい粒径の含有率が影響することが知られている⁴⁾。このような実状を考慮し、図 3.2-5、3.2-6 には 0.075mm 未満含有率、5mm 未満含有率と強度伸び率 (σ_{28}/σ_7) の関係を示す。

図 3.2-5、3.2-6 より、0.075mm 未満含有率または 5mm 未満含有率が大きくなるにつれ、相関

係数は小さいものの、強度伸び率 (σ_{28}/σ_7) が若干増加する傾向が認められる。0.075mm 未満含有率または 5mm 未満含有率が大きい場合には発現強度が小さくなるのが一般的である。そのため、初期強度（7 日強度）の小さい影響で、細かな粒径が多いほど強度伸び率 (σ_{28}/σ_7) が大きくなる結果を示したものと推測される。

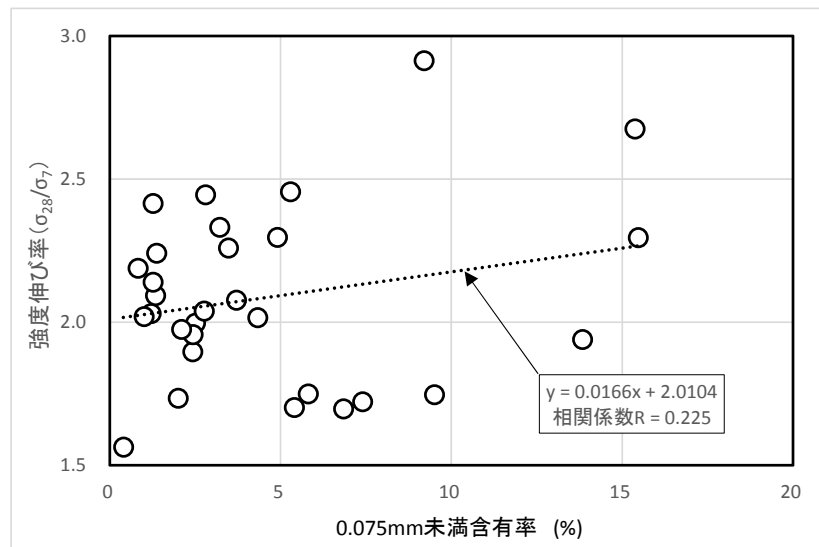


図 3.2-5 0.075mm 未満含有率と強度伸び率 (σ_{28}/σ_7) の関係

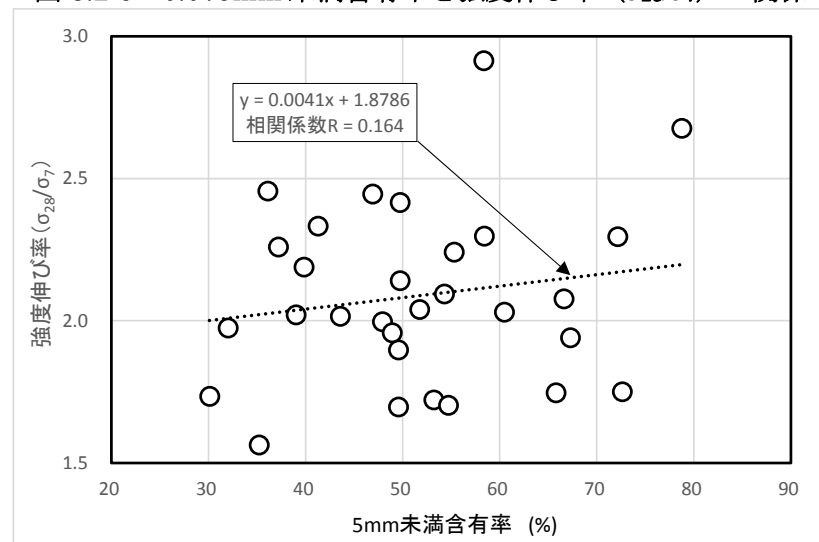


図 3.2-6 5mm 未満含有率と強度伸び率 (σ_{28}/σ_7) の関係

0.075mm 未満含有率または 5mm 未満含有率が大きい場合には INSEM 母材の総表面積が大きくなり、所定の強度を発現するためのセメントペースト量（＝セメント量＋水量）を多く必要とすることから、図 3.2-7 にはセメントペースト量と強度伸び率 (σ_{28}/σ_7) の関係を示す。

図 3.2-7 より、セメントペースト量の増量に伴い、強度伸び率 (σ_{28}/σ_7) に若干の増加傾向が認められるものの、その程度は小さい上、相関係数も小さいことから、セメントペースト量の強度伸び率 (σ_{28}/σ_7) に及ぼす影響は小さいと判断される。なお、ソイルアプローチで配合された No.22～26 のデータは、配合容積の合計が 1m^3 を想定できるかどうかの課題もあり、単位水量が不明瞭と判断されたため、図 3.2-7 には記載していない。

図 3.2-8 には 7 日強度と強度伸び率 (σ_{28}/σ_7) の関係を示す。図 3.2-8 より、相関係数は 0.519 と大きくはないものの、初期強度（7 日強度）が大きくなるにつれ、強度伸び率 (σ_{28}/σ_7) が小さくなる傾向が認められる。この 7 日強度の影響は、相関係数からも前述した 0.075mm 未満含有

率，5mm未満含有率の影響に比べて非常に高いと判断される。なお，7日強度が大きくなるにつれ，ばらつきが小さくなる印象を受けるが，これは7日強度が大きくなるほどデータ数が少なくなっていることの影響と推察される。

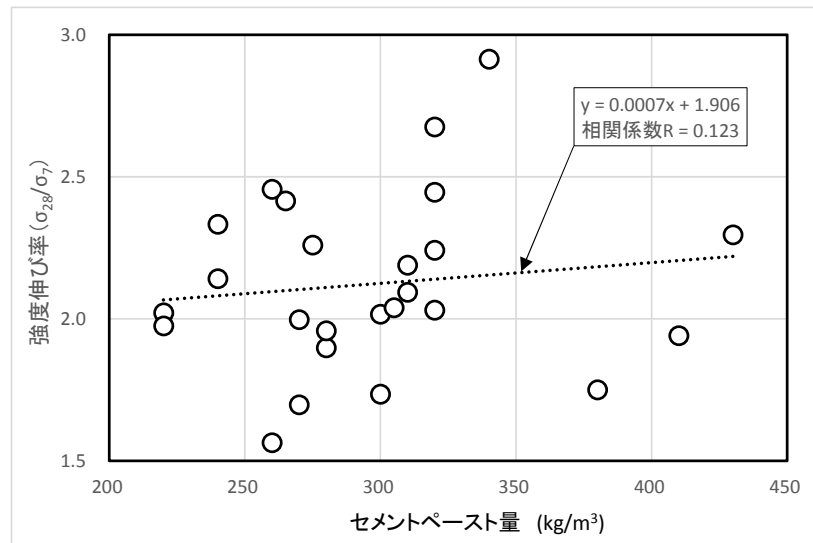


図 3.2-7 セメントペースト量と強度伸び率 (σ_{28}/σ_7) の関係

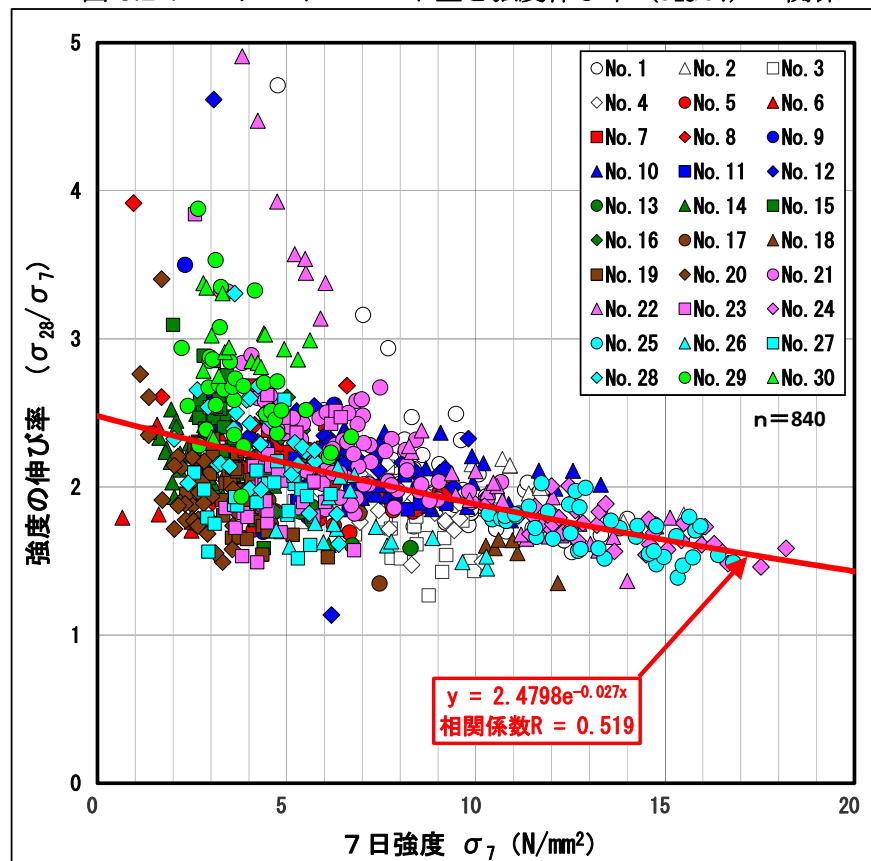


図 3.2-8 7日強度と強度伸び率 (σ_{28}/σ_7) の関係

(3) 強度伸び率 (σ_{28}/σ_7) = 2.0 の妥当性評価

図 3.2-8 より，平均値での評価となるが，7日強度 > 約 8 N/mm² の条件で強度伸び率 (σ_{28}/σ_7) < 2.0，7日強度 ≤ 約 8 N/mm² の条件で強度伸び率 (σ_{28}/σ_7) ≥ 2.0 となることが認められる。現状の INSEM における目標供試体強度は $\sigma_{28} = 4.5$ N/mm² とされることが多く，通常の INSEM では，7日強度 ≤ 約 8 N/mm² となることが推測される。従って，前述したように，強度伸び率

$(\sigma_{28}/\sigma_7) = 2.0$ と想定することは、安全側の値となることから、目安として使用することについては支障ないと評価できる。ただし、より安全側の値が望まれる場合には、図 3.2-4 より、97.7%の発現率が期待される強度伸び率 $(\sigma_{28}/\sigma_7) \geq 1.5$ を採用することが妥当である。

3.2.3.2 コアと供試体の強度比 $(\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}})$

(1) コアと供試体の強度比 $(\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}})$

図 3.2-9 に供試体強度 $(\sigma_{28 \text{ 供試体}})$ とコア強度 $(\sigma_{28 \text{ コア}})$ の関係を示す。また、図 3.2-10 に強度比 $(\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}})$ のヒストグラムを示す。

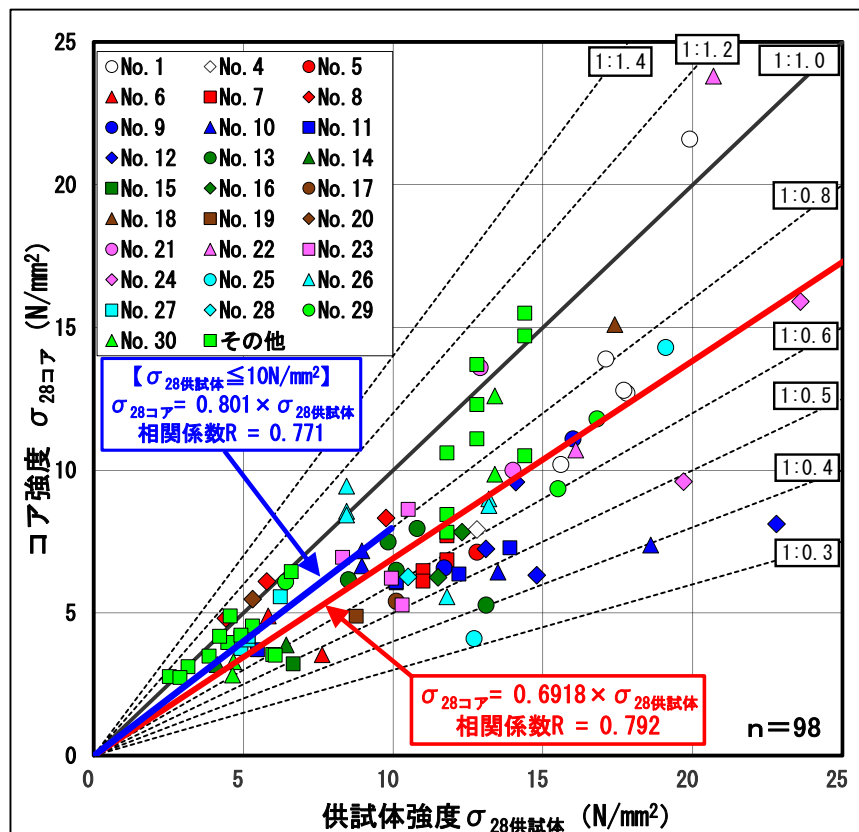


図 3.2-9 供試体強度 $(\sigma_{28 \text{ 供試体}})$ とコア強度 $(\sigma_{28 \text{ コア}})$ の関係

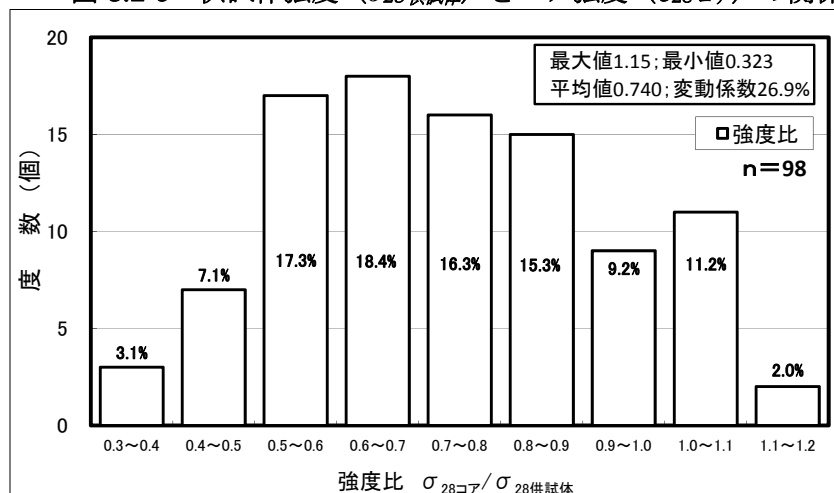


図 3.2-10 強度比 $(\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}})$ のヒストグラム

図 3.2-9 より、コア強度 $(\sigma_{28 \text{ コア}})$ は供試体強度 $(\sigma_{28 \text{ 供試体}})$ の 0.323~1.15 倍（算術平均値 0.740）を示すこと、近似曲線が $\sigma_{28 \text{ コア}} = 0.6918 \times \sigma_{28 \text{ 供試体}}$ （相関係数は 0.792）で表示されるこ

とが確認できた。また、供試体強度が小さい場合には、コアと供試体の強度比 ($\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}}$) が相対的に大きい傾向を示す。供試体強度 5N/mm^2 程度以下の場合、ほとんどが近似曲線より上位にあり、供試体強度 10N/mm^2 以上の条件において近似曲線より下位のデータが増大する。図 3.2-9 中には、 $\sigma_{28 \text{ 供試体}} \leq 10\text{N/mm}^2$ (40 データ) における近似式を示したが、この場合の曲線は $\sigma_{28 \text{ コア}} = 0.801 \times \sigma_{28 \text{ 供試体}}$ (相関係数は 0.771) となる。通常の INSEM の目標供試体強度は、 4.5N/mm^2 ($\leq 10\text{N/mm}^2$) とされることが多いことを考慮すれば、近似曲線に基づくコアと供試体の強度比 ($\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}}$) は 0.80 程度と評価することができる。

以上の状況から、コアと供試体の強度比 ($\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}}$) は、 $\sigma_{28 \text{ 供試体}} \leq 10\text{N/mm}^2$ の条件において、安全側となる算術平均値 0.740 を考慮し、($\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}}$) = 0.75 を目安とすることが妥当と判断される。

なお、図 3.2-9 に示したように、強度比 ($\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}}$) に比較的大きなばらつきを有する理由として、①一般的に供試体作製時の INSEM 材とコア採取箇所の INSEM 材とでは厳密には異なること、②最大礫径が供試体では 40mm 、構造体では 80mm であること、③供試体及び構造体における締固め機械及びこれに伴う締固めエネルギーが異なるうえ、これらは各現場で異なること、④経験上、INSEM 構造体の強度等の品質は締固め完了までの時間及び締固め時のコンシステンシー等の施工時条件の影響を受けることと、この施工時条件が各現場で異なることなどがあげられる。

図 3.2-10 より、コアと供試体の強度比 ($\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}}$) は、卓越した範囲は認められないものの、 $0.5 \sim 0.9$ の範囲が多い傾向があり、同範囲の強度比 ($\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}}$) は全データの 67.3% に相当することが確認された。なお、強度比 ($\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}}$) < 0.5 の強度発現が小さいデータの占める割合は 10.2%と全体の約 1 割であった。

(2) 強度比 ($\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}}$) に及ぼす供試体強度 ($\sigma_{28 \text{ 供試体}}$)、コア強度 ($\sigma_{28 \text{ コア}}$) の影響

図 3.2-11 には、コア強度 ($\sigma_{28 \text{ コア}}$) 及び供試体強度 ($\sigma_{28 \text{ 供試体}}$) と強度比 ($\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}}$) の関係を示す。ばらつきが大きく相関係数は小さいものの、強度比 ($\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}}$) は供試体強度 ($\sigma_{28 \text{ 供試体}}$) が増大するにつれ減少し、コア強度 ($\sigma_{28 \text{ コア}}$) が増大するにつれ増加する傾向が認められる。これは強度比の式が示すように、強度比 ($\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}}$) は供試体強度 ($\sigma_{28 \text{ 供試体}}$) に反比例し、コア強度 ($\sigma_{28 \text{ コア}}$) に正比例することに一致している。

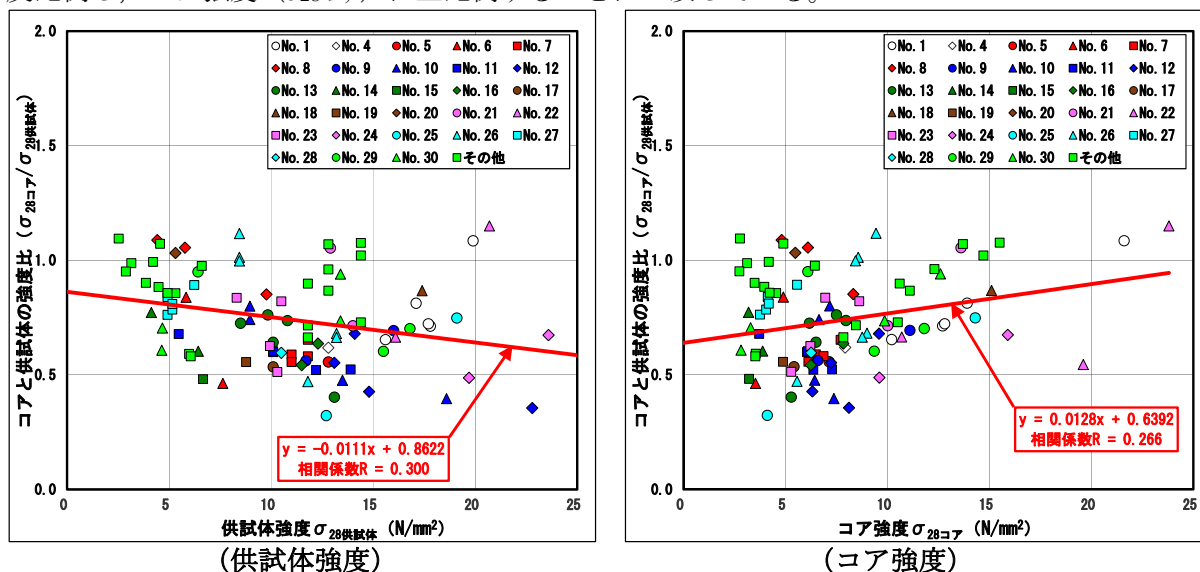


図 3.2-11 供試体強度及びコア強度と強度比 ($\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}}$) の関係

(3) ($\sigma_{28 \text{ 供試体}} / \sigma_{28 \text{ コア}}$) に基づく割増係数 $k=1.5$ の妥当性評価

「砂防ソイルセメント設計・施工便覧」には、割増係数として $k=1.5$ が示されている³⁾。割増係数 k は、“実施工時の攪拌混合や締固めの作業精度によるばらつき”を考慮した係数とされており、これは室内と現場とにおける製造方法や締固め方法の相違などに起因したばらつきと推測される。ここで、割増係数 k は配合強度と目標強度の比で表され、前者が供試体で測定することを対象とした強度、後者が構造体から採取されたコアを対象とした強度であることから、構造体強度（コア強度）に対する供試体強度の倍率と考えることができる。図 3.2-9 の縦軸と横軸を入れかえて作成した、コア強度（ $\sigma_{28 \text{ コア}}$ ）と供試体強度（ $\sigma_{28 \text{ 供試体}}$ ）の関係を図 3.2-12 に示す。ただし、ここでの供試体強度は品質管理時に測定された供試体強度であり、配合試験時に測定された値ではないことに留意が必要である。割増係数 k に相当する供試体強度のコア強度に対する倍率は、0.87～3.10（算術平均値 1.46）を示した。また、近似式の係数も 1.3304 と 1.5 より小さい値を示した。なお、この値は前述した $(\sigma_{28 \text{ コア}} / \sigma_{28 \text{ 供試体}}) = 0.75$ の逆数 $(1/0.75 = 1.333)$ にほぼ等しい値である。また、相対的に強度の小さい $\sigma_{28 \text{ 供試体}} \leq 10 \text{ N/mm}^2$ （40 データ）に限定した場合、割増係数 k に相当する倍率は 0.90～2.16（算術平均値 1.27），近似式の係数 1.1919 であった。室内で実施する配合試験における圧縮強度と品質管理時に測定された圧縮強度は、多少差異を有するものと考えられるが、前述した $(\sigma_{28 \text{ 供試体}} / \sigma_{28 \text{ コア}})$ は安全側の値となっており「砂防ソイルセメント設計・施工便覧」に示された割増係数 $k=1.5$ は妥当性が高いと判断できる。

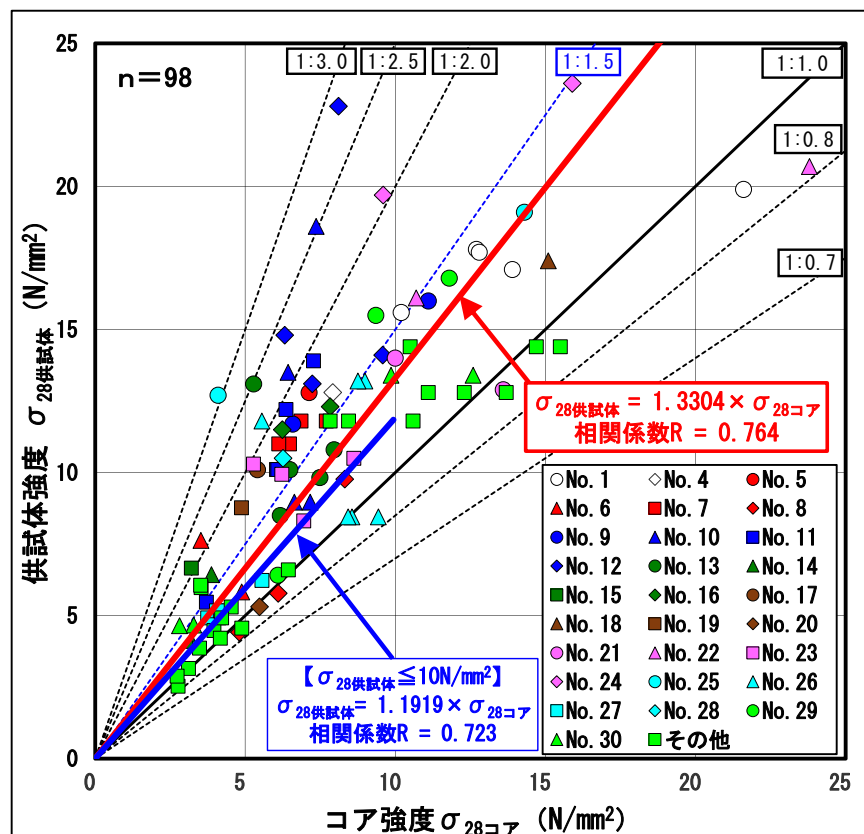


図 3.2-12 コア強度（ $\sigma_{28 \text{ コア}}$ ）と供試体強度（ $\sigma_{28 \text{ 供試体}}$ ）の関係

3.2.3.3 配合上とコアの単位体積重量の発現比（単位体積重量比， $\gamma_{28 \text{ コア}} / \gamma_{\text{配合}}$ ）

(1) 「砂防ソイルセメント設計・施工便覧」に示された目安の妥当性評価

前述したように「砂防ソイルセメント設計・施工便覧」³⁾では、設計段階における INSEM の

単位体積重量は、標準供試体の単位体積重量の 90%を目安とする旨が記されている。図 3.2-13 に供試体の単位体積重量 ($\gamma_{28 \text{ 供試体}}$) とコアの単位体積重量 ($\gamma_{28 \text{ コア}}$) の関係を示すが、コアの単位体積重量は、供試体の単位体積重量の 0.93 以上を示すことが確認され、今回収集したデータは「砂防ソイルセメント設計・施工便覧」に示された目安を満足する結果であることが確認できた。ただし、近似式の係数がほぼ 1.0 であることから 90%以上の目安値を採用できる可能性があるかと判断できる。

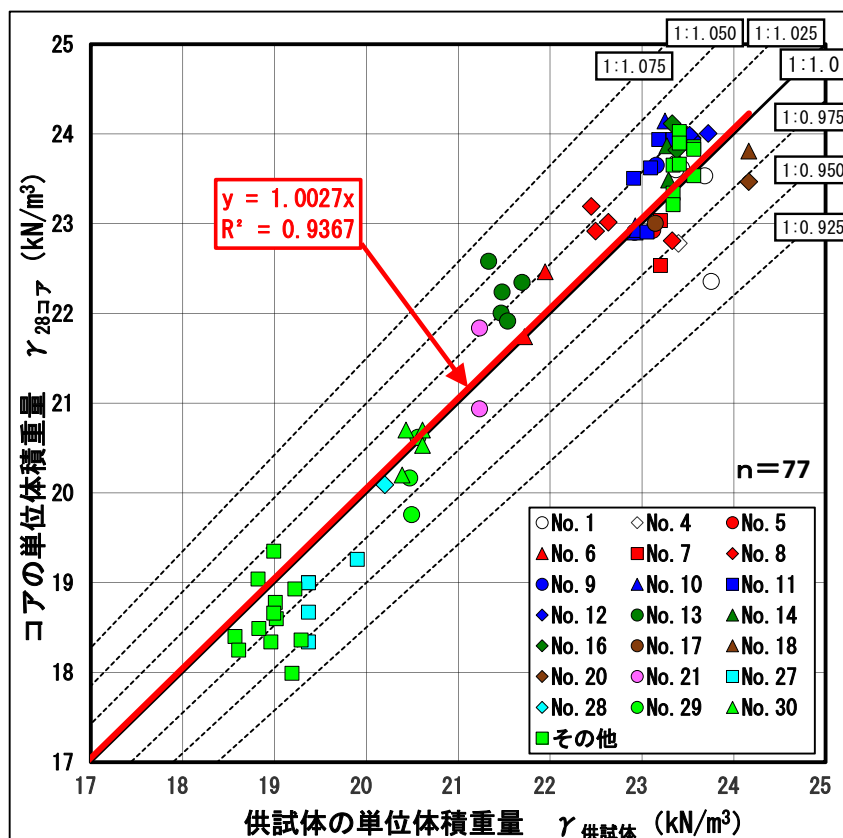


図 3.2-13 供試体の単位体積重量 $\gamma_{28 \text{ 供試体}}$ とコアの単位体積重量 $\gamma_{28 \text{ コア}}$ の関係

(2) 配合上とコアの単位体積重量の発現比 (単位体積重量比, $\gamma_{28 \text{ コア}}/\gamma_{\text{配合}}$)

図 3.2-14 に、配合上の単位体積重量 ($\gamma_{\text{配合}}$) とコアの単位体積重量 ($\gamma_{28 \text{ コア}}$) の関係を示すとともに、単位体積重量比 ($\gamma_{28 \text{ コア}}/\gamma_{\text{配合}}$) のヒストグラムを図 3.2-15 に示す。なお、データ数が『3.2.3.2 コアと供試体の強度比 ($\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}}$)』と異なるのは、 1m^3 あたりの配合量が不明なソイルアプローチのデータや、コアの単位体積重量を測定していないデータを除いて整理したためである。

図 3.2-14 より、コアの単位体積重量 ($\gamma_{28 \text{ コア}}$) は、配合上の単位体積重量 ($\gamma_{\text{配合}}$) の 0.934～1.064 (算術平均値 0.998) であることが確認できた。また、配合上の単位体積重量 ($\gamma_{\text{配合}}$) とコアの単位体積重量 ($\gamma_{28 \text{ コア}}$) には高い相関が認められ、近似直線として $\gamma_{28 \text{ コア}} = 0.9986 \times \gamma_{\text{配合}}$ といった結果が得られた。すなわち、平均的には構造体 (コア) の単位体積重量は、配合上の単位体積重量とほぼ同じとみなすことが可能であり、最小値、最も安全側の値としても配合上の単位体積重量の 93%程度とみなすことが可能であることが確認できた。

図 3.2-15 より、単位体積重量比 ($\gamma_{28 \text{ コア}}/\gamma_{\text{配合}}$) は、明瞭なピークは認められないものの、0.96～1.04 の範囲に多い傾向があり、同範囲の単位体積重量比 ($\gamma_{28 \text{ コア}}/\gamma_{\text{配合}}$) は全データの 79.3%に相当することが確認された。なお、単位体積重量比 ($\gamma_{28 \text{ コア}}/\gamma_{\text{配合}}$) < 0.96 の単位体積重量の発現

が小さいデータの占める割合は 11.7%であった。

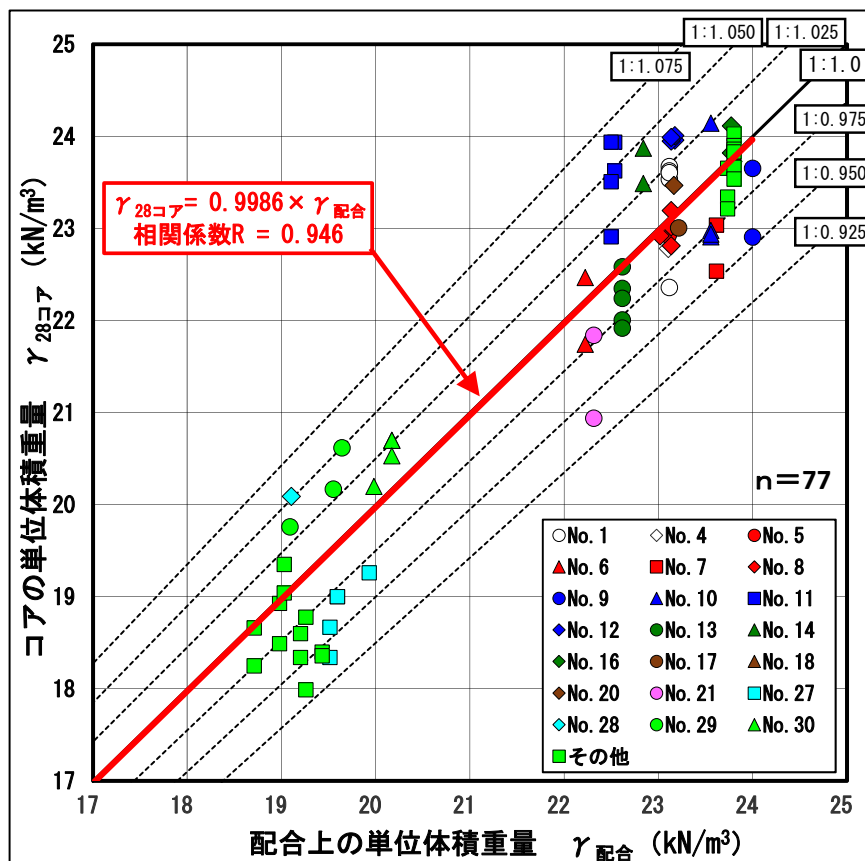


図 3.2-14 配合上の単位体積重量 $\gamma_{配合}$ とコアの単位体積重量 $\gamma_{28コア}$ の関係

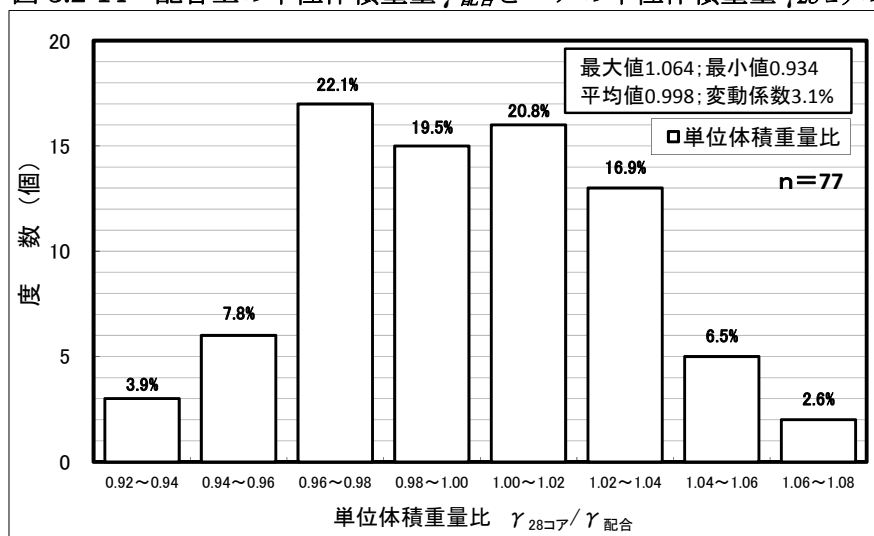


図 3.2-15 単位体積重量比 ($\gamma_{28コア}/\gamma_{配合}$) のヒストグラム

(3) 単位体積重量比 ($\gamma_{28コア}/\gamma_{配合}$) の目安とその妥当性評価

INSEM は、ばらつきの大きい現地発生土砂を活用することから、コンクリートのように一義的に単位体積重量を設定することができない。単位体積重量は、構造物の安定性の根幹的な要素であること、安全側となるように単位体積重量を過小に設定した場合、断面が大きくなり構造物の建設コストが増大することなどの理由から、設計段階においては INSEM の単位体積重量を精度が高く、かつ安全側の値となるように設定することが望まれている。そのための指標として、単位体積重量比 ($\gamma_{28コア}/\gamma_{配合}$) は重要な値になると考えられる。単位体積重量比 ($\gamma_{28コア}/\gamma_{配合}$) の

目安値は、平均的な値よりも安全側の最小値を採用することが妥当と判断される。この場合、図 3.2-14 より配合上の単位体積重量に着目した場合、コア（構造体）の単位体積重量は、単位体積重量比（ $\gamma_{28 \text{ コア}}/\gamma_{\text{配合}}$ ） ≥ 0.93 の発現が期待できるといえる。

外力に対する構造体の安定性は全重量により抵抗できれば良いことから、単位体積重量は構造物全体の平均値を想定することが望まれる。図 3.2-14 に示した 3 本のコアの単位体積重量の平均値であるが、前述した構造物全体の単位体積重量というよりも、構造体の局所的な単位体積重量の意味合いが大きい。そのため、小さい値も含まれる安全側の値となっていることが推測される。そのため、現場毎にコアの単位体積重量の平均値を算出して、配合上の単位体積重量とコアの単位体積重量の関係を整理したものを図 3.2-16 に示す。なお、“その他”のデータは 3 現場のデータであったことから、“その他”のみ 3 データプロットされていることに留意が必要である。

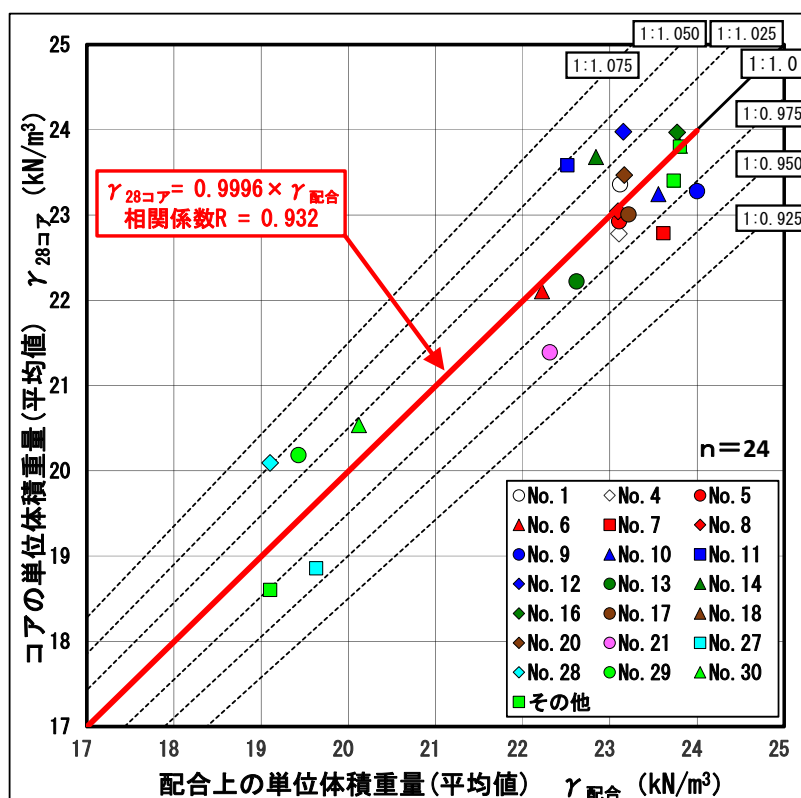


図 3.2-16 配合上の単位体積重量とコアの単位体積重量の関係

図 3.2-16 に示したように、単位体積重量を各現場での平均値で評価した場合、単位体積重量比（ $\gamma_{28 \text{ コア}}/\gamma_{\text{配合}}$ ） $= 0.959 \sim 1.052$ となり、単位体積重量比（ $\gamma_{28 \text{ コア}}/\gamma_{\text{配合}}$ ） ≥ 0.95 を目安とすることが可能と判断される。ここで、図 3.2-16 だけでなく図 3.2-13、図 3.2-14 においても近似曲線の係数はほぼ 1.0 であることや、先に示したように単位体積重量の性質を考慮しても、安全側の値として単位体積重量比（ $\gamma_{28 \text{ コア}}/\gamma_{\text{配合}}$ ） ≥ 0.95 を目安とすることが妥当と判断できる。

3.2.4 まとめ

本節では、複数の現場、多様な粒度分布を有する INSEM 母材における、品質管理時の圧縮強度測定結果及び試験施工または品質管理として採取したコアによる圧縮強度及び単位体積重量測定結果に基づき、①若材齢における供試体強度の伸び率（ σ_{28}/σ_7 ）、②コアと供試体の強度比（ $\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}}$ ）、③単位体積重量の発現比（単位体積重量比、 $\gamma_{28 \text{ コア}}/\gamma_{\text{配合}}$ ）についてとりまと

めた。その結果、粒度分布等の影響により、ばらつきを有するものの、INSEM の活用を計画する構造物の設計時、INSEM の配合決定時、INSEM 工法による施工時の品質管理時における以下の知見を得た。

- 1) 目標強度 3.0N/mm^2 (目標供試体強度 4.5N/mm^2) 程度以下の条件において、若材齢における供試体強度の伸び率は、 $(\sigma_{28}/\sigma_7) = 2.0$ を目安とすることができる。そのため、施工時の品質管理時において 7 日強度 $\sigma_7 \geq 2.25\text{N/mm}^2$ の条件で、非常に高い確率で目標供試体強度 $\sigma_{28} \geq 4.5\text{N/mm}^2$ となることが期待できる。ただし、7 日強度 $\sigma_7 < 2.25\text{N/mm}^2$ の条件でも目標供試体強度を満足する場合もあることに留意が必要である。
- 2) コアと供試体の強度比は、 $(\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}}) = 0.75$ を目安とすることができる。ここで、目標供試体強度設定時に用いる割増係数 k は供試体強度のコア強度に対する倍率と捉えらると、コアと供試体の強度比 $(\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}})$ の逆数に相当すると考えられる。供試体強度のコア強度に対する倍率は、 $0.87 \sim 3.10$ (算術平均値 1.46 , 近似式係数 1.3304) となり、「砂防ソイルセメント設計・施工便覧」における割増係数 $k=1.5$ の妥当性が確認できた。
- 3) 単位体積重量比は、 $(\gamma_{28 \text{ コア}}/\gamma_{\text{配合}}) \geq 0.95$ を目安とすることができる。この結果より、配合計算で得られる配合上の単位体積重量 ($\gamma_{\text{配合}}$) に 0.95 を乗じることで、INSEM の単位体積重量 ($\gamma_{28 \text{ コア}} = 0.95 \times \gamma_{\text{配合}}$) を推定することができる。このようにして推定した INSEM の単位体積重量により、配合試験結果を待つことなく安定解析及び、これに伴う断面設定を行うことができる。ただし、本知見は収集整理データがコンクリートアプローチにより配合決定されたものに限定される。そのため、現状では配合設計手法として、コンクリートアプローチを採用した場合のみ適用可能と考えることに留意が必要である。そのため、ソイルアプローチによる配合使用時の単位体積重量比の把握が、今後の課題である。
- 4) 以上示した目安に対し、実際の施工で検証し、より精度が高く合理的な値の設定を行うことが、今後の課題である。

3.3 圧縮強度の変動係数に関する研究

3.3.1 本研究の目的

前節では、設計、配合設定、施工時の品質管理等において重要な情報となる若材齢における供試体強度の伸び率 (σ_{28}/σ_7)、コアと供試体の強度比 ($\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}}$)、及び単位体積重量比 ($\gamma_{28 \text{ コア}}/\gamma_{\text{配合}}$) についてとりまとめた。本節では、配合決定時に重要となる圧縮強度のばらつきについてとりまとめる。

大礫や石材を除去する以外は、原則的に調整することなく現地発生土砂を活用する砂防ソイルセメントの発現強度は、コンクリート等と比較してばらつきが大きいことが想定される。ここで、発現強度のばらつきは、目標強度等の設定において考慮すべき項目であるが、現在まで検討・整理された事例は少ない。

田中らの研究⁵⁾では、「セメント系固化材による地盤改良マニュアル」（以下，“「地盤改良マニュアル」”と称す）⁶⁾に基づき、発現強度のばらつきを考慮したうえで、設計基準強度を満足させるための目標強度を設定する手法が示されている。ただし、発現強度のばらつきは「地盤改良マニュアル」に示された施工実績が乏しい場合に使用する変動係数 45%⁶⁾が使用されており、実際の発現強度のばらつきを考慮したものではない。また、施工時の実績に基づく INSEM の発現品質のばらつきとして、山本ら⁷⁾及び中濃ら⁸⁾の研究では変動係数が 20%程度であることが報告されているが、1 現場での測定結果であり、統計的な評価を実施したものではない。

このような状況を踏まえ、本節では、複数の施工現場で品質管理の一環として作製した供試体における圧縮強度（以下，“品質管理強度”と称す）測定結果から発現強度のばらつきとして変動係数を算出し、この変動係数に基づく配合強度設定時の留意点をまとめることを研究目的とする。

3.3.2 配合強度の設定方法

3.3.2.1 浅層改良における配合強度設定方法

「地盤改良マニュアル」では、浅層改良における配合強度の設定方法として、以下の式が示されている⁶⁾。ここで、現場一軸圧縮強さ $\overline{q_{uf}}$ は、改良地盤から採取されたコア供試体の圧縮強度に相当している⁹⁾。

$$\overline{q_{uf}} = F_c / (1 - m \cdot V_{quf}) \cdots \cdots (3.3.1 \text{ 式})$$

$$X_1 \geq \overline{q_{ul}} = \overline{q_{uf}} / \alpha_{fl} \cdots \cdots (3.3.2 \text{ 式})$$

ここに、

$\overline{q_{uf}}$: 現場平均一軸圧縮強さ (kN/m²)

F_c : 設計基準強度 (kN/m²) ($=\overline{q_{ul}} - m \cdot \sigma_f$)

m : $\overline{q_{uf}}$, V_{quf} を関係づける係数

σ_f : 現場一軸圧縮強さの標準偏差 ($=V_{quf} \cdot \overline{q_{ul}}$)

V_{quf} : 現場一軸圧縮強さの変動係数

X_l : 室内配合強度 (kN/m²)

$\overline{q_{ul}}$: 室内平均一軸圧縮強さ (kN/m²)

α_{fl} : 現場／室内強度比 ($=\overline{q_{uf}}/\overline{q_{ul}}$)

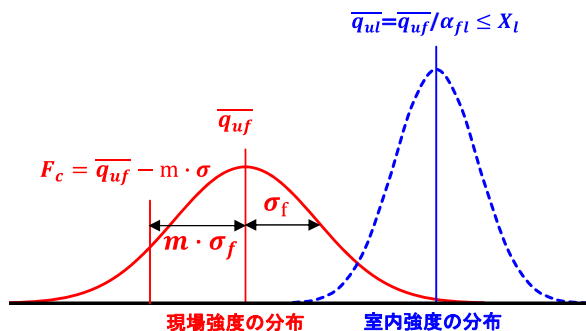


図 3.3-1 改良強度の分布概念図（文献 6）に基づき作成）

「地盤改良マニュアル」では、変動係数 V_{quf} を関連付ける係数 m は1.3とし、変動係数 V_{quf} は20～45%の範囲で実績データに基づき適切に設定するものとされている⁹⁾。なお、 $m=1.3$ は、過去の地盤改良の事例から求めた値であるが、設計基準強度を下回る確率が $p \doteq 10\%$ となる係数としても認識されている⁹⁾。

3.3.2.2 コンクリートにおける配合強度設定方法

コンクリート標準示方書では、配合強度の設定条件として、“コンクリートの配合強度 f_{cr} は、一般の場合、現場におけるコンクリートの圧縮強度の試験値が、設計基準強度 f_{ck} を下回る確率が5%以下となるように定める”という基準が示されている¹⁰⁾。この条件は式(3.3.3)、(3.3.4)のように示すことができる。なお、ここでの圧縮強度は、品質管理として現場で採取し、標準養生した3本の供試体の平均値¹⁰⁾とされており、前述した品質管理強度に相当するものである。

$$f_{cr} \geq \alpha \cdot f_{ck} \dots \dots \dots (3.3.3 \text{ 式})$$

$$\alpha = \frac{1}{(1-1.645 \cdot V/100)} \dots \dots \dots (3.3.4 \text{ 式})$$

ここに、 f_{cr} : 配合強度 (N/mm²)
 α : 割増し係数
 f_{ck} : 設計基準強度 (N/mm²)
 V : 変動係数

3.3.2.3 配合強度設定における変動係数 V と設計基準強度を下回る確率 p

以上示したように、地盤改良とコンクリートの配合強度設定方法には多少の差異を有するものの、発現強度のばらつきを表す変動係数 V と、設計基準強度を下回る確率 p を設定した上で配合強度を設定する点は同じである。すなわち、変動係数 V 、設計基準強度を下回る確率 p は、配合強度設定に重要な値であるので、これらの値を、実際の施工時の品質管理強度データを収集・整理して把握する必要がある。

3.3.3 検討条件

表 3.3-1 に収集した品質管理強度に関する供試体の目標強度、製造方法、データ数等を示す。なお、全17事例のうちNo.8,9,11,12の4事例がソイルアプローチによる配合、残りの13事例がコンクリートアプローチによる配合であった。

表 3.3-1 及び図 3.3-2 には、配合試験前に実施した INSEM 母材の粒度特性及び粒度分布を示

す。検討対象データは、INSEM 工法を対象とし、変動係数等の統計的な処理を行うことから母集団数が相対的に多い（データ数 18～98）の 17 事例とした。これらの事例における供試体の目標強度は 3.0～18.0N/mm² と配合条件が異なるうえ、INSEM 材の製造方法が自走式攪拌機、アジテータ車、バックホウ、簡易プラントと多岐にわたっている。

表 3.3-1 検討対象データにおける INSEM 母材の粒度特性

No.	供試体の目標強度 (N/mm ²)	品質管理上の最小強度 (N/mm ²)	INSEM 製造方法	データ数 (個)	主な礫質	配合試験時の INSEM 母材の粒度特性							
						0.075mm 未満含有率	0.15mm 未満含有率	有効粒径 D ₅₀ (mm)	D ₆₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	均等係数 U _c	曲率係数 U _{c'}
No. 1	12.0	6.0	自走式攪拌機	43	火山岩	4.3	5.7	7.30	10.70	1.63	0.25	42.8	0.99
No. 2	12.0	6.0	アジテータ車	23	堆積岩	6.8	9.4	5.10	10.00	1.03	0.16	61.7	0.65
No. 3	12.0	6.0	自走式攪拌機	25	火山岩	2.4	6.6	5.10	9.00	1.10	0.23	39.1	0.58
No. 4	12.0	6.0	自走式攪拌機	26	火山岩	2.4	9.2	5.40	10.02	1.07	0.16	61.1	0.70
No. 5	3.0	1.5	自走式攪拌機	48	堆積岩	1.3	5.3	5.16	11.21	0.78	0.23	48.6	0.23
No. 6	3.0	1.5	自走式攪拌機	35	堆積岩	1.0	2.2	8.44	11.84	2.77	0.45	26.0	1.43
No. 7	3.0	1.5	自走式攪拌機	46	堆積岩	0.1	1.9	15.0	22.84	6.10	0.51	44.4	3.17
No. 8	18.0	18.0	自走式攪拌機	35	火山岩	4.9	8.7	2.80	5.35	0.67	0.18	29.7	0.47
No. 9	4.5	4.5	バックホウ	39	火山岩	3.7	8.2	1.49	2.79	0.43	0.19	14.7	0.35
No. 10	12.0	6.0	簡易プラント	98	火山岩	0.8	1.4	12.97	22.77	1.96	0.59	38.4	0.28
No. 11	18.0	18.0	自走式攪拌機	37	火山岩	7.4	10.3	3.78	8.63	0.97	0.14	61.6	0.78
No. 12	18.0	18.0	自走式攪拌機	40	火山岩	5.4	10.3	1.59	3.43	0.46	0.15	22.9	0.41
No. 13	4.5	4.0	自走式攪拌機	18	火山岩	9.5	13.0	1.85	3.40	0.53	0.09	37.8	0.92
No. 14	4.5	4.0	自走式攪拌機	24	火山岩	13.8	20.2	1.19	2.66	0.30	0.07	38.0	0.50
No. 15	4.5	4.0	自走式攪拌機	31	火山岩	15.5	21.9	0.75	1.74	0.24	0.03	50.2	0.95
No. 16	4.5	4.0	自走式攪拌機	35	火山岩	15.4	23.4	0.68	1.36	0.22	0.05	26.8	0.73
No. 17	4.5	4.0	自走式攪拌機	18	火山岩	9.2	13.5	1.95	6.44	0.81	0.08	82.5	1.31
平均値						6.1	10.1	4.74	8.48	1.24	0.21	42.7	0.85
最大値						15.5	23.4	15.00	22.84	6.10	0.59	82.5	3.17
最小値						0.1	1.4	0.68	1.36	0.22	0.03	14.7	0.23
範囲						15.4	22.0	14.32	21.48	5.88	0.56	67.8	2.94

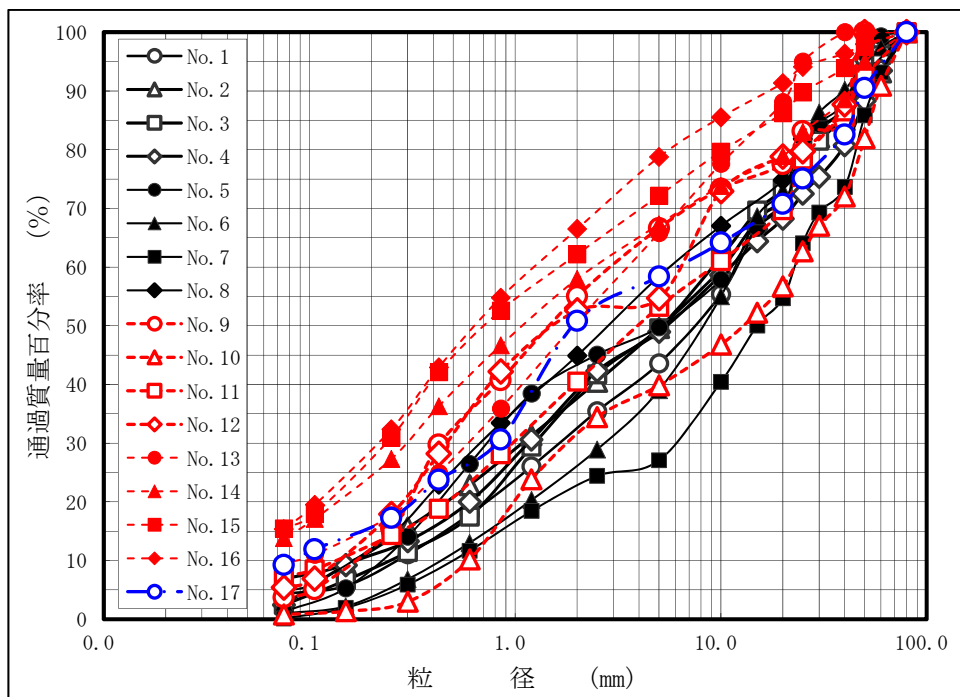


図 3.3-2 INSEM 母材の粒度分布

また、図 3.3-2 に示すように、INSEM 母材の粒度分布にも大きな差異が認められる。強度発現に影響を及ぼすことが知られている 0.075mm 未満の細粒分の含有率は、0.1～15.5%（算術平

均値 6.1%)，有効粒径 D_{50} は 0.68～15.0mm（算術平均値 4.75mm），粒径加積曲線の傾きを表す均等係数 U_c は 14.7～82.5（算術平均値 42.7），粒径加積曲線のなだらかさを示す曲率係数 U_{c1} は 0.23～3.17（算術平均値 0.85）であった。なお、供試体の養生方法の相違による影響が小さくなるように、現場で供試体を作製後、生コン工場の養生室もしくは温度管理した現場試験室での標準養生又は封緘養生した供試体のデータを使用した。なお、表 3.3-1 及び図 3.3-2 に示した INSEM 母材の粒度特性・粒度分布は、配合試験前に実施された結果であり、実際の工事で使用された INSEM 母材の粒度特性は、これらの試験値と多少差異を有することが推測される。

3.3.4 検討結果及び考察

3.3.4.1 検討結果概要

表 3.3-2 に収集した品質管理強度の値とそのばらつきを示すとともに、各事例における圧縮強度のヒストグラム、正規分布曲線、累積分布曲線を図 3.3-3～図 3.3-19 に示す。

表 3.3-2 品質管理強度の値とばらつき

No.	目標供試体強度 (N/mm ²)	品質管理上の最小強度 (N/mm ²)	INSEM 製造方法	データ数 (個)	品質管理強度 σ_{28} (N/mm ²)			ヒストグラム形態	標準偏差 σ (N/mm ²)	変動係数 V (%)	圧縮強度最小値の発生確率	$\angle F$ ※) (N/mm ²)
					平均値	最大値	最小値					
No. 1	12.0	6.0	自走式攪拌機	43	19.0	25.9	15.1	Ⅲ型	2.405	12.6	5.03%	7.17
No. 2	12.0	6.0	アジテータ車	23	13.7	17.1	9.51	Ⅱ型	1.946	14.2	1.62%	1.83
No. 3	12.0	6.0	自走式攪拌機	25	14.2	18.1	8.49	Ⅱ型	2.382	16.8	0.81%	2.37
No. 4	12.0	6.0	自走式攪拌機	26	12.9	18.4	7.07	Ⅰ型	3.053	23.7	2.83%	1.05
No. 5	3.0	1.5	自走式攪拌機	48	6.36	9.83	3.83	Ⅱ型	1.531	24.0	4.86%	3.40
No. 6	3.0	1.5	自走式攪拌機	35	4.89	7.63	3.13	Ⅰ型	1.017	20.8	4.14%	1.93
No. 7	3.0	1.5	自走式攪拌機	46	7.22	9.56	3.27	Ⅱ型	1.295	17.9	0.12%	4.25
No. 8	18.0	18.0	自走式攪拌機	35	20.3	27.1	18.4	Ⅲ型	1.960	9.6	16.8%	—
No. 9	4.5	4.5	バックホウ	39	9.69	15.9	5.87	Ⅲ型	2.470	25.5	6.09%	0.81
No. 10	12.0	6.0	簡易プラント	98	14.3	21.8	10.5	Ⅲ型	2.790	19.5	8.71%	2.48
No. 11	18.0	18.0	自走式攪拌機	37	23.3	28.9	19.1	Ⅲ型	2.469	10.6	4.44%	—
No. 12	18.0	18.0	自走式攪拌機	40	22.5	28.1	18.6	Ⅳ型	2.621	11.6	6.79%	—
No. 13	4.5	4.0	自走式攪拌機	18	12.3	15.7	8.07	Ⅳ型	2.259	18.4	3.08%	4.39
No. 14	4.5	4.0	自走式攪拌機	24	8.61	12.8	4.59	Ⅲ型	2.317	26.9	4.12%	0.71
No. 15	4.5	4.0	自走式攪拌機	31	9.75	12.9	4.72	Ⅱ型	2.227	22.8	1.19%	1.86
No. 16	4.5	4.0	自走式攪拌機	35	10.1	15.7	6.08	Ⅲ型	2.402	23.8	4.69%	2.21
No. 17	4.5	4.0	自走式攪拌機	18	11.1	16.8	7.06	Ⅳ型	2.790	25.2	7.60%	3.16
平均値									2.231	19.1	4.88%	2.69
最大値									3.053	26.9	16.8%	7.17
最小値									1.017	9.6	0.12%	0.71
範囲									2.035	17.3	16.7%	6.46

※) 品質管理強度の平均値が配合時の供試体の目標強度(逆算値)を上回る値 $\angle F$ は品質管理上の最小強度が 6.0N/mm² 以下のデータのみ表示

表 3.3-3 現場におけるコンクリートの圧縮強度の変動係数のだいたいの値¹¹⁾

管理程度	変動係数	施 工 状 態
優 秀	7～10%	すぐれたバッチャープラントにおいて厳重な管理を行った場合
良 好	10～15	一般の現場で、土木学会の標準示方書に基づいて管理を十分に行った場合
普 通	15～20%	普通の監督状態の現場
不 良	20%以上	不注意な施工

標準偏差 σ は 1.017～3.05N/mm²（算術平均値 2.231 N/mm²），変動係数 V は 9.6～26.9%（算術平均値 19.1%）であった。なお、ここに示した品質管理強度は材齢 28 日における 3 本の

供試体の圧縮強度の平均値である。また、表 3.3-3 に現場におけるコンクリートの圧縮強度の変動係数の概略値を示すが、コンクリートのばらつきで許容される目安とされる変動係数 $V=20\%$ を超えるものが 17 事例中 8 事例（約 47%）であった。

ここで、No.1～7, 9 及び No.13～17 において、目標供試体強度とは別に、内部応力に安全率と割増係数を乗じた値を満足できる範囲で設定した品質管理上の最小強度が示されていた。品質管理強度の平均値は、全て目標供試体強度を上回っていた。品質管理強度の最小値では、目標供試体強度を下回っているものも存在するが、品質管理上の最小強度を全て上回っており、圧縮強度上の問題はないものと判断できる。

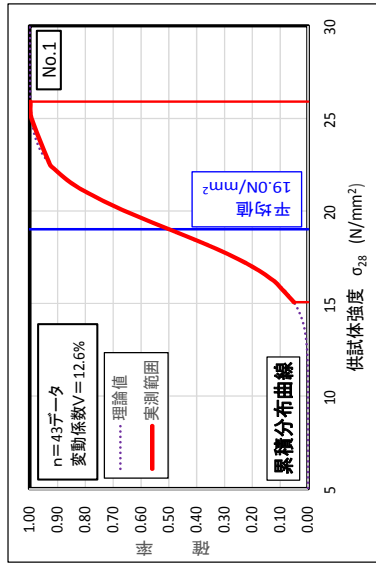
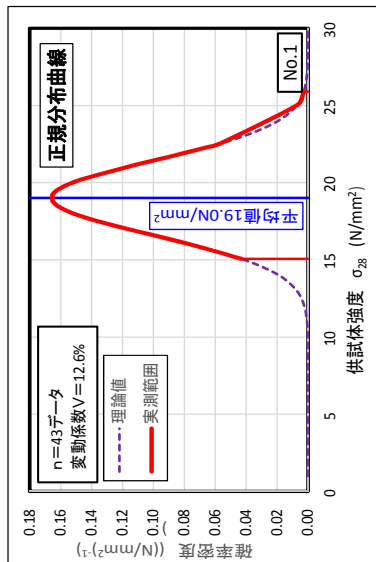
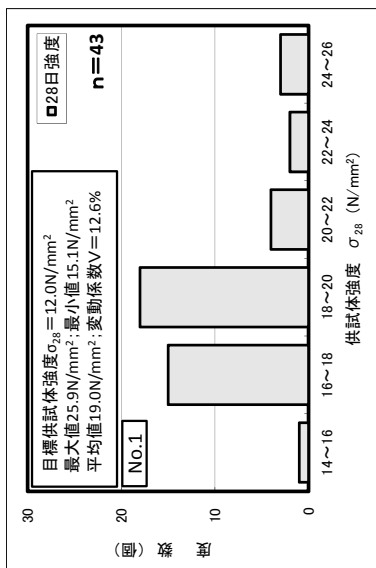


図 3.3-3 No.1 における圧縮強度のヒストグラム、正規分布曲線、累積分布曲線

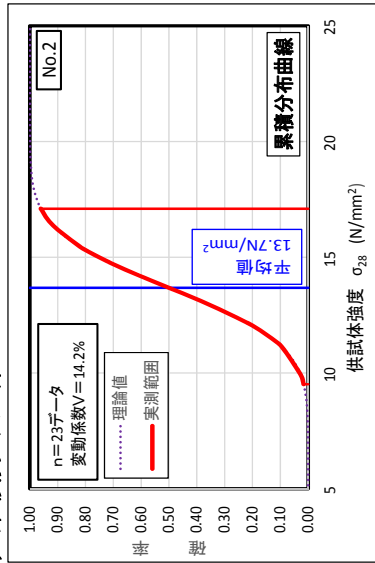
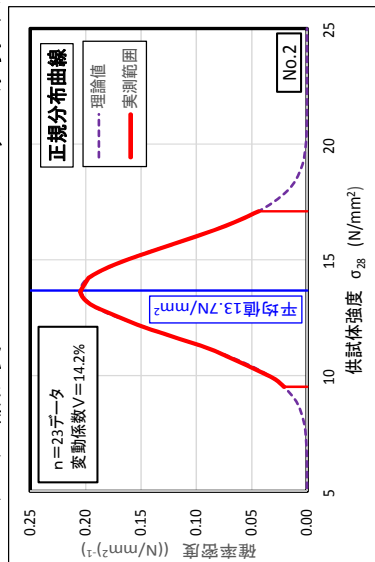
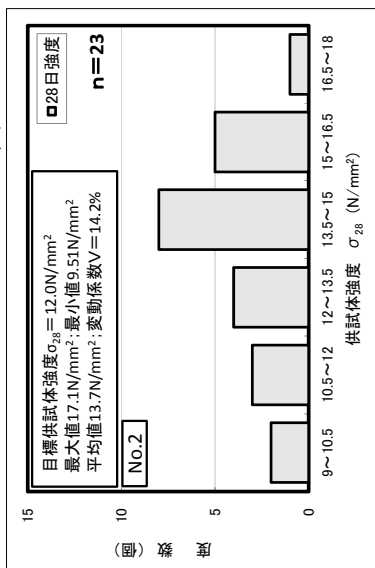


図 3.3-4 No.2 における圧縮強度のヒストグラム、正規分布曲線、累積分布曲線

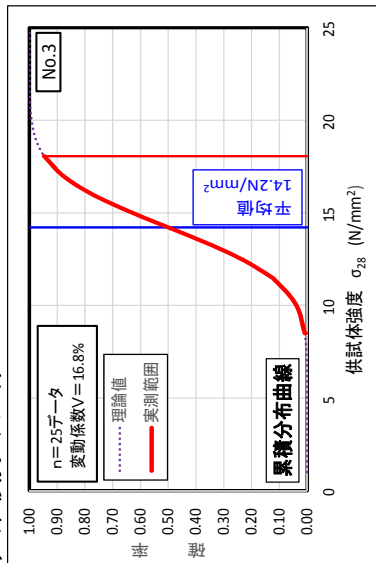
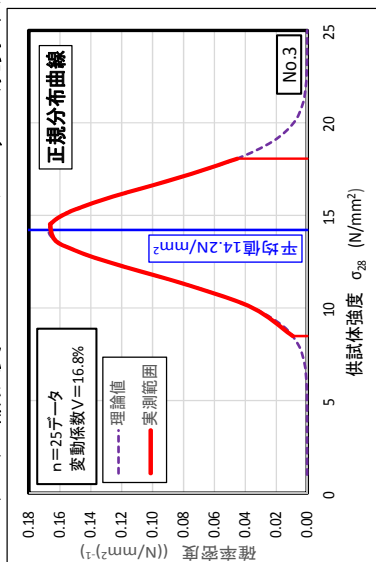
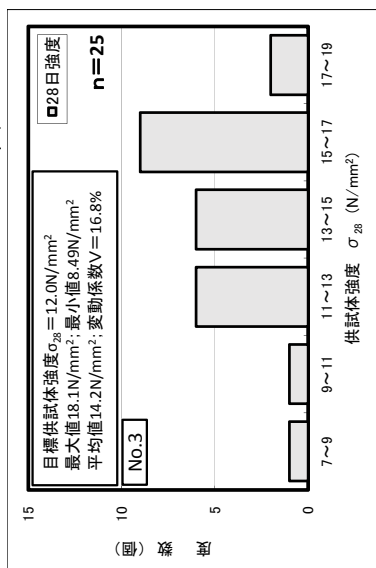


図 3.3-5 No.3 における圧縮強度のヒストグラム、正規分布曲線、累積分布曲線

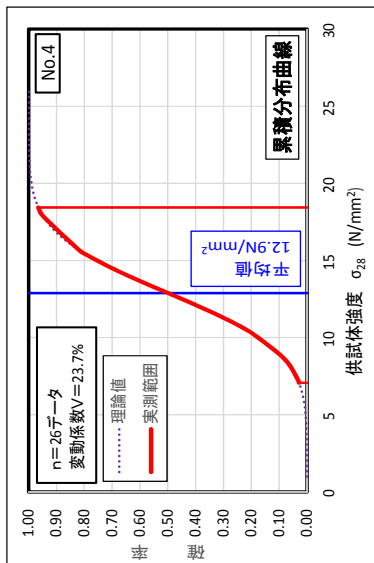
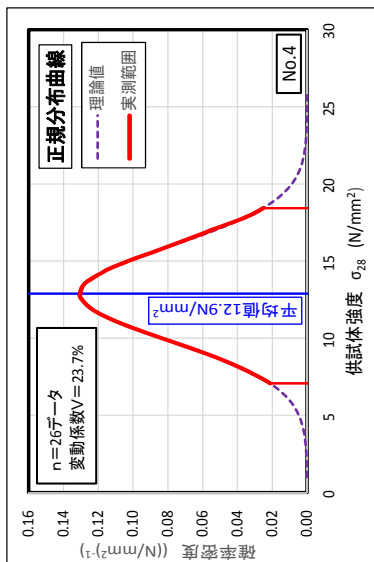
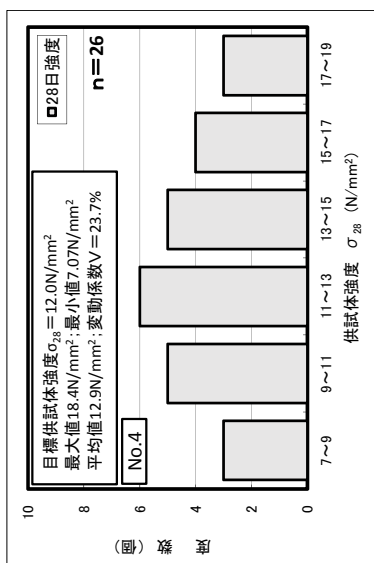


図 3.3-6 No.4 における圧縮強度のヒストグラム, 正規分布曲線, 累積分布曲線

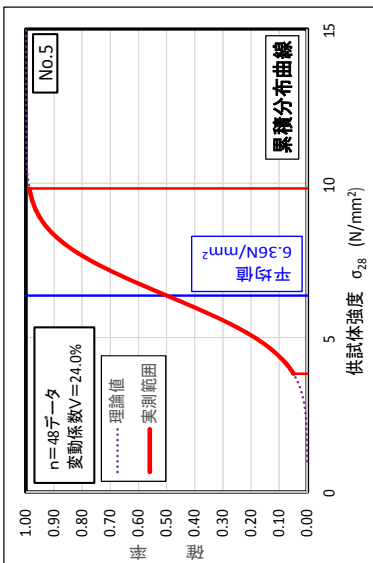
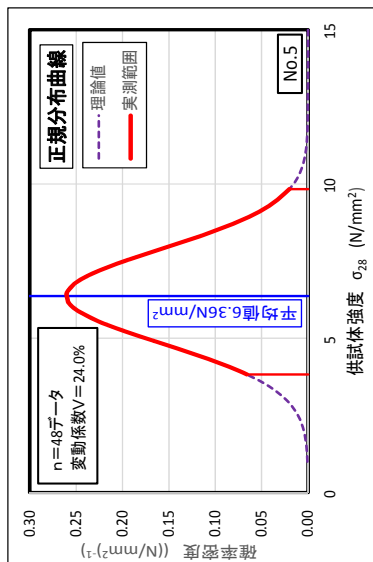
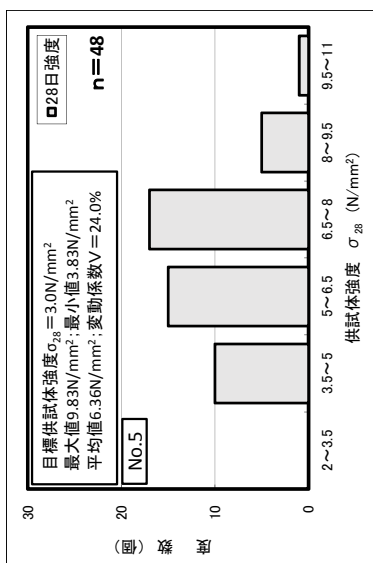


図 3.3-7 No.5 における圧縮強度のヒストグラム, 正規分布曲線, 累積分布曲線

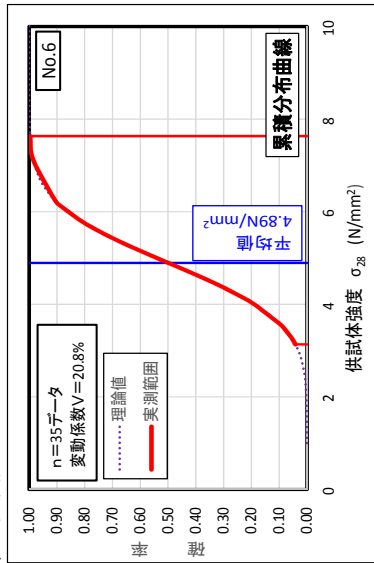
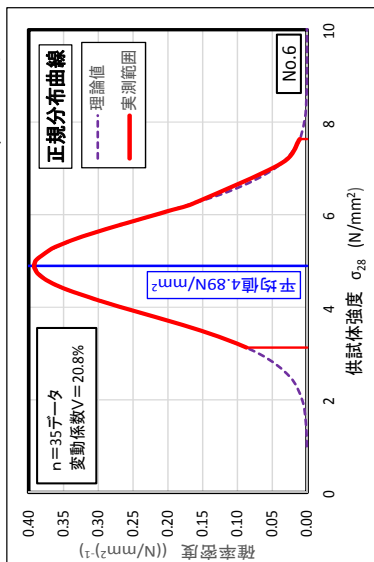
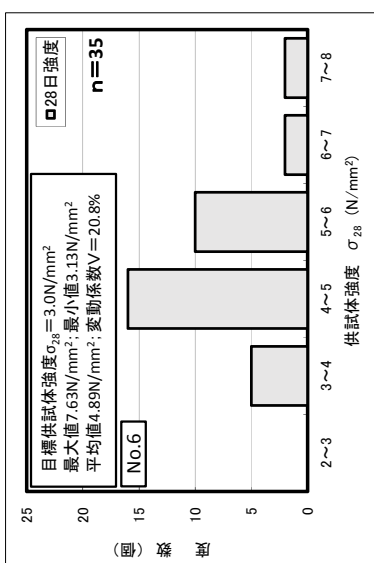


図 3.3-8 No.6 における圧縮強度のヒストグラム, 正規分布曲線, 累積分布曲線

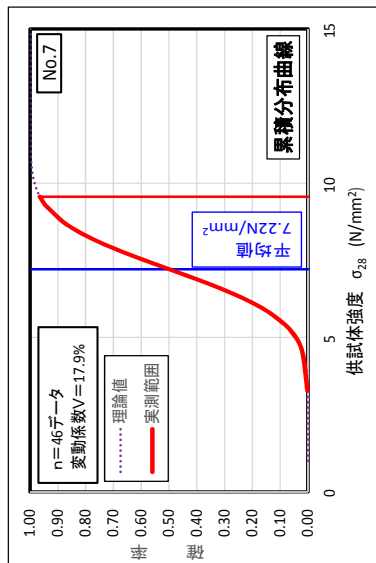
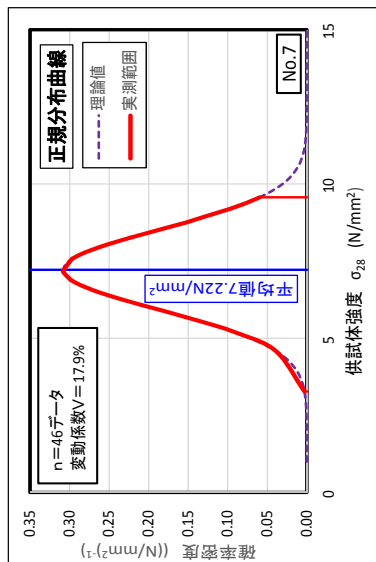
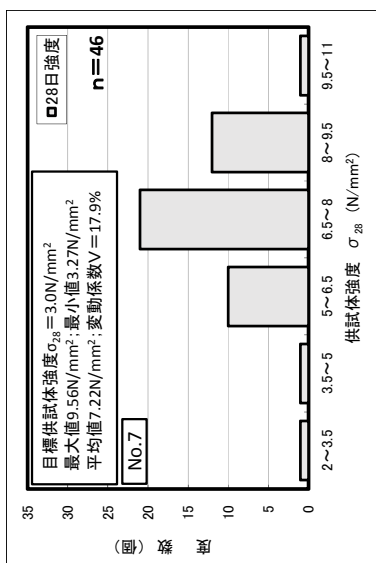


図 3.3-9 No.7 における圧縮強度のヒストグラム, 正規分布曲線, 累積分布曲線

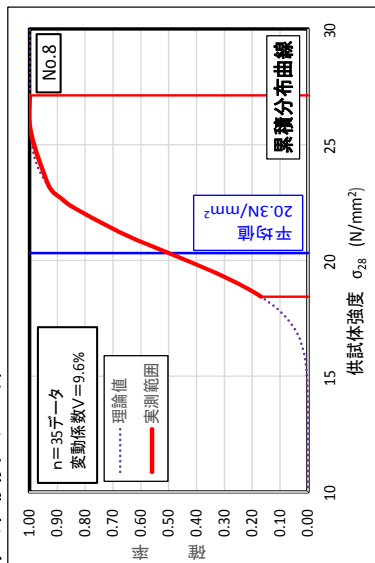
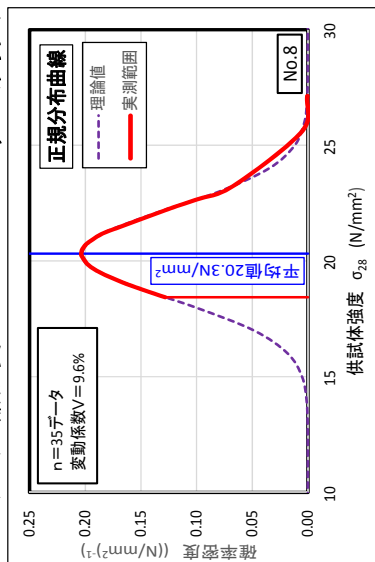
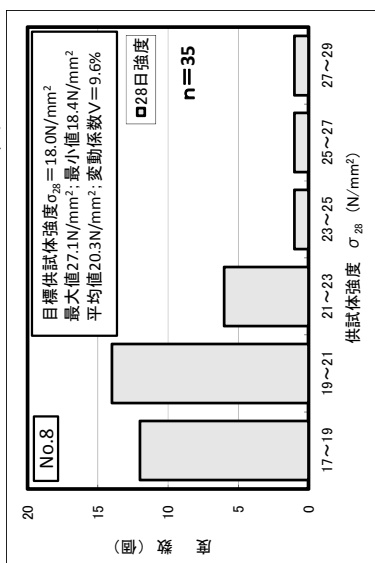


図 3.3-10 No.8 における圧縮強度のヒストグラム, 正規分布曲線, 累積分布曲線

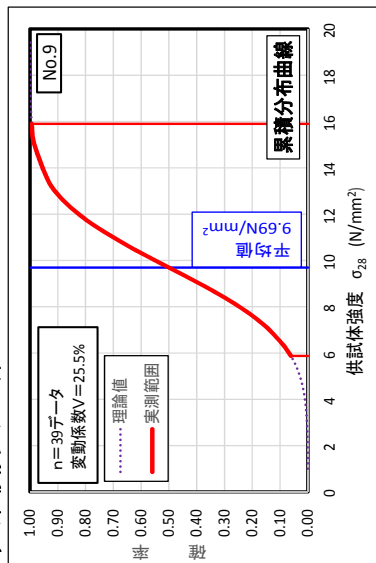
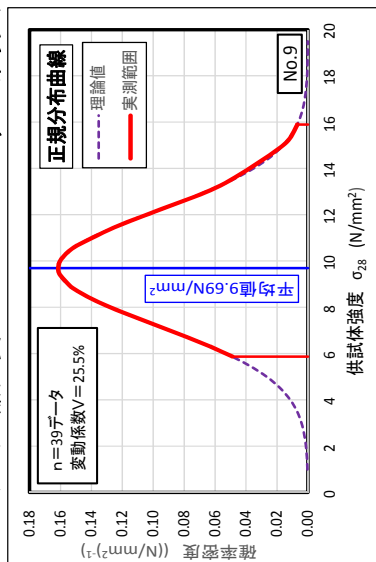
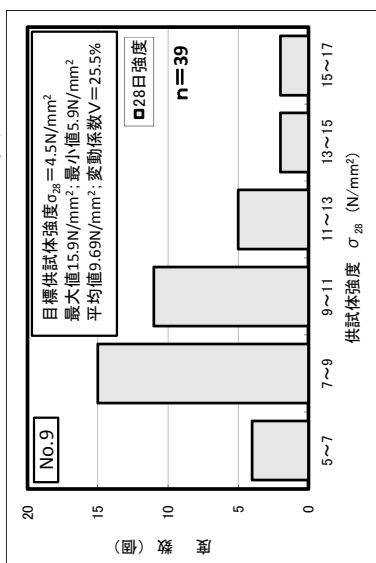


図 3.3-11 No.9 における圧縮強度のヒストグラム, 正規分布曲線, 累積分布曲線

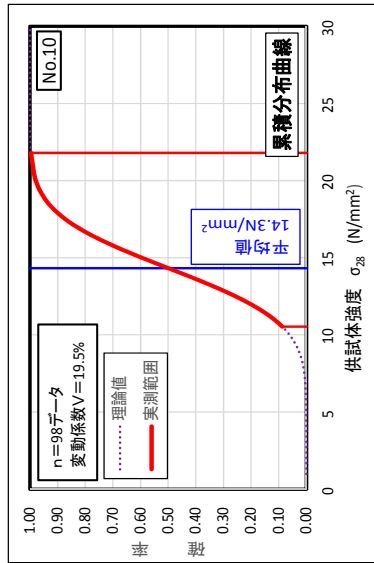
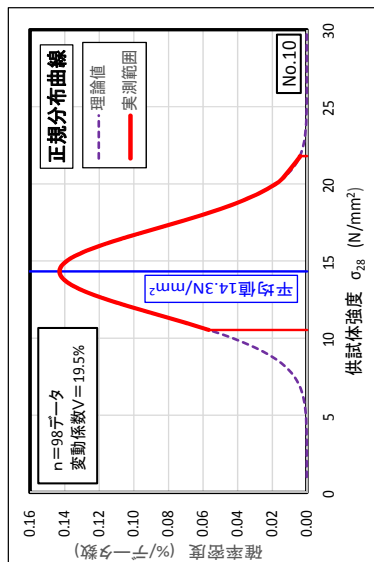
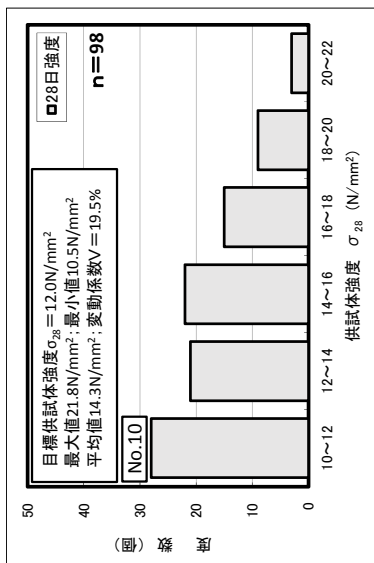


図 3.3-12 No.10 における圧縮強度のヒストグラム, 正規分布曲線, 累積分布曲線

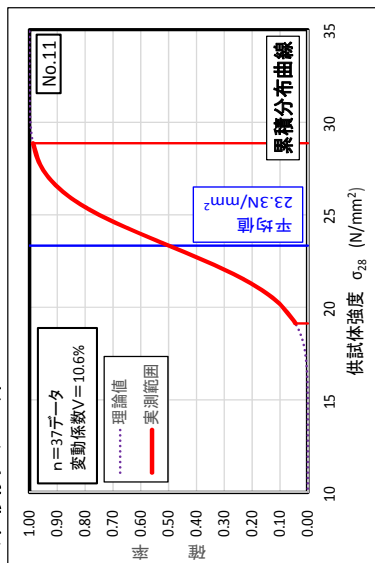
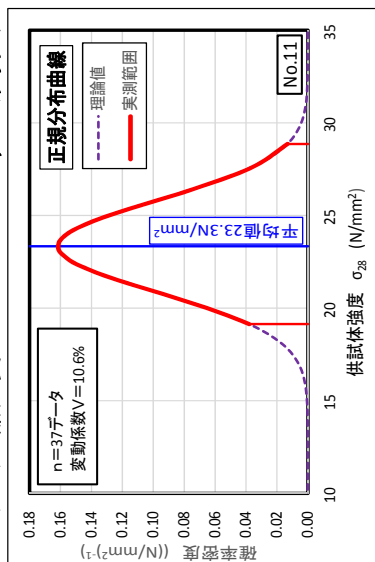
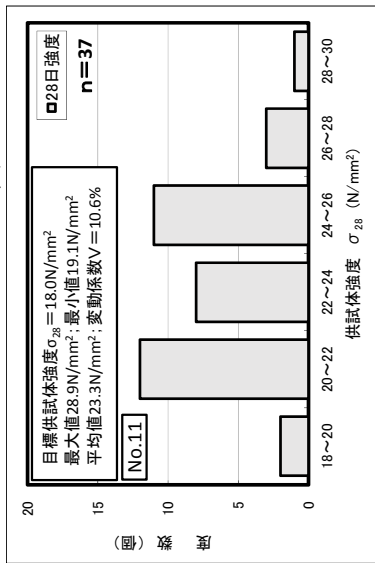


図 3.3-13 No.11 における圧縮強度のヒストグラム, 正規分布曲線, 累積分布曲線

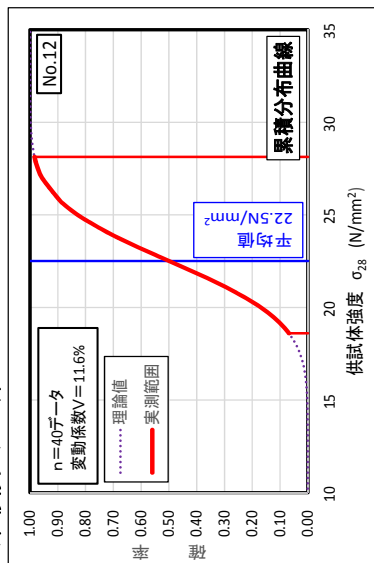
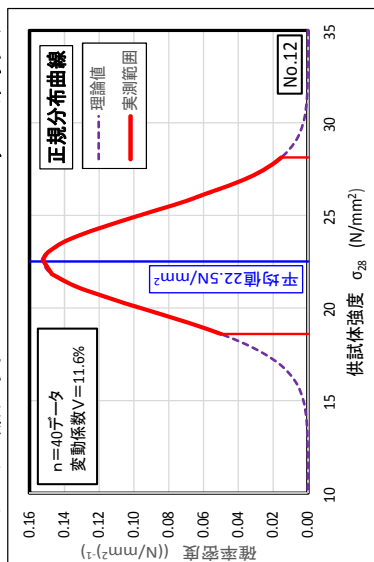
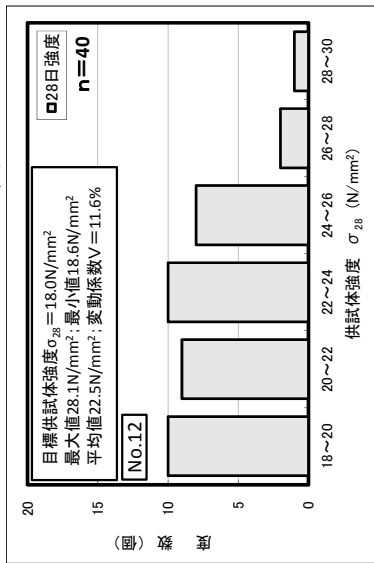


図 3.3-14 No.12 における圧縮強度のヒストグラム, 正規分布曲線, 累積分布曲線

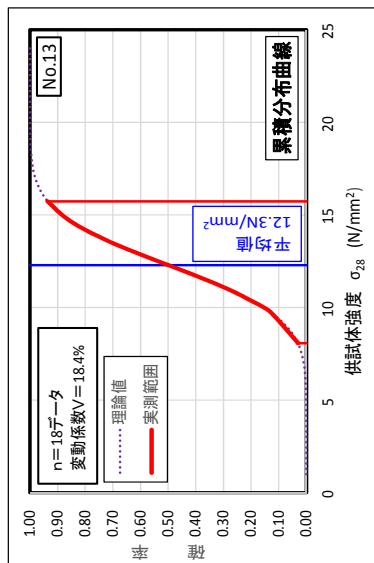
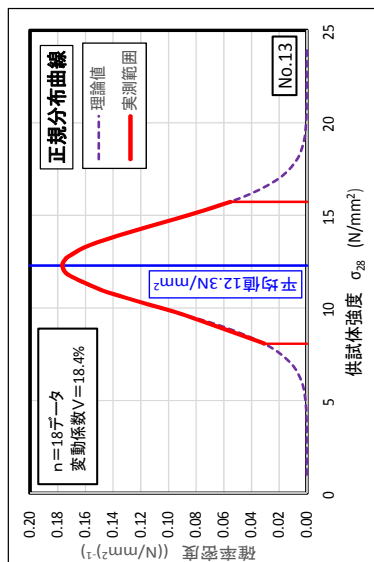
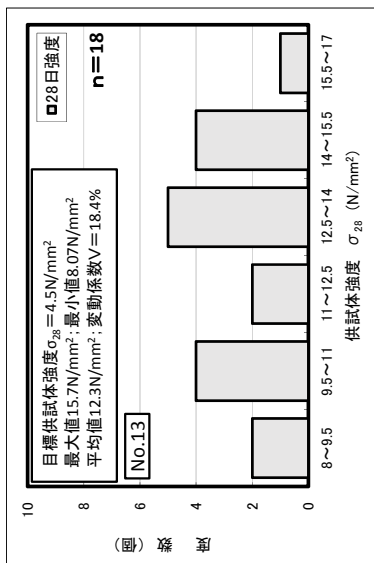


図 3.3-15 No.13 における圧縮強度のヒストグラム, 正規分布曲線, 累積分布曲線

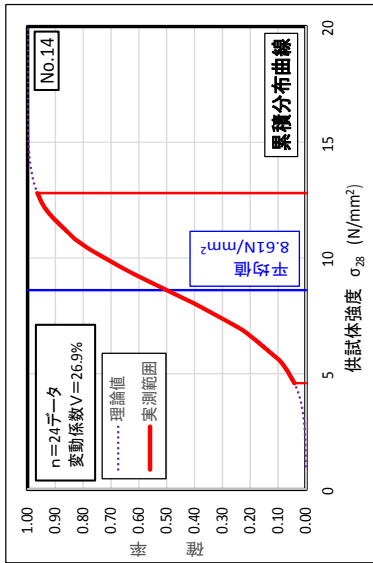
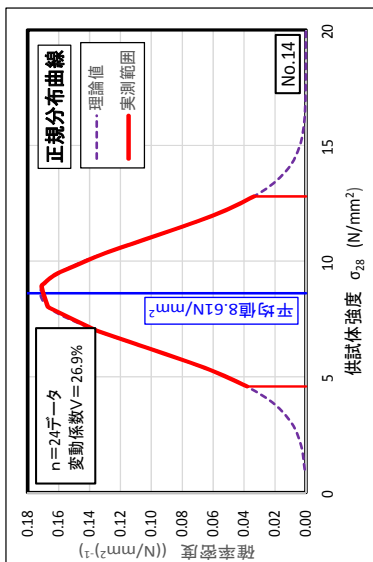
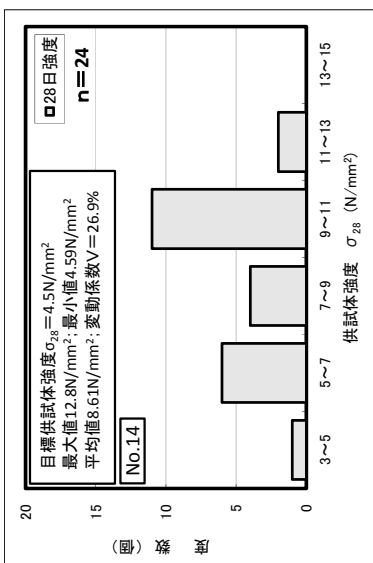


図 3.3-16 No.14 における圧縮強度のヒストグラム, 正規分布曲線, 累積分布曲線

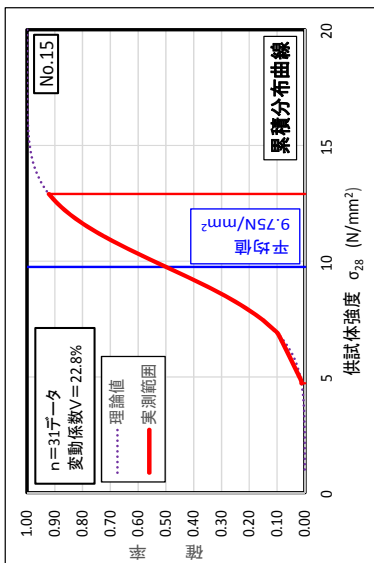
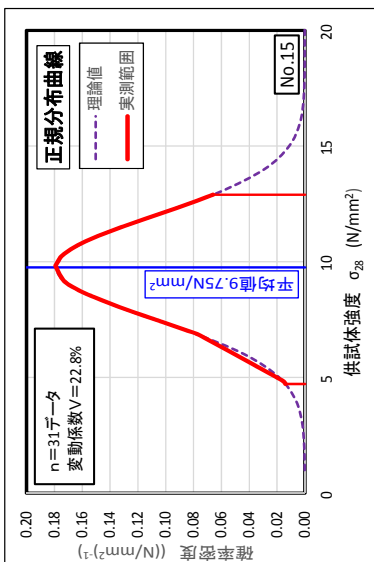
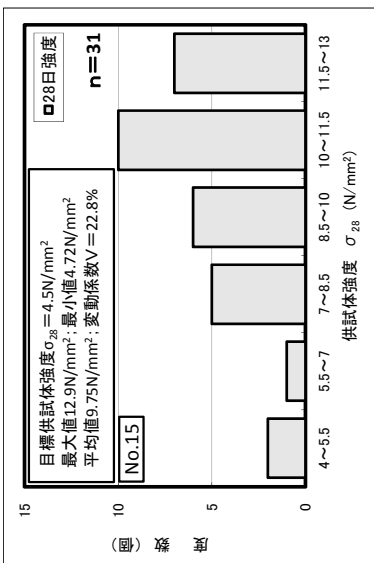


図 3.3-17 No.15 における圧縮強度のヒストグラム, 正規分布曲線, 累積分布曲線

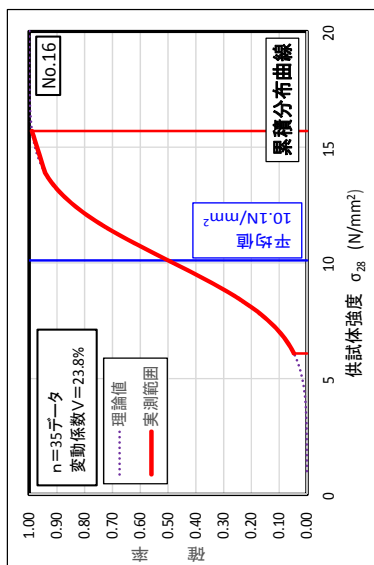
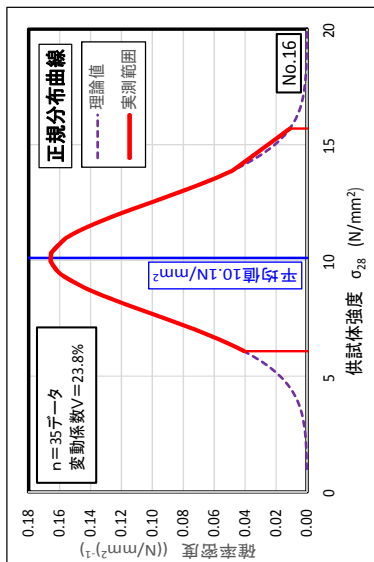
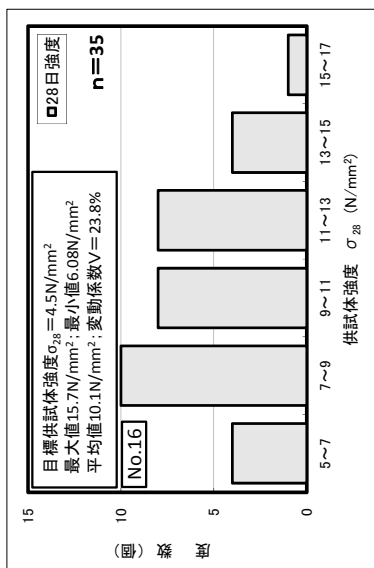


図 3.3-18 No.16 における圧縮強度のヒストグラム, 正規分布曲線, 累積分布曲線

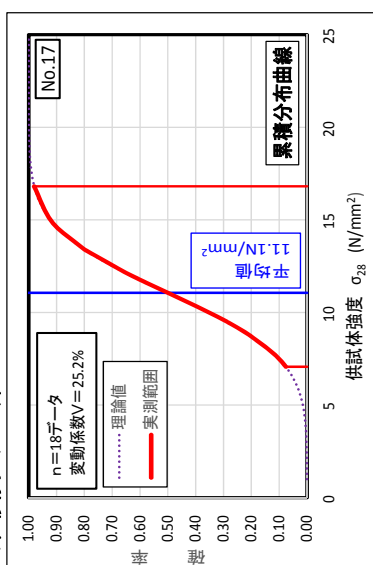
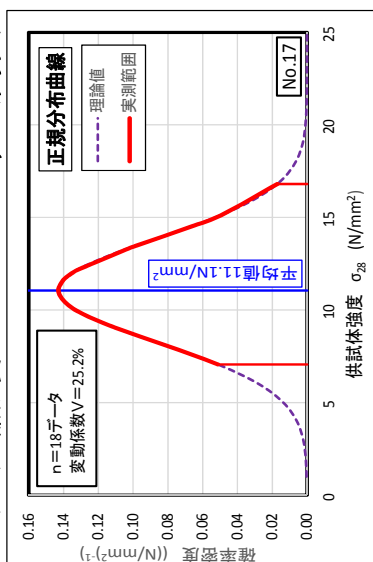
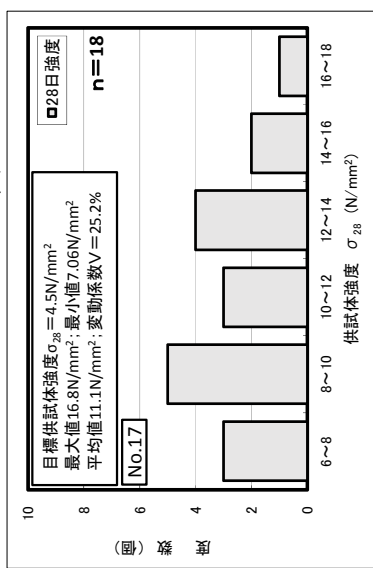


図 3.3-19 No.17 における圧縮強度のヒストグラム, 正規分布曲線, 累積分布曲線

図 3.3-3～3.3-19 に示した供試体強度の正規分布曲線及び累積分布曲線をとりとまとめ、図 3.3-20、3.3-21 に示す。図 3.3-20、3.3-21 より、今回の検討対象データが多岐にわたることが確認できる。また、配合強度が小さく供試体強度が小さいデータで、正規分布曲線の凸形状が鋭角的になるとともに、累積分布曲線の立ち上がり角度が急になる傾向が認められる。この傾向は標準偏差が小さい値を示しているためである。

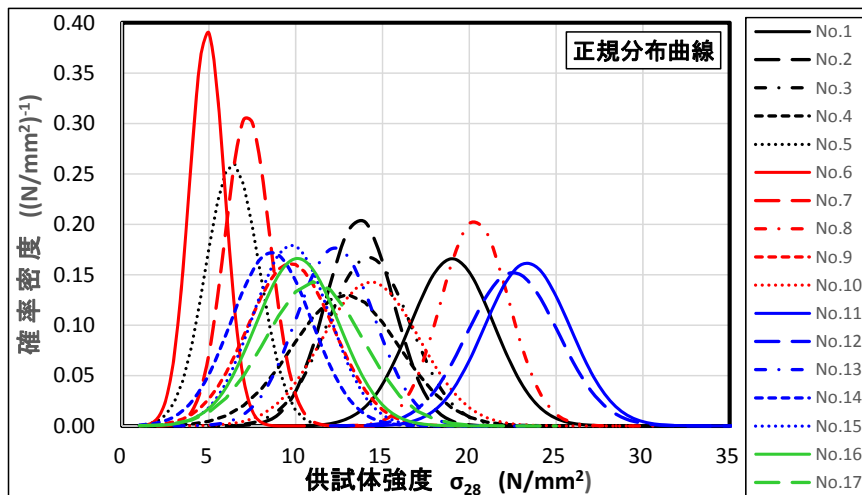


図 3.3-20 供試体強度の正規分布曲線（総括）

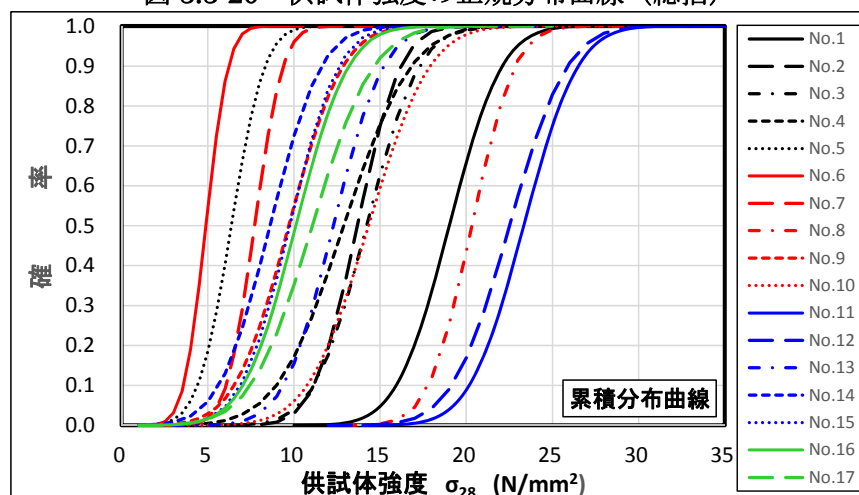


図 3.3-21 供試体強度の累積分布曲線（総括）

3.3.4.2 変動係数V

(1) 変動係数に及ぼす INSEM 母材の影響

一般的に、INSEM の発現強度は、粒度の影響、特に細粒分の影響が大きく、細粒分が多いほど強度を発現しにくいことが知られている¹²⁾。このことから、INSEM の粒度構成が、INSEM の発現強度のばらつきに影響を及ぼすことが推測される。図 3.3-22 には、データ数及び INSEM 母材の物理的性状要素（有効粒径 D_{50} 、0.075mm 未満含有率、0.15mm 未満含有率、均等係数 U_c 、曲率係数 U_c' ）と変動係数 V の関係を示すが、検討対象の品質管理強度データでは、データ数及び INSEM 母材の物理的性状要素と変動係数 V には、明瞭な相関は認められなかった。

この結果は、INSEM 母材の物理的性状要素が、配合試験前に実施した INSEM 母材のふるいわけ試験結果によるものであり、実際の施工時の INSEM 母材の変動を考慮した値でないことも要因と考えられる。

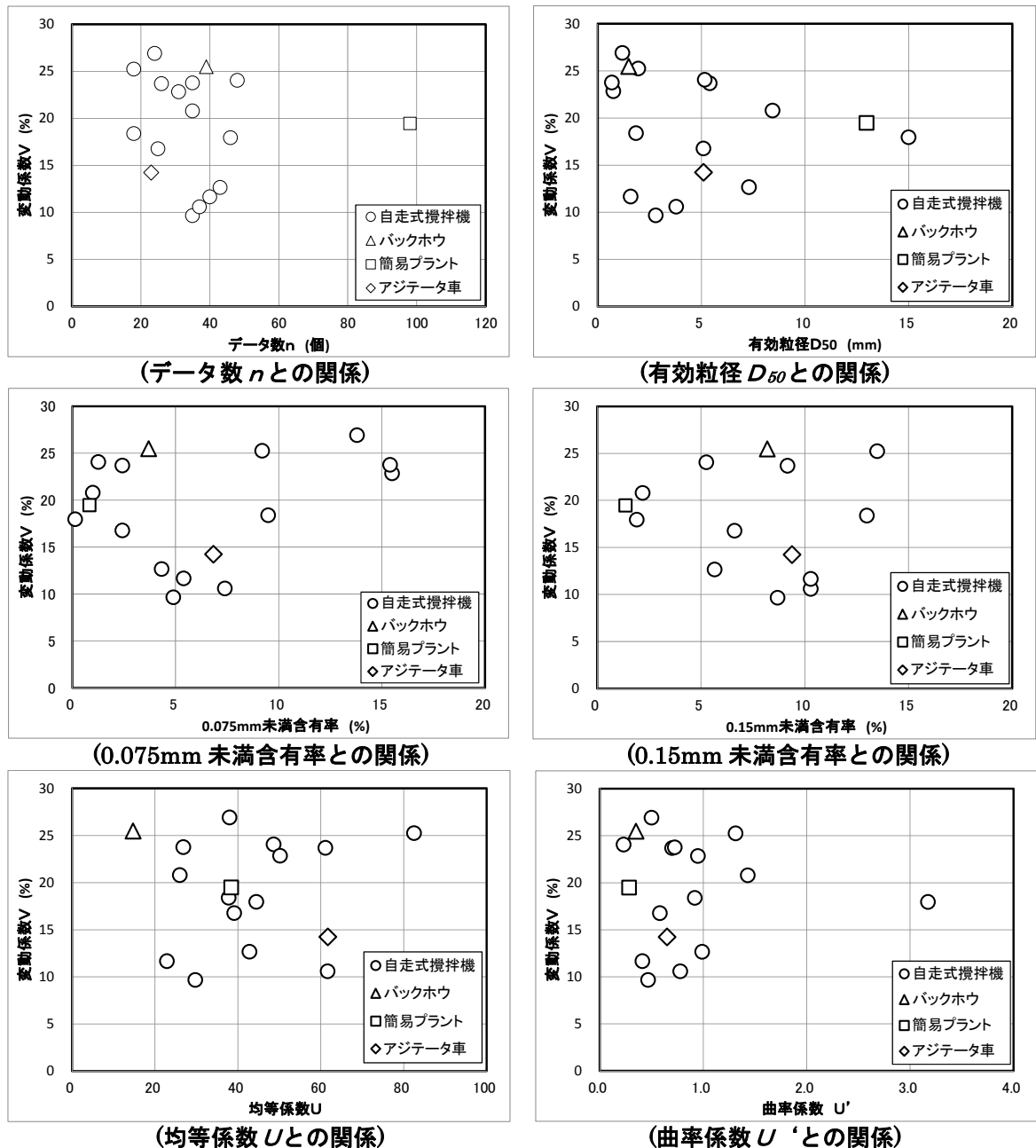


図 3.3-22 変動係数 V とデータ数及び INSEM 母材の物理的性状要素の関係

(2) 変動係数に及ぼす INSEM 製造方法の影響

INSEM 材の製造方法も INSEM の発現強度に影響を及ぼすことが推測される。検討対象事例における INSEM 材の製造には、自走式攪拌機、バックホウ、簡易プラント、アジテータ車が使用されていた。図 3.3-22 では、これらの製造方法を区分して図化したしたが、INSEM 材の製造方法の相違による変動係数 V の明瞭な差異も認められなかった。ただし、バックホウ、簡易プラント、アジテータ車の事例数は各 1 事例と少ないことから、製造方法の影響は、今後、データ数を増やした上で評価する必要がある。特にバックホウ使用時の変動係数 V は相対的に大きな値を示している可能性が類推されることから、より多くのデータを集積したうえで評価する必要があると考えられる。

(3) 品質管理上の強度と変動係数 V

図 3.3-23 に変動係数 V と品質管理上の最小強度の関係を示す。INSEM の変動係数 V は 9.6～26.9% (平均 19.1%) を示し、品質管理上の最小強度が 18N/mm^2 のデータで小さい値を示した。

図 3.3-23 には、砂防ソイルセメント活用工法の 1 種である ISM (In Situ Mixing) 工法における変動係数の標準値¹³⁾を追記したが、今回対象データに基づく供試体強度に対する変動係数 V の大きさは、ISM の事例と同等な値であった。今後もデータ集積を行い評価する必要があるが、INSEM 工法と ISM 工法の供試体強度と変動係数 V の関係は、同等とみなせる可能性がある。

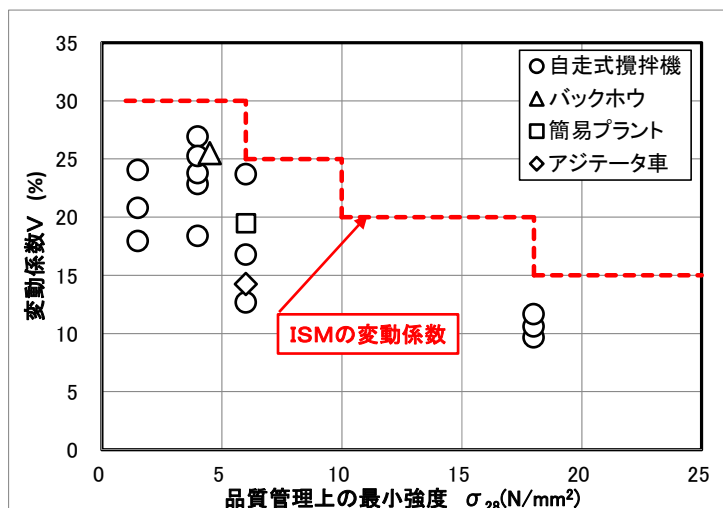


図 3.3-23 品質管理上の強度と変動係数の関係

(4) INSEM 工法における変動係数 V の目安

通常、INSEM 工法では、構造体の目標強度を 3.0N/mm^2 に設定し、供試体の目標供試体強度 4.5N/mm^2 に設定する場合が多い。図 3.3-23 示した ISM の変動係数の標準値に従えば、供試体強度 6N/mm^2 以下のケースに想定し、変動係数 V は 30% とみなすことができる。

表 3.3-2 に示したように、今回収集した変動係数 V は、供試体の強度 6N/mm^2 以下で実測最大値 26.9% であった。図 3.3-24 には、今回収集整理した 17 事例における供試体強度の変動係数 V の累積分布曲線を示すが、95% の発生確率を想定した場合、INSEM の供試体強度の変動係数 V は 28.3% を想定することができる。

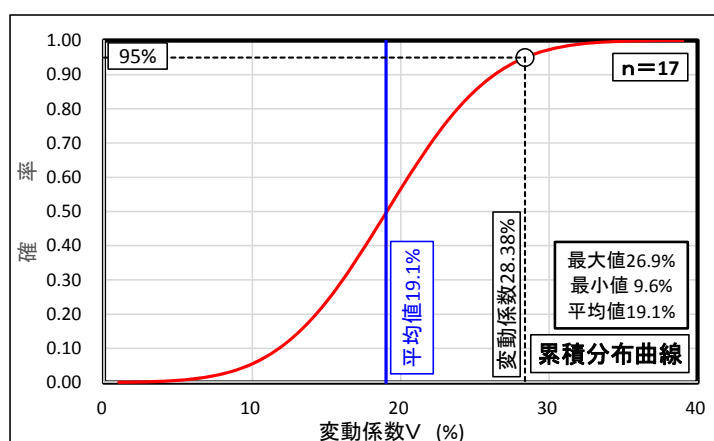


図 3.3-24 供試体強度の変動係数 V の累積分布曲線

以上結果より、目標供試体強度 6N/mm^2 以下の INSEM の変動係数 V として、安全側の値として 30% を想定することが妥当と判断できる。

3.3.4.3 設計基準強度を下回る確率 p

実際に測定された品質管理強度の最小値の発生確率 p を、図 3.3-25 に示すように個別データ毎に累積分布曲線を作成して確認した。その結果は、表 3.3-2 中に添付したが、圧縮強度の最小値の発生確率は、0.12～16.83%（平均値で 4.88%）であった。

以上示したように、品質管理強度の最小値の平均的な発生確率が約 5%に相当することから、設計基準強度を下回る確率 p は、地盤改良で設定されている 10%よりも、コンクリートと同様の 5%を想定することが妥当と判断される。

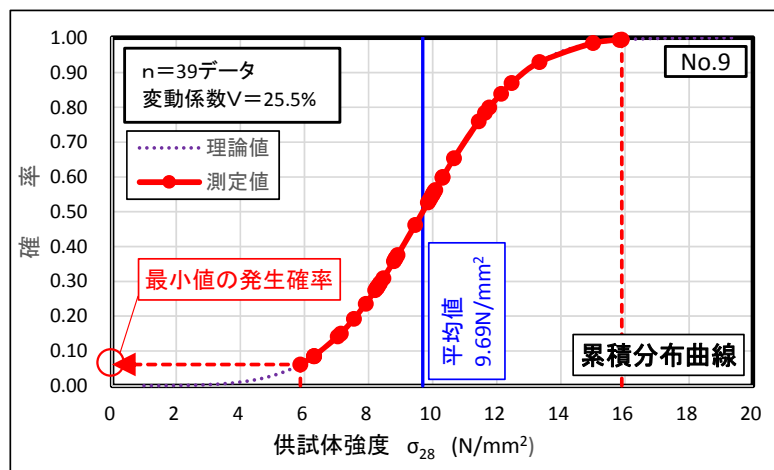


図 3.3-25 累積分布曲線の例 (No.9)

3.3.4.4 設計基準強度及び配合強度

(1) 配合強度 F_{cr} と配合時の目標供試体強度 $\bar{F}_{cr}$ の提案とその概念

以上検討した INSEM の供試体強度の変動係数 $V=30\%$ 及び設計基準強度を下回る確率 $p=5\%$ を考慮した場合の INSEM の配合強度及び目標供試体強度の概念を整理する。

INSEM における配合強度 F_{cr} は設計基準強度 F_{ck} に割増係数 $k=1.5$ を乗じて設定されている³⁾。この配合強度 F_{cr} を下回る確率が 5%となるための、配合時の目標供試体強度 $\bar{F}_{cr}$ は、次式により設定できる。なお、割増係数 $k=1.5$ の妥当性は、『3.2.3.2 コアと供試体の強度比 ($\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}}$)』で検討したとおりである。

$$F_{cr} = 1.5 \times F_{ck} \cdots \cdots (3.3.5 \text{ 式})$$

$$\bar{F}_{cr} \geq \frac{1}{(1-1.645 \times V/100)} \times F_{cr} \cdots \cdots (3.3.6 \text{ 式})$$

ここに、 F_{cr} : 配合強度 (N/mm²)

F_{ck} : 設計基準強度 (N/mm²) = 最大圧縮応力 × 安全率 n

$\bar{F}_{cr}$: 配合時の目標供試体強度 (N/mm²)

V : 変動係数

図 3.3-26 には、(3.3.5 式) および (3.3.6 式) に示した配合強度 F_{cr} と配合時の目標供試体強度 $\bar{F}_{cr}$ の概念図を示す。最も発現強度が小さい条件、一般的には最細粒度の INSEM 母材を使用した条件において、最大圧縮強度が配合時の目標供試体強度 $\bar{F}_{cr}$ を超え、配合強度 F_{cr} 以上の強度を発現できる含水比 (単位水量) の範囲を管理しやすい幅となる配合を採用することが妥当と考えられる。現状におけるソイルアプローチにおける配合決定は配合強度 F_{cr} のみで設定が行われ

ており、配合時の目標供試体強度 $\bar{F}_{cr}$ の概念を導入することで上限側の強度に制限を設けることができるため、より合理的な配合設計が可能になると考えられる。

ここで、INSEM 工法の同種工法である CSG 工法の“「ひし形」理論”を参考¹⁴⁾にすれば、含水比（単位水量）管理範囲は、必ずしも圧縮強度のピークに対し、上限・下限側に対象となるように設定する必要はないと考えられる。なお、本研究の対象であるコンシステンシーを考慮した INSEM 配合も、CSG と同様にピークより単位水量が多い側の領域に相当する。

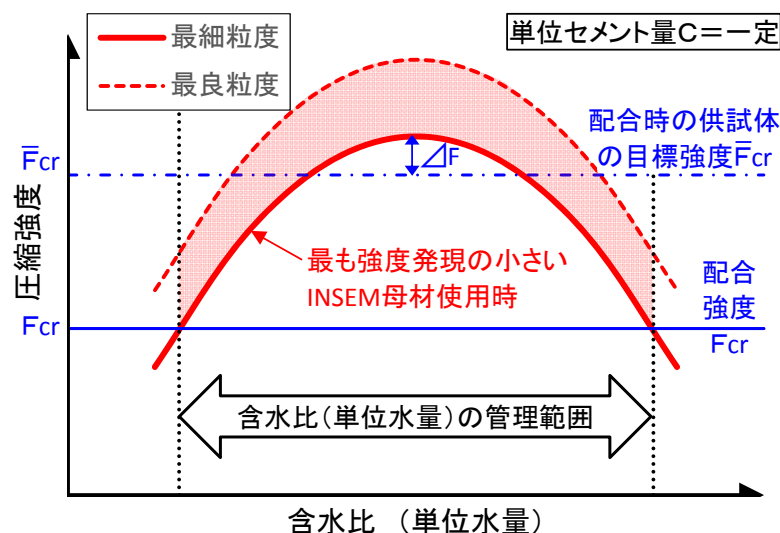


図 3.3-26 配合強度・配合時の目標供試体強度の概念図

図 3.3-26 の考えは、「砂防ソイルセメント設計・施工便覧」³⁾並びに「台形 CSG ダム設計・施工・品質管理技術資料」¹⁴⁾にも示されている考えにほぼ等しい。これらの参考資料では上限側の粒度が“最粗粒度”とされているが、山本らの研究¹⁵⁾を参考にすれば、粗粒分が多くとも細粒分が極端に小さい場合には、十分な締固めが得られず発現強度が小さくなる場合もあることを考慮し“最良粒度”とした。ただし、実務上，“最良粒度”を限定する必要がないことから破線で表示した。

(2) 配合強度 F_{cr} と配合時の目標供試体強度 $\bar{F}_{cr}$ の試算結果

砂防堰堤の堤体形状は、堤体底面の最大圧縮応力度が、基礎地盤の許容支持応力度を超過しないように設定される。そのため、岩塊玉石層に構築する砂防堰堤の設計基準強度 F_{ck} の最大値は、鋼製砂防構造物設計便覧¹⁶⁾に示された許容支持応力度 600kN/m^2 ($=0.6\text{N/mm}^2$) 下流ののり面勾配 1 : 0.2, 安全率 4 とすると、最も内部応力が大きい条件でも以下ようになる。

$$F_{ck} = 0.6 \times (1 + 0.2^2) \times 4 = 2.50 \text{ N/mm}^2 \cdots \cdots (3.3.7 \text{ 式})$$

配合試験における圧縮強度と品質管理強度のばらつきが同じと仮定して変動係数 V を 30% とすると、配合強度 F_{cr} 、配合時の目標供試体強度 $\bar{F}_{cr}$ は次のようになる。

$$F_{cr} = 1.5 \times 2.50 = 3.75 \text{ N/mm}^2 \cdots \cdots (3.3.8 \text{ 式})$$

$$\bar{F}_{cr} \geq \frac{1}{(1 - 1.645 \times \frac{30}{100})} \times 3.75 = 7.40 \text{ N/mm}^2 \cdots \cdots (3.3.9 \text{ 式})$$

この結果を図 3.3-26 に基づけば、配合強度 $F_{cr}=3.75\text{N/mm}^2$ を満足し、かつ圧縮強度の最も大きい値が $\bar{F}_{cr} \geq 7.40\text{N/mm}^2$ となる単位セメント量を採用し、その範囲を満足する含水比（単位水量）の範囲を管理基準とすればよいこと意味している。なお、目標強度を 3.0N/mm^2 とした場合には、(3.3.5 式) 及び (3.3.6 式) より、配合強度 $F_{cr}=4.5\text{N/mm}^2$ 、配合時の目標供試体強度 $\bar{F}_{cr}$

=8.88N/mm²となる。

(3) 配合時の目標供試体強度 $\bar{F}_{cr}$ の妥当性と配合時の目標供試体強度を上回る強度値 $\triangle F$

表 3.3-2 中の品質管理上の最小強度を配合強度 F_{cr} と仮定して、(3.3.6 式) を用いて算定した配合時の目標供試体強度 $\bar{F}_{cr}$ と品質管理強度の平均値の関係を図 3.3-27 に示す。ここで、変動係数 V は、図 3.3-23 を参考に品質管理上の最小強度 6N/mm² 以下の場合には $V=30\%$ 、18N/mm² 以上の場合には $V=15\%$ とした。

$\bar{F}_{cr}=23.9\text{N/mm}^2$ (品質管理上の最小強度 18N/mm²) を除けば、図 3.3-27 より品質管理強度の平均値は、供試体の目標強度 $\bar{F}_{cr}$ 以上を示した。配合強度 $F_{cr}\leq 6\text{N/mm}^2$ の条件において、品質管理強度が、品質管理上の最小強度を下回らなかったことから、(3.3.6 式) を満足する配合時の目標供試体強度 $\bar{F}_{cr}$ の配合が、配合強度 F_{cr} を確保できる可能性が高いことを確認できたといえる。

ここで、配合強度 $F_{cr}\leq 6\text{N/mm}^2$ における品質管理強度の平均値が配合時の目標供試体強度 (逆算値) を上回る強度値を $\triangle F$ とすると (図 3.3-26 参照)、 $\triangle F=0.71\sim 7.17\text{ N/mm}^2$ (平均値 2.69 N/mm²) であった (図 3.3-27 参照)。配合強度 $F_{cr}=18\text{N/mm}^2$ では、実際の品質管理強度の変動係数 V が 15% よりも小さいこともあり品質管理上の最小強度を下回ることにはなかったが、品質管理強度が配合郷土を下回るリスクは存在していたと考えられる。

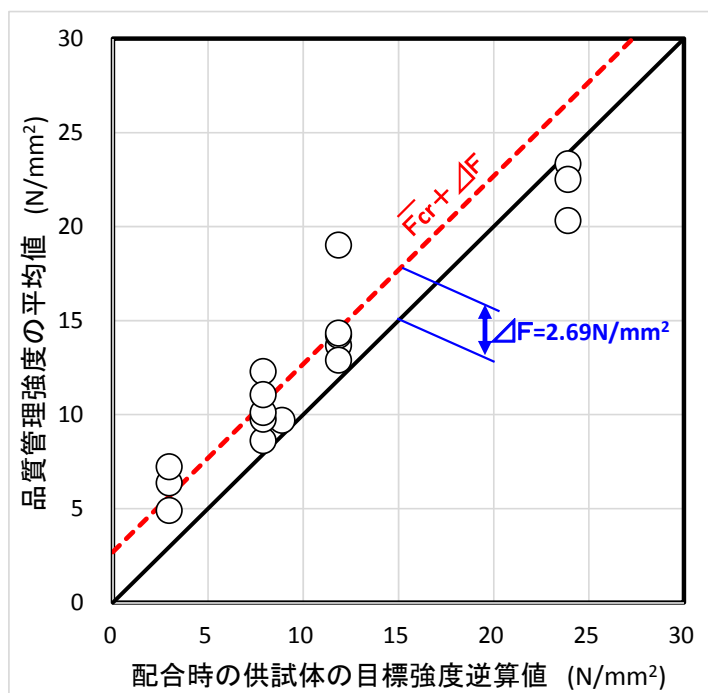


図 3.3-27 $\bar{F}_{cr}$ と品質管理時の圧縮強度の平均値の関係

3.3.4.5 圧縮強度のヒストグラムの形状

本研究において着目した INSEM の変動係数 V 、設計基準強度を下回る確率 p は、圧縮強度が正規分布すると仮定して設定した値である。図 3.3-3～図 3.3-19 には、今回収集した品質管理強度データのうち圧縮強度のヒストグラムを示したが、供試体の圧縮強度分布は正規分布と異なる形状も認められた。そこで、ヒストグラムの形状を表 3.3-4 に示すように分類し、その結果を表 3.3-2 中に示した。17 事例のうち正規分布とみなせる I 型は 2 事例しかなく、明瞭なピークを持たない頻度分布を示す IV 型の 3 事例よりも少ない結果であった。また、圧縮強度分布は、図

3.3-28 に示すように対数正規分布についても想定したが、これも成立しない場合が多いことも確認している。

表 3.3-4 ヒストグラムの形状分類と特徴

ヒストグラムの形状分類	特 徴
I 型	中央値近傍にピークがあり正規分布とみなせるバラツキを有する頻度分布
II 型	分布範囲の中央より大きな値側のピークがある頻度分布
III 型	分布範囲の中央より小さな値側のピークがある頻度分布
IV 型	明瞭なピークがない頻度分布

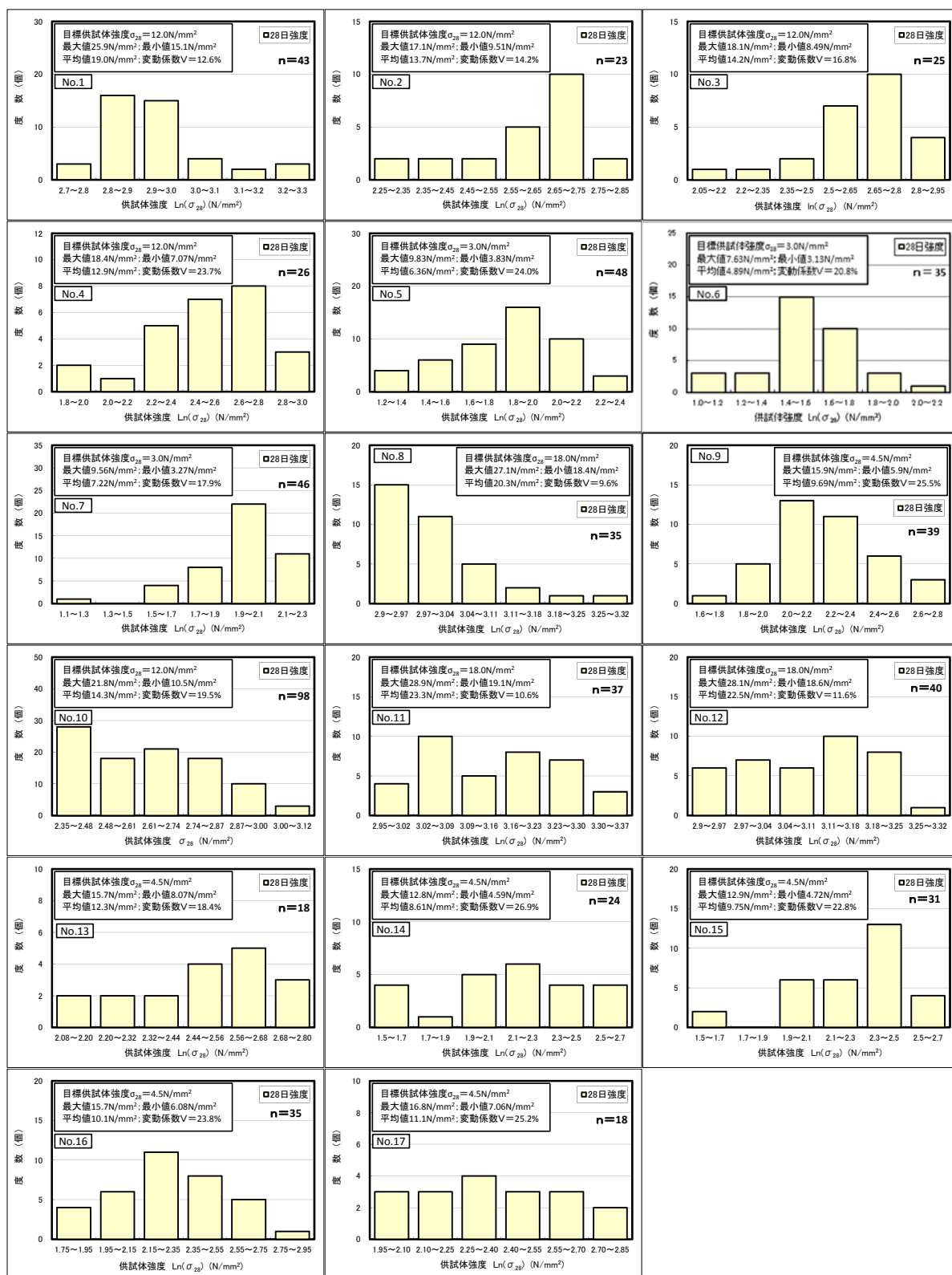


図 3.3-28 圧縮強度の対数のヒストグラム

3.3.5 まとめ

本節では、現場で作製し、生コン工場の養生室もしくは温度管理した現場試験室で標準養生又は封緘養生した供試体の圧縮強度測定値に基づき、INSEMの圧縮強度における変動係数 V 及び

設計基準強度を下回る確率 p について整理・検討を実施し、以下の知見を得た。

- 1) 今回のデータに基づけば、INSEM における変動係数 V と圧縮強度 σ の関係は、ISM と同じ傾向が認められ、今後のデータ集積結果によっては、統一化を図ることが期待される。
- 2) 圧縮強度 6N/mm^2 以下において変動係数 V 、設計基準強度を下回る確率 p は、それぞれ $V=30\%$ 、 $p=5\%$ に設定することが妥当であると判断された。
- 3) これらの変動係数 V 、設計基準強度を下回る確率 p の値を用いる (3.3.5 式) (3.3.6 式) より、配合強度 F_{cr} 及び配合時の目標供試体強度 $\bar{F}_{cr}$ を設定することが可能である。
- 4) 目標強度を 3.0N/mm^2 とした場合には、(3.3.5 式) 及び (3.3.6 式) より、配合強度 $F_{cr}=4.5\text{N/mm}^2$ 、配合時の目標供試体強度 $\bar{F}_{cr}=8.88\text{N/mm}^2$ を目安とすることができる。

ただし、変動係数 V 及び設計基準強度を下回る確率 p の設定時は、配合試験時と品質管理時の圧縮強度のばらつきを同一と仮定していること、実際には正規分布と異なる場合も多い圧縮強度のばらつきを正規分布すると仮定していることなどが前提条件である。このような条件が前提であることを考慮すれば、より多くのデータを集積して、設定した変動係数 V 及び設計基準強度を下回る確率 p の検証・精度向上を図る必要がある。

また、 4.5N/mm^2 以上の圧縮強度を発現する含水比が非常に広い場合には、材料のばらつきや製造時のばらつき等が小さければ、例えば、配合時の目標供試体強度 $\bar{F}_{cr}=8.88\text{N/mm}^2$ を下回っていても配合強度 $F_{cr}=4.5\text{N/mm}^2$ 並びに目標強度 3.0N/mm^2 を満足できる可能性がある場合も想定される。この点についても今後データを集積し、検証していくべき課題と考えられる。

3.4 凍結融解抵抗性に関する研究

3.4.1 本研究の目的

INSEM は、コンクリート骨材に比べると低品質の現地発生土砂を母材とすること、さらには一定の強度及びコンシステンシーを発現するための水セメント比 W/C がコンクリートの耐久性確保の目安である 60%¹⁷⁾ 以上となる場合がほとんどであることなどの理由により、凍結融解抵抗性が低いことは容易に推測される。しかしながら、砂防事業の多くは急峻な山間部で実施され、冬期には積雪の影響などもあり、INSEM を活用した砂防堰堤などの構造物が氷点下の気温条件下に建設されている。従って、山間部のような地形条件だからこそ、長距離・長時間の運搬が必要なコンクリートではなく、現地で製造できる INSEM の有効性は高くなると考えられるが、その反面、凍結融解採用に伴う早期劣化が懸念されることとなる。

このような実状を踏まえ、本節では、INSEM の工学的性状の 1 つとして、室内試験に基づく凍結融解抵抗性を検討することを目的とする。

3.4.2 検討条件

3.4.2.1 試験方法

(1) 凍結融解試験の方法と特徴

我が国におけるセメントを混合させた建設材料の凍結融解抵抗性を評価する凍結融解試験方法には、日本工業規格の「コンクリートの凍結融解試験方法 (JIS A 1148)」と NEXCO の「安定処理混合物の凍結融解試験方法 (E014)」がある。前者は ASTM C-666 (Standard Test Method for Resistance of Concrete to Rapid Freezing and Thawing) を、後者は ASTM D-560 (Standard Test Methods for Freezing and Thawing Compacted Soil-Cement Mixtures) に基づいて設定された試験規格である。

表 3.4-1 には、日本工業規格及び NEXCO における凍結融解評価試験方法の特徴を示す。両者は凍結融解条件、1 サイクルあたりの時間、試験サイクル数、評価方法等で大きな差がある。また、JIS A 1148 は、凍結融解条件が水中凍結融解 (A 法) と気中凍結水中融解 (B 法) の 2 種の試験条件が示されている。

表 3.4-1 凍結融解試験方法の特徴

基準区分		JIS A 1148	E 014	
		日本工業規格試験方法	NEXCO 試験方法	
試験対象		コンクリート	安定処理混合物	
凍結融解条件		(A法) 水中凍結融解 (B法) 気中凍結水中融解	気中凍結湿室融解 ^{※2)}	
試験温度範囲		-18～+5℃	-24以下～+21℃	
1サイクル時間		3～4h	48h	
試験サイクル		300サイクル	12サイクル	
評価方法	内容	相対動弾性係数	体積変化率	2回かき削り後の損失質量
	基準 ^{※1)}	60%以上	2%以下	14%以下
※1)「基準」には凍結融解抵抗性を有すると評価できる値を記載。				
※2)「湿室融解」とは相対湿度100%の湿室または適当な蓋のついた容器中での融解				

ここで、NEXCO における E014 による凍結融解試験方法には、“材料とセメントの固結度は評価できても本来の安定処理路盤に必要な強度の持続性を明確に表していないといわれている”こと、“試験条件も実際の現場で受けるものより非常に過酷”であることが解説されている¹⁸⁾。

一方、日本工業規格における JIS A 1148 による凍結融解試験方法では、“使用材料、配合などの異なるコンクリートの凍結融解抵抗性を相互に比較するためのものであって、コンクリート構造物における耐凍害性を直接的に評価したり、耐凍害性によって定まるコンクリート構造物の耐用年数を予測するためのものではない”と注記されている¹⁹⁾。

(2) 凍結融解抵抗性試験方法の選定

濱田らの研究²⁰⁾及び片山らの研究²¹⁾では、NEXCO 試験方法 E014 と同じ試験温度範囲、1 サイクル時間、試験サイクルである ASTM D560 に基づいた INSEM の凍結融解抵抗性を測定している。これらの研究では、あわせて相対動弾性係数も測定されている。なお、凍結融解条件は気中凍結水中融解であった。

濱田らの研究²⁰⁾では、8 ケースのうち 3 ケースで相対動弾性係数が 60%以上を示すものの、12 サイクル後の質量減少率は最も大きいものでも約 5%以下と、NEXCO 試験方法 E014 の基準である 14%よりも非常に小さい値を示している。また、相対動弾性係数と質量減少率の相関が小さかったことが報告されている。片山らの研究²¹⁾では、6 ケースの試験が行われ、質量減少率は最大でも 1.2%以下、相対動弾性係数は 90%以上という結果が得られている。

以上のように、ASTM D560（ここでは、NEXCO 試験方法 E014 と同義）に基づく凍結融解試験結果では、目標強度 3.0N/mm²以上の INSEM において、凍結融解抵抗性が高いと評価される可能性が高い。しかしながら、凍結融解による著しい劣化が懸念される条件は、気中ではなく気中－浸水部の境界等の温度変化が大きく、含水率の高い箇所である。また、構造物の耐用年数が 50 年以上であることを考慮すれば、凍結融解回数が 12 サイクルとは短すぎる可能性がある。このような課題を考慮し、本研究では、JIS A 1148 に基づく凍結融解試験方法のうち A 法（水中凍結融解）により試験を実施することにした。ただし、INSEM がゼロスランプ材料であることから、供試体の作製は振動機による締固めによって行った。

(3) 相対動弾性係数及びその測定・算出方法

JIS A 1148 では、凍結融解による劣化状況の評価を相対動弾性係数で行う。相対動弾性係数は、NEXCO 試験方法 E014 における供試体表面のかき削りと異なり、供試体内部までの劣化状況について評価することとなる。また、濱田らの研究²⁰⁾のようにかき削りによる質量減少率は基準を満たしていても、相対動弾性係数は基準値以下となる場合もあることから、相対動弾性係数の測定は凍結融解劣化を評価するのに適していると判断される。

相対動弾性係数は、日本工業規格の「共鳴振動によるコンクリートの動弾性係数、動せん断弾性係数及び動ポアソン比試験方法（JIS A 1127）」に基づいて図 3.4-1 に示す装置により行い、一次共鳴振動数を測定し、以下の(3.4.1 式)で算出する。

$$P_n = \left[\frac{f_n^2}{f_o^2} \right] \times 100 \dots\dots\dots (3.4.1 \text{ 式})$$

ここに、 P_n ：凍結融解 n サイクル後の相対動弾性係数（%）

f_n ：凍結融解 n サイクル後のたわみ振動の一次共鳴振動数（Hz）

f_o ：凍結融解 0 サイクルにおけるたわみ振動の一次共鳴振動数（Hz）

また、JIS A 1148 では、凍結融解に伴う抵抗性を示す指標として、以下の(3.4.2 式)に示す耐久性指数を算出することが明示されている。

$$DF = \frac{P \times N}{M} \dots\dots\dots (3.4.2 \text{ 式})$$

ここに、 DF : 耐久性指数

P : N サイクル時の相対動弾性係数 (%)

N : 相対動弾性係数が 60%になるサイクル数, または 300 サイクルのいずれか小さいもの

M : 300 サイクル

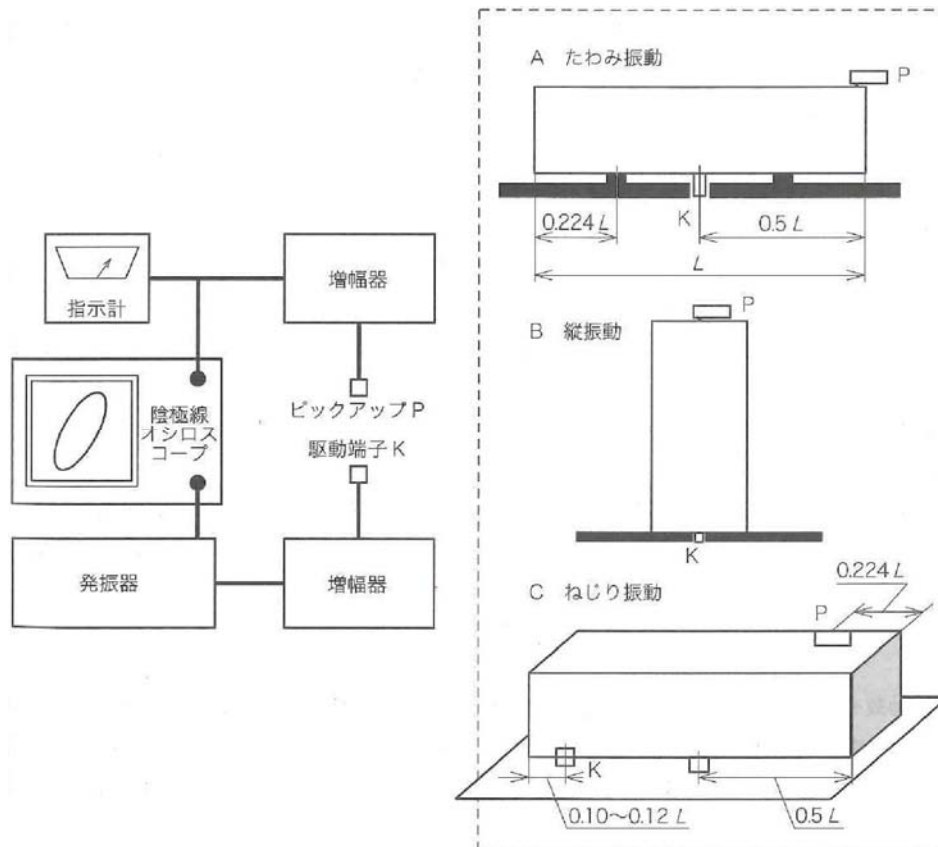


図 3.4-1 装置の配備並びに駆動回路及びピックアップ位置の例 ²²⁾

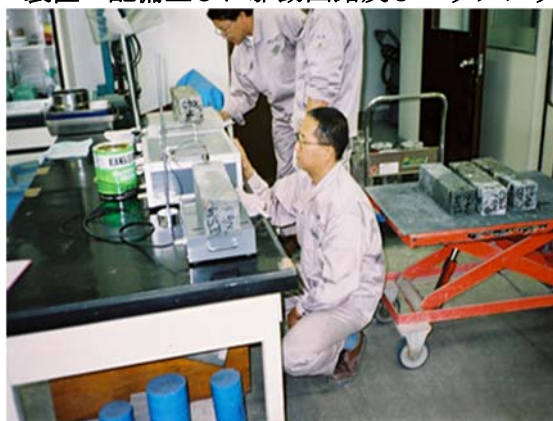


写真 3.4-1 凍結融解試験状況

3.4.2.2 使用現地発生土砂条件

JIS A 1148 に基づく凍結融解試験を実施した INSEM の母材の粒度分布を図 3.4-2 に示す。3

種の INSEM 母材の 0.075mm 未満含有率は 0.97~1.20%, 5mm 未満含有率も 35.3~36.5%とほぼ同じ値を示し, 10~40mm の含有率では多少ばらつきは認められるものの, 粒度分布はほぼ等しいものであった。ただし, 表 3.4-2 に示すように, この 3 種の INSEM 母材は, 岩質が異なるものである。なお, 本検討における No.3 のデータは田村らの研究成果²³⁾ によるものである。

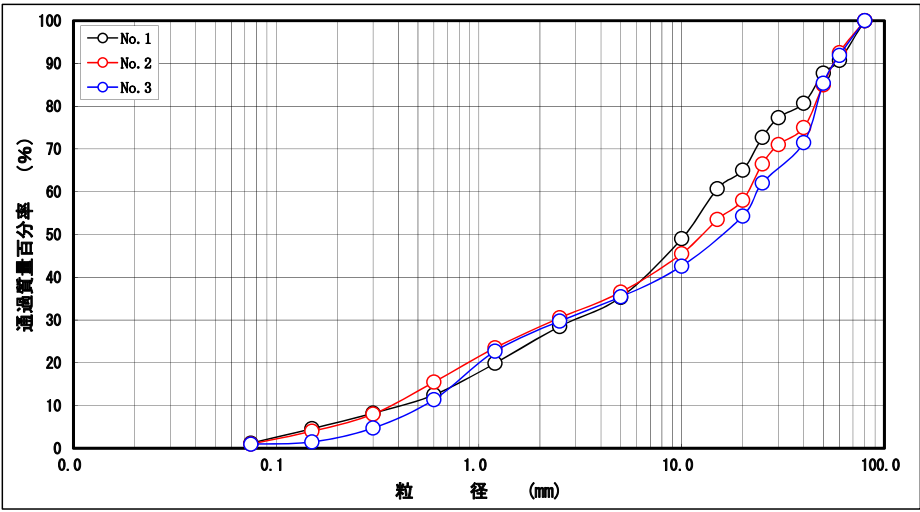


図 3.4-2 現地発生土砂の粒度分布
表 3.4-2 INSEM 母材の岩質等

区 分	主 要 岩 質	表 乾 密 度 (g/cm ³)	吸 水 率 (%)
No.1	古～新第三紀の堆積岩, 変成岩	2.657	1.00
No.2	新第三紀の花崗岩	2.662	1.13
No.3	中生代の堆積岩, 花崗岩, 変成岩	2.639	1.37

3.4.2.3 配合条件

表 3.4-3 には, 凍結融解試験を実施した INSEM の配合条件を示す。ここで, No.1 では INSEM 母材と同質の粗骨材を使用 (粗骨材もコンクリート骨材の基準を満たしている。ただし, 細骨材の岩質は異なる。) したコンクリートについても凍結融解試験を実施した。また, No.3 では水セメント比 $W/C=60\%$ とした有スランプの ISM について凍結融解試験を実施した。

表 3.4-3 凍結融解試験を実施した INSEM の配合条件

区 分		最大骨材寸法 (mm)	配合量 (kg/m ³)			水セメント比 W/C (%)	圧縮強度 (N/mm ²)	
			セメント C	水 W	土砂 G		σ ₁₄	σ ₂₈
No. 1	INSEM①	40	140	129	2, 219	92. 1%	18. 7	24. 8
	INSEM②	40	160	137	2, 179	85. 6%	19. 2	26. 6
	コンクリート※)	40	248	135	1, 931	54. 4%	24. 6	31. 1
No. 2	INSEM①	40	100	130	2, 187	130. 0%	6. 96	9. 6
	INSEM②	40	120	130	2, 170	108. 3%	11. 3	15. 3
	INSEM③	40	140	130	2, 152	92. 9%	19. 5	26. 2
	INSEM④	40	160	130	2, 135	81. 3%	21. 1	27. 5
No. 3	INSEM①	40	95	125	2, 015	131. 6%	—	4. 57
	INSEM②	40	125	125	1, 965	100. 0%	—	8. 15
	INSEM③	40	165	125	1, 940	75. 8%	—	13. 4
	ISM①	40	250	150	2, 059	60. 0%	—	17. 7

※)コンクリートの土砂 G は細骨材790kg/m³、粗骨材1, 141kg/m³

※) コンクリートの土砂 G は細骨材 790kg/m³, 粗骨材 1,141kg/m³

3.4.3 検討結果及び考察

図 3.4-3 から図 3.4-4 に凍結融解試験結果として、凍結融解サイクル数と質量減少率および相対動弾性係数の関係を示すとともに、写真 3.4-2 に凍結融解試験中の INSEM 供試体変化の一例として No.3 (INSEM②) における試験中の供試体状況を示す。

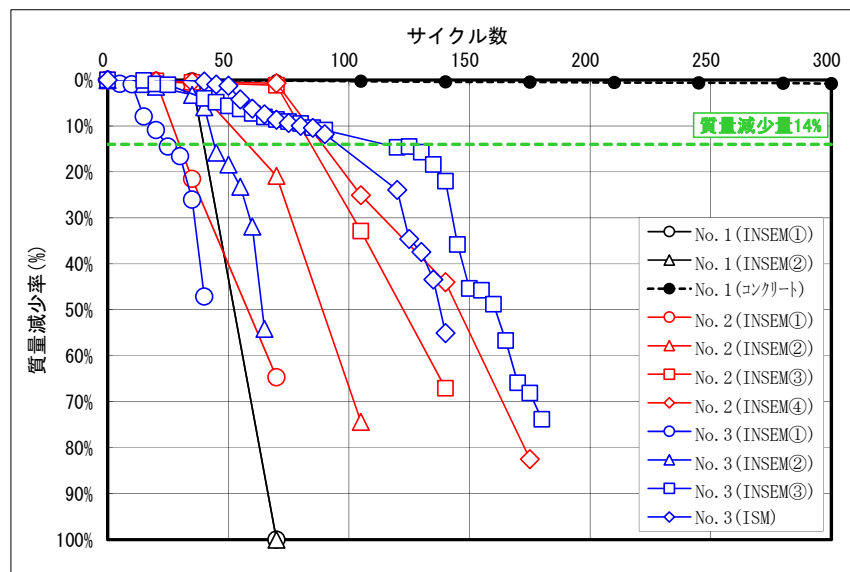


図 3.4-3 凍結融解サイクル数と質量減少量の関係

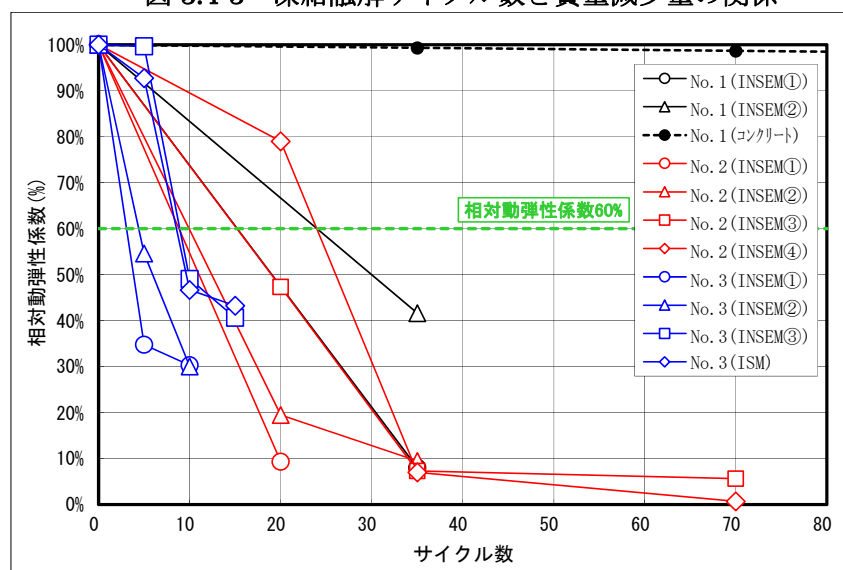


図 3.4-4 凍結融解サイクル数と相対動弾性係数の関係

図 3.4-3 に示したように、質量減少率は、コンクリートでは 300 サイクルにおいても 0.8% と非常に小さいものの、INSEM 及び ISM では 25～125 サイクル程度の範囲で NEXCO 試験方法 E014 の基準である 14% を下回り、165 サイクル以内に質量減少率が 50% 以上となることが確認された。この結果より INSEM の凍結融解抵抗性はコンクリートと比較して非常に小さいと判断できる。ここで、本試験の実施に際し、NEXCO 試験方法 E014 で実施される 2 回かき削りは実施していないものの、質量減少率 14% を下回る凍結融解サイクル数が NEXCO 試験方法 E014 で実施される凍結融解サイクル数の倍以上であることから、JIS A 1148 のうち浸水部を想定した水中凍結融解 (A 法) において凍結融解抵抗性が低いと判断される結果であっても、質量減少率を凍結融解に伴う劣化評価の指標とすれば、必ずしも INSEM 自体の凍結融解抵抗性が低いと判断することは妥当でないと考えられる。

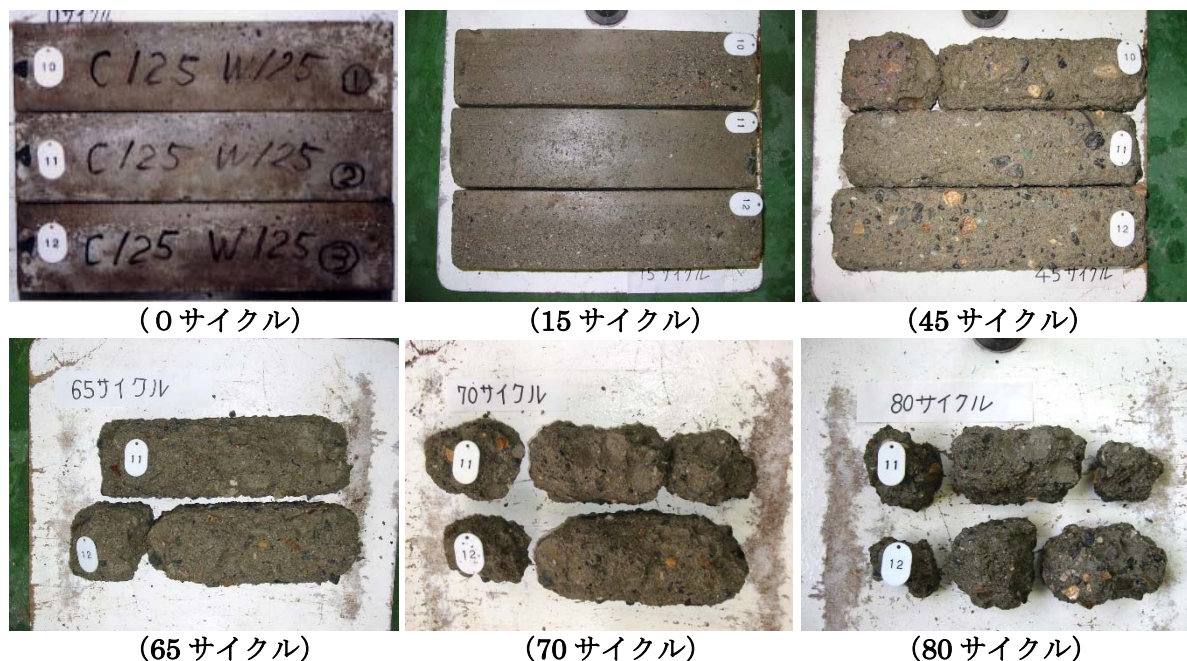


写真 3.4-2 凍結融解試験中の INSEM 供試体の変化事例 (No.3 (INSEM②))

一方、相対動弾性係数に着目すれば、コンクリートの相対動弾性係数は 300 サイクル後でも 97.0%を示したが、図 3.4-4 に示すように、INSEM では凍結融解サイクル数 5～25 回以下で相対動弾性係数が 60%を下回る結果となった。この結果からも INSEM の凍結融解抵抗性はコンクリートと比較して非常に小さいと判断できる。ここで、相対動弾性係数が 60%を下回る凍結融解サイクル数は、質量減少率が NEXCO 試験方法 E014 に示された基準である 14%を下回る凍結融解サイクル数よりも少ないものであった。この結果からも、質量減少率による評価よりも相対動弾性係数による評価の方が厳しい条件であることが確認できる。なお、図 3.4-4 では、No.1 および No.2 では相対動弾性係数が 60%を下回る凍結融解サイクル数が、No.3 より相対的に大きい印象を受けるが、最初の相対動弾性係数の測定が 30 サイクルまたは 20 サイクルであり、初期段階で少ない凍結融解サイクル数において相対動弾性係数の測定が実施されていなかった影響があると考えられる。実際には、より少ない凍結融解サイクル数で相対動弾性係数が 60%を下回っていた可能性があることに留意が必要である。

図 3.4-4、すなわち相対動弾性係数を凍結融解による劣化判断の指標とすれば、INSEM の凍結融解抵抗性は低いといわざるを得ない。

ここで、図 3.4-3 及び図 3.4-4 から凍結融解に伴う劣化には、凍結融解サイクルの影響が大きいことがわかる。表 3.4-1 に示したが、JIS A 1148 では 300 サイクル、NEXCO 試験方法 E014 では 12 サイクルと極端に違うことから、試験内容だけでなく凍結融解サイクル数の影響でこれら 2 つの試験方法に基づく凍結融解抵抗性の結果に差異が生じるものと考えられる。このように凍結融解抵抗性に凍結融解サイクル数の影響が大きいことは確認できたが、実際に凍結融解抵抗性の有無の判断時に、どの程度のサイクル数を目安とすることが妥当かは現状では判断できない。前述したように NEXCO 試験方法 E014 の注記として“実際の現場で受けるものより非常に過酷”と記載されているように、凍結融解サイクル数 12 回未満が妥当なケースも可能性がある。

写真 3.4-2 より、外観からも凍結融解サイクル数が増えるにつれ、供試体の体積的・質的な損失が増大する傾向が認められる。45 サイクルで表面の骨材の浮き出しが顕著になるとともに、作製時に不良部を有していたと推測される供試体が分裂し、この分裂供試体は 65 サイクルにお

いて細片化し質量減少量の測定を実施できない状態となった。また、残りの供試体 65 サイクル以上においても徐々に供試体の固化部が小さくなっている。

ここで、15 サイクルの供試体は NEXCO 試験方法 E014 より多い凍結融解サイクル数のうえ、水中凍結という極めて厳しい条件を受けていながら、外観上には大きな変状は認められない。このとき、質量減少率は 0.9%と少ないものの、相対動弾性係数は既に測定不能な状態であった。この結果からも質量減少率のみに着目すれば、INSEM の凍結融解抵抗性が低いとはいいいがたいと考えられる。

また、供試体形状が 10cm×10cm×40cm であることから供試体の中心までの距離は最小 5cm であり、外部からの温度の影響は、砂防堰堤等の構造物と比較した場合、非常に厳しい条件となっている。そのため、構造物において凍結融解に伴う劣化が発生しても極表面のみで深部に到達する危険性は低い、または深部まで到達するためには非常に長い時間を要すると推測される。

図 3.4-5 には、質量減少率と相対動弾性係数の関係を示す。質量減少量が大きくなるにつれ、相対動弾性係数が小さくなる傾向は認められる。相対動弾性係数が 60%以下となるときは質量減少率は約 0.5%以下と、相対動弾性係数の質量減少率に対する低下率は極めて大きいことが確認された。

これらの質量減少率と相対動弾性係数の関係から、凍結融解抵抗性に対する評価は、評価項目、すなわち質量減少率と相対動弾性係数のいずれに着目するかによって異なることが課題である。

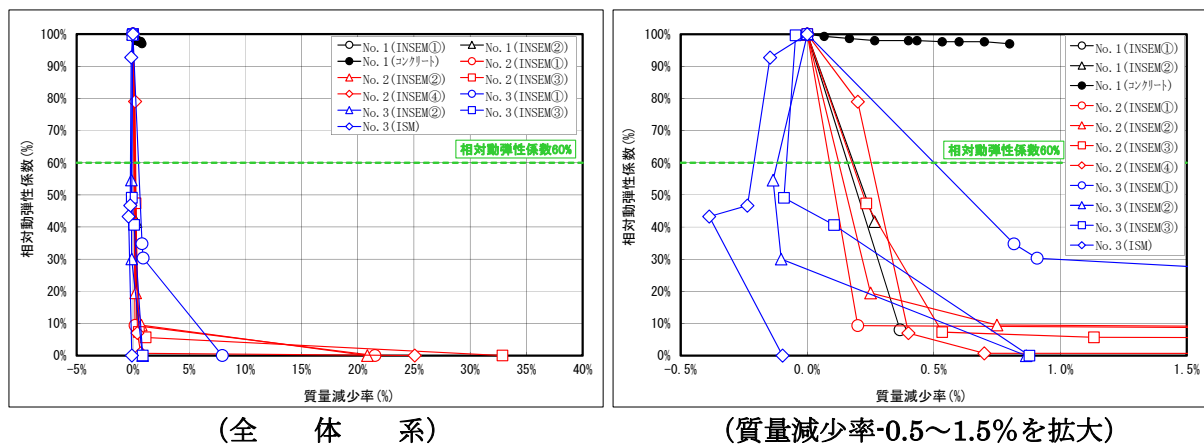


図 3.4-5 質量減少率と相対動弾性係数の関係

図 3.4-6, 3.4.7 には、水セメント比 W/C 及び圧縮強度 σ_{14} と耐久性指数 DF の関係を示す。なお、図 3.4-6, 3.4.7 には永山らの研究²⁴⁾より“基準適合粗骨材使用コンクリート”，“低品質粗骨材使用コンクリート”による結果を転記した。なお、凍結融解試験開始の材齢 14 日における圧縮強度が不明なことから、図 3.4-7 には No.3 のデータは記載していない。

図 3.4-6 より、水セメント比 W/C が大きくなるほど耐久性指数 DF が小さくなる傾向が認められる。一方、図 3.4-7 より、圧縮強度が大きくなるほど耐久性指数 DF が大きくなる傾向が認められる。これらはコンクリートだけでなく、程度の差はあるものの INSEM においても確認される。

以上示したように、INSEM の耐久性指数 DF は水セメント比 W/C が小さいほど、圧縮強度が大きいほど相対的に大きくなる傾向を示す。ここで、水セメント比 W/C を小さくするためには単位セメント量を多くせざるを得ない。しかし、INSEM の特徴のひとつであるコストや省資源効果に影響を及ぼすことが懸念されること、水セメント比 $W/C=60\%$ の ISM でも耐久性指数

$DF=1.86$ と小さいことなどから、現地発生土砂を直接的に使用する INSEM において、耐久性向上のために水セメント比 W/C を小さくする方針よりは、単純に強度増加を図ることに着目することが妥当と考えられる。

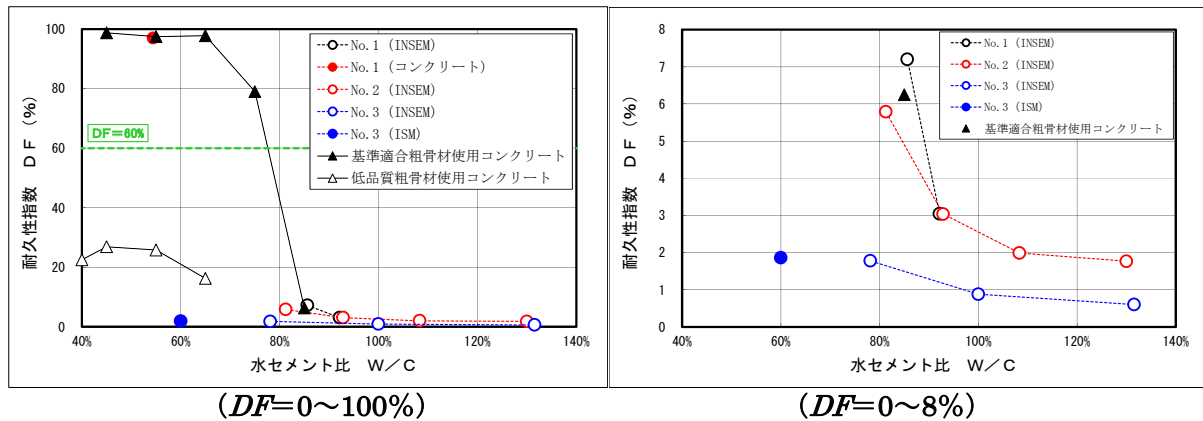


図 3.4-6 水セメント比 W/C と耐久性指数 DF の関係

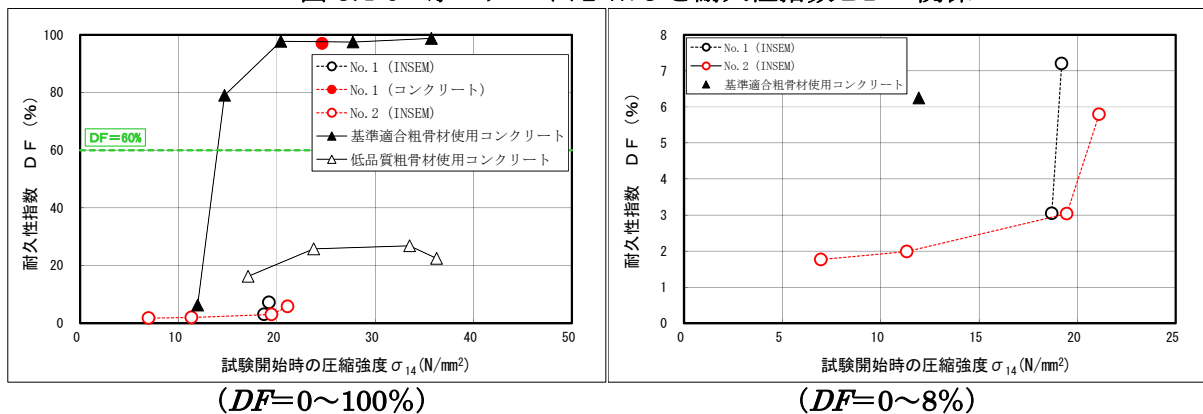


図 3.4-7 試験開始時の圧縮強度 σ_{14} と耐久性指数 DF の関係

3.4.4 まとめ

本節で検討した JIS A 1148 に基づく凍結融解試験結果より、INSEM の凍結融解抵抗性に関して、以下の知見を得た。

- 1) INSEM の凍結融解抵抗性は、コンクリートと比較して著しく小さい。
- 2) 質量減少率や凍結融解供試体の形状変化を、凍結融解に伴う劣化評価の指標とした場合、INSEM の凍結融解抵抗性が低いと判断することは妥当でない。
- 3) 相対動弾性係数を凍結融解による劣化評価の指標とした場合、INSEM の凍結融解抵抗性は低いと判断される。
- 4) 質量減少率と相対動弾性係数には明瞭な関係が認められないが、質量減少率の増加割合に比べて相対動弾性係数の低下割合が非常に大きく、今回整理したデータでは、相対動弾性係数が 60% を下回った場合の質量減少率は約 0.5% 以下であった。
- 5) JIS A 1148 と NEXCO 試験方法 E014 との凍結融解抵抗性に関する評価結果に差異が生じる理由として、質量減少率と相対動弾性係数といった試験内容だけでなく、凍結融解サイクル数の影響があげられる。
- 6) 凍結融解抵抗性は凍結融解サイクル数の影響が大きいですが、どの程度のサイクル数を目安として評価することが妥当かは現状では判断できない。

- 7) 凍結融解供試体の形状変化を考慮すると、構造物において凍結融解に伴う劣化が発生しても極表面のみで深部に到達する危険性が低い、または深部まで到達するためには非常に長い時間を要すると推測された。
- 8) INSEM の耐久性指数 DF は水セメント比 W/C が小さいほど、圧縮強度が大きいほど相対的に大きくなる傾向を示す。実務的には圧縮強度を大きくして対応することが現実的かつ妥当と判断された。
- 9) 以上整理したように、室内試験で評価する凍結融解抵抗性は試験方法や評価方法によっても評価が異なる。コンクリートのように優れた耐凍結融解抵抗性であれば評価可能であるが、INSEM のような、ある程度の凍結融解抵抗性を有する建設材料の評価はできない。そのため、実際の自然環境下において凍結融解抵抗性を検討する必要があると判断された。

3.5 摩耗抵抗性に関する研究

3.5.1 本研究の目的

砂防施設では、流水や土石流と接触する箇所において、摩耗により非常に大きな変状をきたすことが認められる（写真 3.5-1 参照）。そのため、砂防施設に使用する材料では摩耗に対する抵抗性も要求品質のひとつとなる。ここで、INSEM の摩耗抵抗性は、凍結融解抵抗性と同様に、従来から砂防施設に使用されてきたコンクリートと比較して小さい。そのため、水通しなどの流水や土石流と頻度高く接触する部位においては、コンクリートで保護することを原則としている。ただし、写真 3.5-1 を見れば明らかなように、コンクリートであっても摩耗が進行することから、コンクリート保護部が摩耗損傷後、修繕を行うまでの期間に施設機能が発揮できない状態に至らない程度、換言すれば、数回の土石流の流下があっても、数mに及ぶ摩耗が生じない程度の摩耗抵抗性が INSEM においても望まれる。



写真 3.5-1 砂防堰堤における摩耗事例

ここで、INSEM の摩耗抵抗性を評価する適切な試験方法は存在しない。「コンクリートの試験方法」²⁵⁾によれば、摩耗（すりへり）試験にはコンクリートに関する JIS 規定がなく、条件に適応した適切な試験方法を採用することが必要とされ、摩耗（すりへり）試験として、ASTM C 779（Standard Test Method for Abrasion Resistance of Horizontal Concrete Surfaces）、ASTM C 944（Standard Test Method for Abrasion Resistance of Concrete or Mortar Surfaces by the Rotating-Cutter Method）、ASTM C 418（Standard Test Method for Abrasion Resistance of Concrete by Sandblasting）、Talbot-Jones Rattler 法等が示されている。大野の研究²⁶⁾では、このうち Talbot-Jones Rattler 法に類似した摩耗試験方法により摩耗抵抗性の評価がなされている。しかしながら、これらの試験方法及び使用試験機は特殊なもので、一般的な試験場などでの実施が困難である。

このような実状を考慮し、本節では、今後のデータの集積も可能となるように、一般的な試験場においても実施可能な摩耗試験方法・試験器具により、INSEM の摩耗抵抗性を把握し、コンクリートを基準とした摩耗抵抗性の目安を設定することを目的とする。

3.5.2 検討条件

3.5.2.1 試験方法

本検討における INSEM の摩耗抵抗性は、砂防 CSG 工法の摩耗抵抗性評価試験として採用が

検討されたロサンゼルス試験機を用いた以下の試験方法²⁷⁾に基づいて実施する。ロサンゼルス試験機は JIS A 1121（ロサンゼルス試験機による粗骨材のすりへり試験方法）に使用する試験機で、コンクリート試験場等で一般的に常備されている機械のひとつである。同方法は、後述するように、ロサンゼルス試験機内の棚を取り除くこと、通常よりも多い鉄球を使用すること、供試体（試験体）を投入口にゴムパットで固定すること、試験回転数が非常に多く長時間にわたることなどが、粗骨材のすりへり試験と大きく異なる点であるが、比較的容易に、通常のコンクリート試験場でも試験が実施できる。このように試験の容易性だけでなく、市場性の課題がないこともあり、田村らの研究²³⁾にも採用されている。

図 3.5-1 にロサンゼルス試験機を用いた INSEM の摩耗抵抗性評価試験の概要を示す。また試験状況事例を写真 3.5-2 に示すとともに、試験後の供試体の状況を写真 3.5-3 に示す。

なお、ロサンゼルス試験機を用いた INSEM の摩耗抵抗性評価試験方法は、以下に示すとおりである。

- 1) ロサンゼルス試験機の内部の棚を投入する鉄球が試験機内部を円滑に転がるように取り外し、平均直径約 50mm、質量 390～450g/個の鋼球 24 個（総質量約 10kg；JIS A 1121 の最大礫径 $G_{max} \geq 40\text{mm}$ の条件の 2 倍）を入れる。
- 2) $\phi 200\text{mm} \times H400\text{mm}$ の円柱状供試体を長尺方向に二等分し、初期の質量 W_0 を測定した上でロサンゼルス試験機の鋼球等の投入口にゴムマット等で固定する（図 3.5-1 参照）。
- 3) 30～33rpm で 2,000 回転または 10,000 回転させる。
- 4) 所定回数に達した後、供試体をロサンゼルス試験機から取り外し、質量 W_1 の測定を行う。減少した質量 $W (= W_0 - W_1)$ を試験開始前の INSEM 供試体の密度で除すことにより、損傷量 W_{CI} を算出する。

また、鋼球（礫）の衝突力による損傷量の算定は、礫の衝突力による損傷量が衝突の際のエネルギー損失に比例するとした石橋²⁸⁾の提案する下式で行った。

$$W_{CI} = C_I \Sigma (W \times V_I^2 / 2g) \cdots \cdots (3.5.1 \text{ 式})$$

ここで、 W_{CI} ；衝撃力による損傷量（ m^3 ）

C_I ；損傷係数（ m^2/kg ）

W ；鋼球の総質量（ kg ）

V_I ；鋼球の衝突速度（ m/s ）

g ；重力加速度（ $= 9.80665 \text{m/s}^2$ ）

ここで、鋼球の衝突速度 V_I は、ロサンゼルス試験機の内径 0.71m、ロサンゼルス試験機の回転速度 30～33 rpm（ $\Rightarrow$ 平均値 31.5 rpm）とすると以下のように設定できる。

$$V_I = 0.71 \times \pi / (60/31.5) \div 1.17 \text{m/s}$$

この結果より、10,000 回転時の鋼球の衝突時のエネルギーは以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} \Sigma (W \times V_I^2 / 2g) &= (W \times V_I^2 / 2g) \times 10,000 = (1.17)^2 / (2 \times 9.80665) \times 10,000 \times W \\ &= 697.9 W \end{aligned}$$

以上より、損傷係数 C_I は(3.5.1)式のように表すことができる。

$$C_I = W_{CI} / 697.9 W \cdots \cdots (3.5.2 \text{ 式})$$

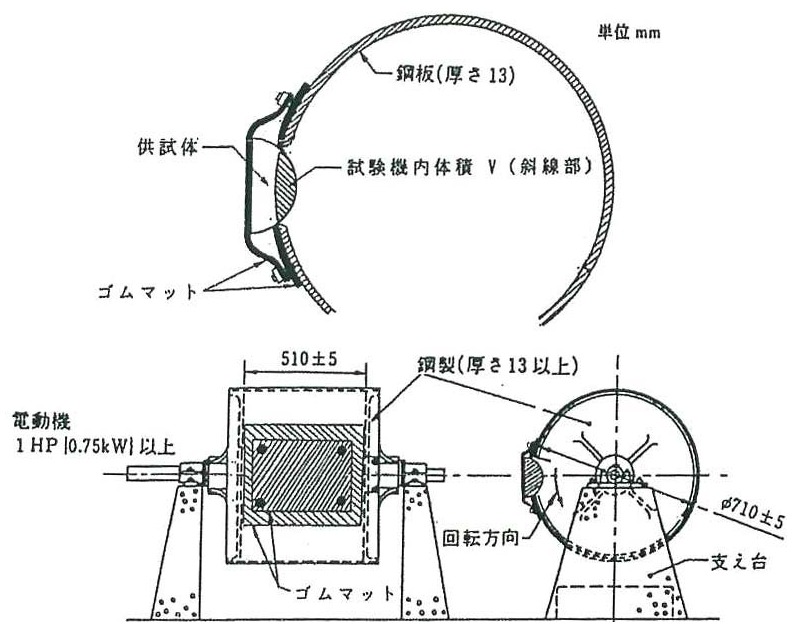
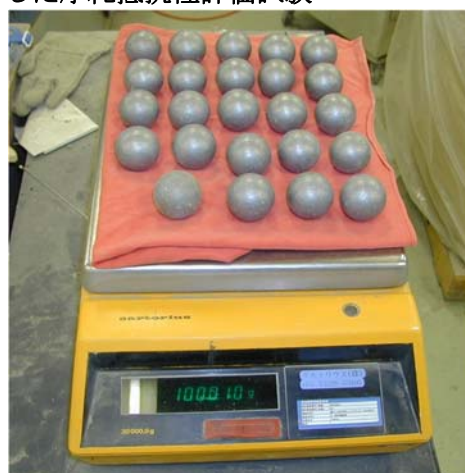


図 3.5-1 ロサンゼルス試験機を利用した摩耗抵抗性評価試験



(摩耗試験状況)



(摩耗試験に使用する鉄球)

写真 3.5-2 摩耗抵抗性評価試験例



(試 験 前)



(試 験 後)

写真 3.5-3 摩耗抵抗性評価試験後の供試体例

3.5.2.2 使用現地発生土砂条件

図 3.5-2 に摩耗試験を実施した INSEM の 3 種の母材の粒度分布を示す。図 3.5-2 より 3 種の

INSEM 母材は多少のばらつきは認められるものの、ほぼ同じ粒度分布を示すことが確認できる。0.075mm 未満含有率は 0.8~1.2%と少なく、5mm 未満含有率は 35.3~39.8%を示す。ただし、表 3.5-1 に示すように、この 3 種の INSEM 母材は、岩質が異なる。特に No.3 は他の INSEM 母材と比べ表乾密度 (2.474g/cm^3) が小さく、吸水率が大きい (4.21%) 性状を示す。なお、本検討における No.2 は田村らの研究成果²³⁾によるものである。

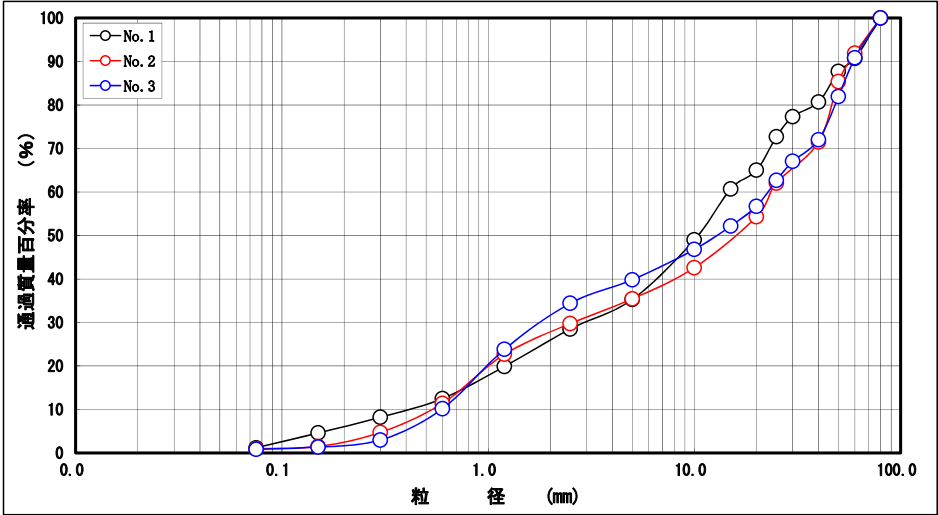


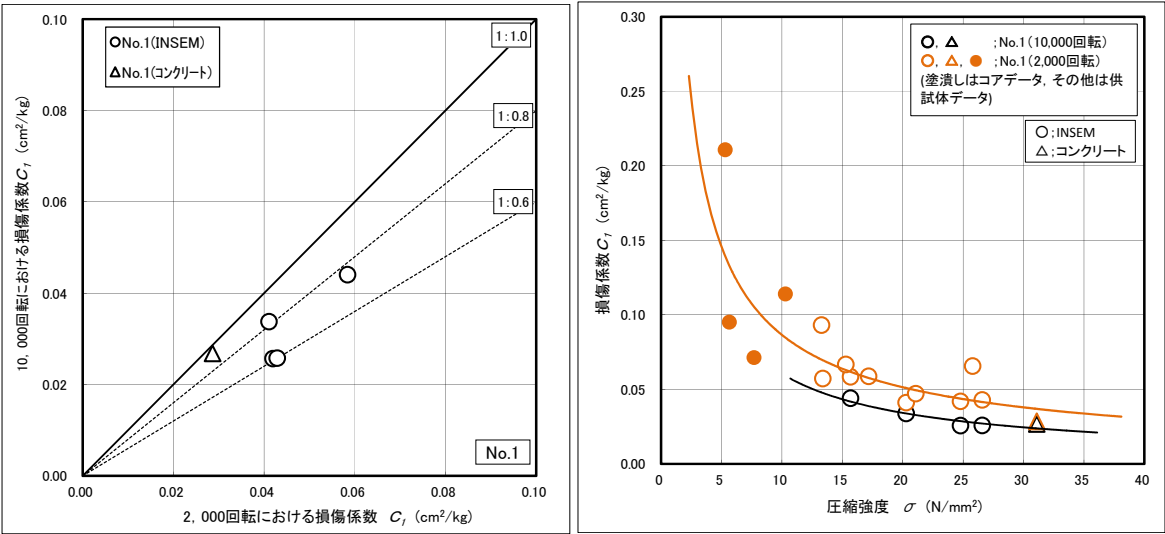
図 3.5-2 現地発生土砂の粒度分布

表 3.5-1 現地発生土砂の岩質等

母材区分	主 要 岩 質	表乾密度 (g/cm^3)	吸水率 (%)
No. 1	古～新第三紀の堆積岩, 変成岩	2. 657	1. 00
No. 2	中生代の堆積岩, 花崗岩, 変成岩	2. 639	1. 37
No. 3	新生代(新第三紀)の流紋岩	2. 474	4. 21

3.5.3 検討結果及び考察

図 3.5-3 には No.1 における回転数を 2,000 回転と 10,000 回転とした摩耗試験結果を示す。図 3.5-3 より損傷係数 C_1 は 2,000 回転の方が大きい傾向を示した。



(損傷係数 C_1 の差)

(圧縮強度 σ と損傷係数 C_1 の関係)

図 3.5-3 2,000 回転と 10,000 回転における摩耗試験結果の差異 (No.1)

図 3.5-4 には、当該摩耗試験における摩耗過程概念図を示す。図 3.5-4 に示すように、当該摩耗試験方法では初期段階に衝突による破損が発生後、摩耗に移行することが想定される。そのため、回転数の少ないほど初期の衝突による破損の影響が大きいと考えられる。この初期の破損の影響により、回転数の少ない 2,000 回転の損傷係数が 10,000 回転の損傷係数より大きな値を示すものと推測される。また、図 3.5-3 より、コンクリートと INSEM の差異、供試体とコアの差異にかかわらず、損傷係数 C_I には圧縮強度の影響が大きいことが確認できる。

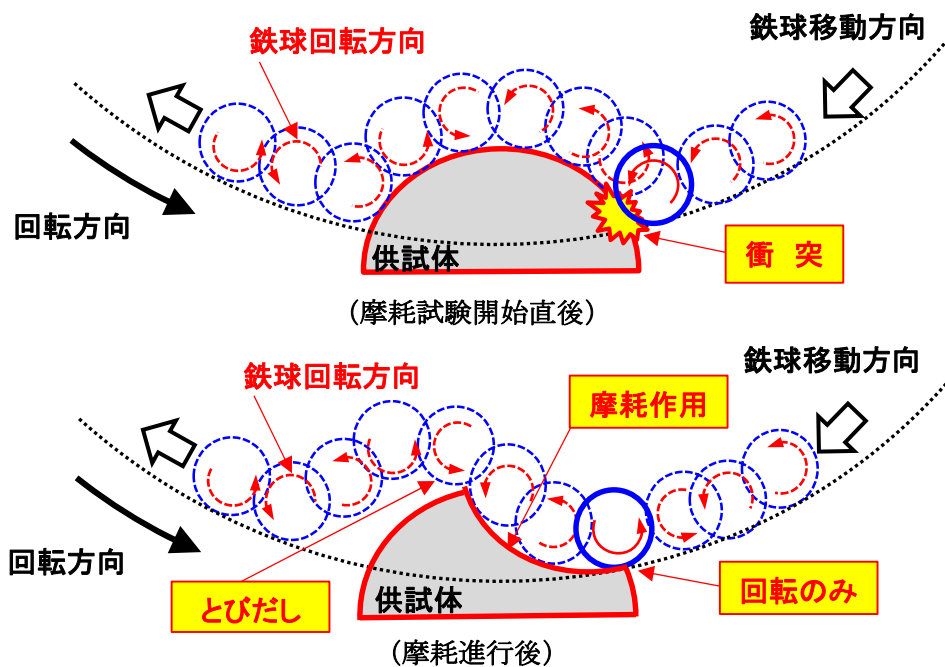


図 3.5-4 当該摩耗試験における摩耗過程概念図

図 3.5-3 より、回転数の少ない場合には衝突の影響が大きい可能性があることから、10,000 回転における圧縮強度 σ と損傷係数 C_I の関係を図 3.5-5 に示す。

図 3.5-5 より、INSEM の損傷係数 C_I はコンクリートと比較して大きい、すなわち想定していたように INSEM の摩耗抵抗性はコンクリートよりも小さいことが確認された。また、INSEM 母材が異なっても、圧縮強度が増加するにつれ損傷係数 C_I が小さくなる、すなわち圧縮強度の増大に伴い、摩耗抵抗性が大きくなる傾向が認められた。図 3.2-3 に示した結果を考慮しても、INSEM はコンクリートと同様に、長期的に圧縮強度が増加することが期待できる。そのため、経過年数とともに圧縮強度が増加し、摩耗抵抗性が向上することが期待できる。

ここで、No.2 において最も摩耗抵抗性が大きい（損傷係数 C_I が最も小さい）傾向が認められたが、表 3.5-1 に示したように No.2 の INSEM 母材は最も古い岩を起源としており、INSEM 母材の礫芯が硬質で摩耗しにくかったためと推測される。逆に、最も表乾密度が小さいことから、礫芯が最も軟質と想定される No.3 では、圧縮強度の増加率に伴う損傷係数 C_I の低下率は小さい傾向が認められた。このように INSEM の摩耗抵抗性には圧縮強度だけでなく INSEM 母材の礫質も影響することが確認できた。ただし、INSEM 母材の礫質の影響は、試験数が少ないことから、今回の研究では定性的な評価に限定される。

また、図 3.5-5 では圧縮強度が 10~15N/mm² より小さいほど損傷係数 C_I が急激に大きく、すなわち摩耗抵抗性が急激に小さくなる可能性があることが推測される。低強度における摩耗進行

性の閾値として、大野の研究²⁶⁾では2～4N/mm²が示されている。さらに、10～15N/mm²で第二の摩耗進行性の変化点が生じるかどうかは、今後のデータの蓄積のうえ評価する必要がある。

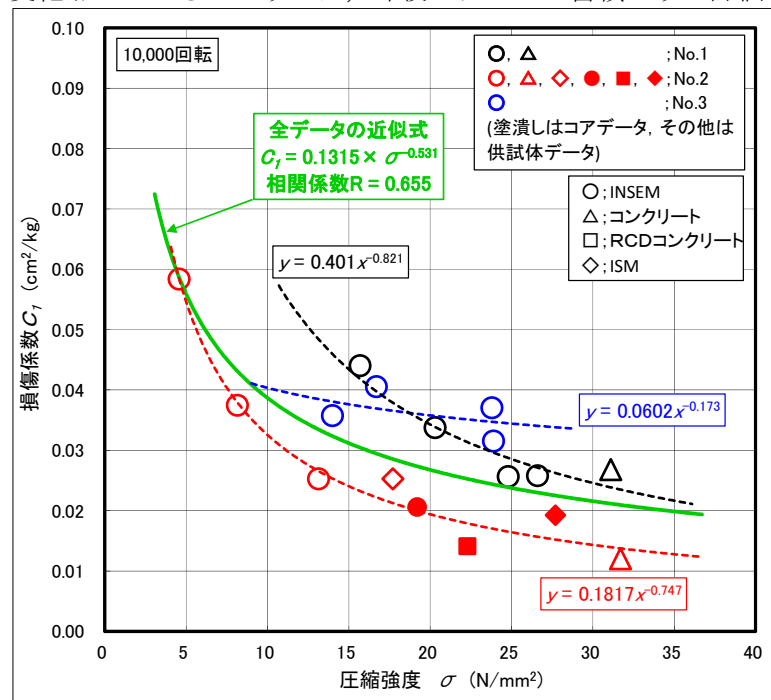


図 3.5-5 圧縮強度 σ と損傷係数 C_1 の関係

摩耗抵抗性がコンクリートと INSEM といった材料的な差異よりも圧縮強度が支配的であることを考慮し、図 3.5-6 にはコンクリート強度に対する各強度の損傷係数の比率を示す。ここで、損傷係数の比率とは、図 3.5-5 中の全データの近似式から算定した圧縮強度毎の損傷係数 C_1 を 18N/mm²、21N/mm² 及び図 3.5-5 中の 2 つのコンクリートの圧縮強度の平均値 31.4N/mm² における損傷係数 C_1 で除した値である。

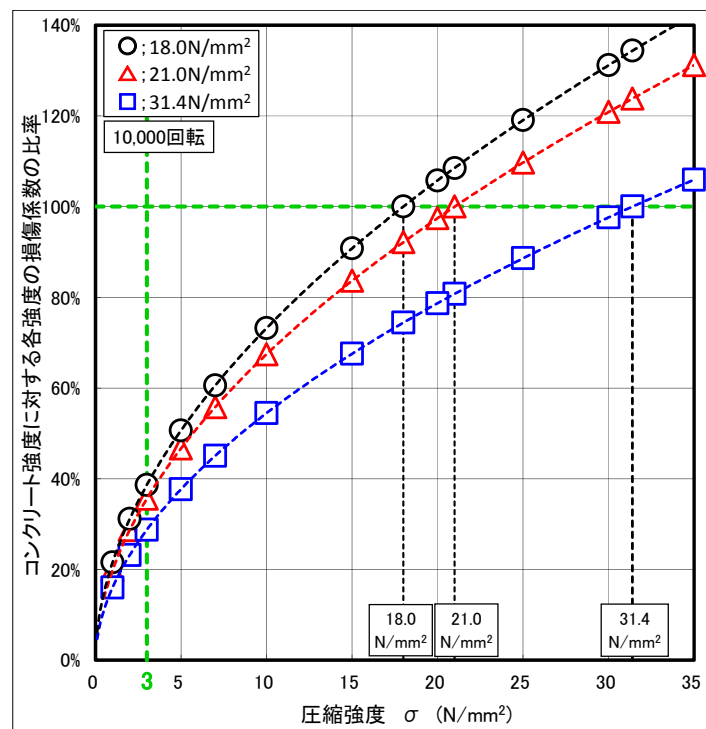


図 3.5-6 コンクリート強度に対する各強度の損傷係数の比率

概略的な値となるが、図 3.5-6 より、18N/mm² のコンクリートに対し、3N/mm² の INSEM

は約 39%の摩耗抵抗性を有し、 10N/mm^2 程度まで強度増加した場合にはコンクリートの約 73%の摩耗抵抗性を有することが試算された。同様に 21N/mm^2 のコンクリートに対する INSEM の摩耗抵抗性は 3N/mm^2 で約 36%， 10N/mm^2 で約 67%， 31.4N/mm^2 のコンクリートに対する INSEM の摩耗抵抗性は 3N/mm^2 で約 29%， 10N/mm^2 で約 54%と試算される。従って、 3N/mm^2 の INSEM の摩耗抵抗性はコンクリートの 30%程度以上が期待できる可能性があり、長期的な強度の伸び率を考慮すれば、外部保護材の摩耗損失後に短期間で内部材の INSEM が、流水・土石流により摩耗され、構造体が流出するような事態となる危険性は低いことが期待できる。すなわち、INSEM は単発もしくは数回程度の出水・土石流程度では施設機能を損なうような摩耗損傷の発生する危険性は低いことが期待できる。

以上示したように、INSEM のコンクリートに対する相対的な摩耗抵抗性が把握できた。ただし、実際の土石流・流水に伴う摩耗量を含む定量的な評価には、より多くのデータの蓄積や計測が必要と考えられる。

3.5.4 まとめ

本節の結果より、INSEM を対象とした摩耗試験結果より、摩耗抵抗性に関して、以下の知見を得た。

- 1) INSEM の摩耗抵抗性は、コンクリートと比較して小さい。
- 2) INSEM においても圧縮強度が大きいほど摩耗抵抗性が高くなる傾向を有する。
- 3) 長期材齢において INSEM の圧縮強度が増加した場合には、摩耗抵抗性も向上することが期待される。
- 4) 摩耗抵抗性は INSEM 母材の礫質の影響も受ける。INSEM 母材の礫質が硬質であるほど INSEM の摩耗抵抗性は高くなると推測される。
- 5) 圧縮強度 $10\sim 15\text{N/mm}^2$ を閾値とした場合、それ以上の圧縮強度を有する INSEM では摩耗抵抗性が高いと判断できる可能性がある。
- 6) 概略的な値として 3N/mm^3 の INSEM における摩耗抵抗性は 18N/mm^2 のコンクリートの 30%程度以上が期待できる可能性がある。3)に記したように、長期的な強度増加に伴い摩耗抵抗性の向上が期待されることを考慮しても、INSEM は単発もしくは数回程度の出水・土石流程度では施設機能を損なうような摩耗損傷の発生する危険性は低いことが期待できる。

ただし、INSEM の摩耗抵抗性に関する試験データは少ないことから、定量的な評価の実施及びその精度の向上を図るためには、今後のデータ蓄積が必要である。また、実際の土石流や流水による摩耗損傷を確認したうえで摩耗抵抗性を評価することが妥当と考えられる。

3.6 総 括

本章では、複数の異なる条件における INSEM のデータより、圧縮強度、凍結融解抵抗性、摩耗抵抗性に着目して、工学的性状について整理検討した。

以下に、本章に示した各研究に関する総括を取りまとめる。

3.6.1 圧縮強度および単位体積重量の発現に関する研究総括

当該研究では、INSEM の基本性能である圧縮強度、単位体積重量に着目し、実際の設計時、配合設定時、施工時の品質管理において、判断の目安となる①若材齢における供試体強度の伸び率 (σ_{28}/σ_7)、②コアと供試体の強度比 ($\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}}$)、③単位体積重量の発現比 (単位体積重量比, $\gamma_{28 \text{ コア}}/\gamma_{\text{配合}}$) についてとりまとめた。

当該研究の意義と課題を以下にまとめる。

施工現場において、強度発現を心配する意見を聞くことが多い。特に配合試験等においては、材齢 28 日で配合強度を満足しない場合には、さらに 1 ヶ月間、配合決定までの期間が必要となることから、7 日強度により 28 日強度を推定し、追加の配合が必要かどうかを判断できる指標することが強く望まれる。本研究では、圧縮強度の伸び率 (σ_{28}/σ_7) = 2.0 を目安とすることができを確認した。この目安により、材齢 7 日において 28 日の概略値の推定が可能となる。ただし、INSEM 母材の性状によっては、圧縮強度の伸び率 (σ_{28}/σ_7) = 2.0 を下回る場合があることにも留意し、より安全側での 28 日強度の予測を行う場合には、図 3.2-3 より、下限側の圧縮強度の伸び率 (σ_{28}/σ_7) = 1.5 で判断することで対応できる。平均値で評価するか下限側の値で評価するかは今後の課題であるが、これらの値が日々の品質管理において、初期の強度から強度発現の可能性を把握できるといった“施工者への安心感”を付与できる効果を有することにも着目が必要と考えられる。

コアと供試体の強度比 ($\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}}$) = 0.75、供試体とコアの強度比 ($\sigma_{28 \text{ 供試体}}/\sigma_{28 \text{ コア}}$) = 1.33 (いずれも近似式の係数) という結果を得た。これらは逆数の関係にあるが、それぞれの現場等で使用する意味は多少異なる。供試体とコアの強度比 ($\sigma_{28 \text{ 供試体}}/\sigma_{28 \text{ コア}}$) は配合強度設定時の割増係数 1.5 が妥当であるかの判断指標となる。コアと供試体の強度比 ($\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}}$) は品質管理として実施する供試体の圧縮強度より構造体の圧縮強度を推測するために使用できる。例えば、目標強度が 3.0N/mm² の場合には、供試体の 28 日強度で 3.0/0.75 = 4.0N/mm² 以上あれば、目標強度を発現できる可能性があることを意味する。配合強度 4.5N/mm² に対し、4.0N/mm² 以上で目標強度が達成できる可能性があることは、割増係数 k が安全側の値であるためであるが、品質管理における管理基準値が配合強度よりも小さくてもよいことを示唆している。配合強度は、配合試験において必ずクリアしなければならない値であるが、品質管理として測定される供試体強度は、場合によって配合強度より小さい値も許容することも可能と考えられる。ただし、そのためには、より多くのコアの圧縮強度や供試体の圧縮強度のデータを集積・分析が必要であり、今後の課題のひとつと考えられる。

単位体積重量の発現特性に対し、単位体積重量比 ($\gamma_{28 \text{ コア}}/\gamma_{\text{配合}}$) ≥ 0.95 (=5%) という結果を得た。また、図 3.2-13 をみれば、高い確率で ($\gamma_{28 \text{ コア}}/\gamma_{\text{供試体}}$) ≥ 0.95 が成り立つことも期待される。ここで、図 3.2-16 の縦軸から推測されるように供試体の単位体積重量は 18.5~24kN/m³ である。「砂防ソイルセメント設計・施工便覧」に示された 90%と 5%の差があるが、この差は

0.9～1.2 kN/m³ (≒90～120kg/m³) と比較的大きい。そのため、この 5%の差により条件次第ではあるが安定解析より求まる断面形状の縮小が図れ、経済性を向上させる可能性も秘めている。そのため、簡易に単位体積重量を設定できるだけでなく経済性向上の視点からも、単位体積重量比を設定するためのデータの収集とこれに伴う精度向上を図ることが期待される。ただし、今回のデータはコンクリートアプローチにより配合が設定されたデータのみに着目して整理した結果である。ソイルアプローチ、特に圧縮強度の最大値より単位水量（含水比）が少ない INSEM 材を使用時の単位体積重量比では、第 6 章に後述するが締固めにくい状態のためコアの単位体積重量が小さくなる可能性も想定され、本研究結果と異なる場合も予想されることに留意が必要である。なお、今後、ソイルアプローチにおいて単位体積重量比を把握する場合、配合容積が明確でないことを考慮し、コアの単位体積重量は供試体の単位体積重量と対比させて分析することが妥当と考えられる。

3.6.2 圧縮強度の変動係数に関する研究総括

当該研究では、INSEM の品質ばらつきとして、圧縮強度のばらつきを変動係数に着目して取りまとめた。6N/mm² 以下の INSEM の変動係数は $V=30\%$ を想定することが妥当と判断した。また、INSEM の変動係数は圧縮強度が大きくなるにつれ小さくなる傾向があり、その値はもう一種の砂防ソイルセメントである ISM と同じ値とみなせる可能性があることが確認できた。

当該研究の意義と課題を以下にまとめる。

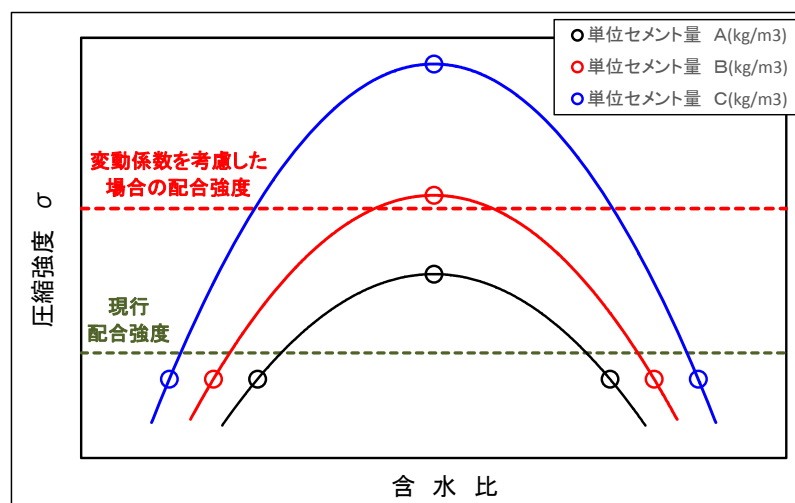
コンクリートや地盤改良における配合強度の設定には、変動係数が考慮されており、配合強度を発現することで確実に設計基準強度を満足できると考えられる。一方、INSEM では、設計基準強度に割増係数 k を乗じて配合強度を設定するものの、この割増係数 k は、室内と現場における製造方法や締固め方法の相違等に起因したばらつきのみを考慮したものと推測される。しかし、INSEM には、粒度・自然含水比等の母材の変動や製造時における材料の混合割合の変動等に起因するばらつきを有することが推測され、これらのばらつきが、どの程度あるか、また配合設定時に考慮されているかについて、現状では不明確といわざるを得ない。

『3.2.3.2 コアと供試体の強度比 ($\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}}$)』では、割増係数 k をコア強度に対する供試体強度の倍率と捉えた結果、 $(\sigma_{28 \text{ 供試体}}/\sigma_{28 \text{ コア}}) = 1.33$ (近似式の係数) より、割増係数 $k=1.5$ が妥当と判断した。しかしながら、設計基準強度を下回る確率を 5%以下とみなした場合、変動係数 20%において (3.3.4 式) より、割増係数は $1/(1-1.645 \times 20/100) = 1.49$ となり、変動係数 $V=30\%$ の場合には割増係数は 1.97 となり、割増係数 $k=1.5$ とする現行基準では品質管理として実施される供試体強度が、配合強度を下回る場合が想定される。ただし、現状では、配合強度が下回ったような事例は報告されていない。

これは、INSEM において、①発現強度の小さい細粒分を多く含む現地発生土砂で配合試験を実施すること、②配合決定においては配合強度を確実に発現できる単位セメント量を設定しているためと考えられる。ここで、②については、コンクリートアプローチでは、國友らの研究²⁹⁾で示されるように最低値を包括する圧縮強度とセメント水比の近似式から単位セメント量が設定され、ほぼ一義的に決定できる。ただし、最低値の設定には、國友らの研究²⁹⁾では実測値が採用されているが、変動係数を考慮した値をするか否かを今後検討していく必要がある。

ソイルアプローチでは、管理が容易な含水比幅において必ず配合強度を超える単位セメント量

以上のソイルアプローチにおける提案と浅層改良における配合強度設定手法は、ほぼ同義とみなせる。ただし、『3.2.3.2 コアと供試体の強度比 ($\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}}$)』に示したように、INSEM の割増係数 $k=1.5$ は多少安全側の値となっているため、割増係数 k の見直しも含め、今後の検討の余地があると考えられる。



ソイルアプローチにおける提案した手法による場合、目標強度 3.0N/mm^2 の場合、現行配合強度を 4.5 N/mm^2 とする場合、変動係数 $V=30\%$ を考慮した場合の配合強度は 8.88 N/mm^2 となる。これらの条件から、 4.5 N/mm^2 以上の圧縮強度を発現する含水比が管理しやすい幅を有することを前提条件とした上で、ピークの強度が 8.88 N/mm^2 以上となる単位セメント量を、INSEM の配合値として、選定することが妥当と判断される。ただし、 4.5 N/mm^2 以上の圧縮強度を発現する含水比が非常に広い場合には、配合強度 8.88 N/mm^2 以下でも目標強度 3.0N/mm^2 を満足できる可能性があり、これは今後検証していくべき課題と考えられる。

99

3.6.3 凍結融解抵抗性に関する研究総括

当該研究では、INSEM の凍結融解抵抗性として、最も厳しい試験方法である JIS A 1148（水中凍結融解）に基づく評価を実施した。従来からの報告事例と同様に INSEM の凍結融解抵抗性は低いことが確認された。同試験結果のうちサイクル数と質量減少率に着目し、安定処理混合物の試験方法（12 サイクル）、評価基準（2 回かき削り後質量損失量 14%）と対比すれば、必ずしも凍結融解抵抗性が小さいといった評価とはならないことを確認した。この結果は凍結融解試験方法として ASTM D560 を採用した研究結果と調和している。

当該研究の意義と課題を以下にまとめる。

INSEM がコンクリートと比較して凍結融解抵抗性が低いことは周知の事実である。その一方、安定処理混合物と比較すると強度が大きいこともあり、凍結融解抵抗性が高いという結果が得られる。これは、どのような条件で、どの程度の凍結融解抵抗性を有するかを評価ができる凍結融解試験方法がないためである。このような実状を考慮すれば、INSEM で構築する構造物が、寒冷地においても長期的に機能を発現できる状態を維持できるかを把握するためには、厳しい気象条件における INSEM や INSEM 構造体の経年変化を継続的に観測・観察して評価することが妥当と考えられる。この課題に対する現状での評価は第 4 章で報告する。

逆に、INSEM はコンクリートに比べて、早期に凍結融解劣化をするものと想定することも重要である。田中らの研究³¹⁾や茅原らの研究³²⁾によれば、厳しい気象条件下であっても外気温の影響が高い範囲は構造体の表面から 50cm 程度であることが報告されている。現状における INSEM は、凍結融解及び摩耗等に対する抵抗性が低いとの認識から、構造体表面にはコンクリートや鉄といった高品質な外部保護材が施される内部材としての活用が主流である。田井中らの研究³³⁾では、外気温の影響の大きい構造体表面 50cm 程度に大型コンクリートブロックを配置し、INSEM に作用する凍結融解の発生回数を低減する対策方法に関する研究がなされ、茅原らの研究³²⁾では凍結融解劣化しても外部保護材を固定するアンカー材などによる外部拘束によって劣化後も施設機能が維持できる対策方法が示されている。このように INSEM が凍結融解に伴う早期劣化しないことを検証することと合わせて、予防保全の視点から、構造体内部の INSEM において、凍結融解発生回数の低減させる構造や凍結融解等により早期劣化が生じた場合にも施設機能が維持できるような構造等の開発・採用が今後の課題と考えられる。

3.6.4 摩耗抵抗性に関する研究総括

当該研究では、INSEM の摩耗抵抗性は、目標強度 3.0N/mm^2 の場合には 18.0N/mm^2 のコンクリートの 30%程度以上期待できることを確認した。また、摩耗抵抗性は圧縮強度が大きいほど高くなることから、材齢の長期化とこれに伴う強度増加により、摩耗抵抗性も向上することが期待できることを確認した。

当該研究の意義と課題を以下にまとめる。

摩耗抵抗性が凍結融解抵抗性と異なり、圧縮強度からコンクリートに対して、どの程度の抵抗性を有するかの指標が作成できた。吉留らの研究³⁴⁾によれば、土石流が頻発する桜島の野尻川の砂防堰堤の水通しにおいても、下流のり面側が 2m 摩耗するのに平均的に 20 年弱かかることが報告されている。実際の土石流や洪水による INSEM の摩耗抵抗性については不明であるといわざるを得ないものの、一般的な 3.0N/mm^2 の INSEM がコンクリートの 30%程度以上の摩耗抵抗

性を有してれば、単発もしくは数回程度の土石流や洪水によって、容易に摩耗が進行するとは考えにくい。ただし、土石流等による外力は、時として想定を超えた状態で作用することから、土石流における INSEM の被災事例などについても収集・整理することが重要である。この一例も第 4 章で報告する。

以上のように INSEM は一定レベルの摩耗抵抗性を有すること、また内部材としての活用が前提であることを考慮すれば、前述した被災事例の収集・蓄積、分析を行うことで、どのような状態、どの程度の摩耗損傷で修繕・補修を実施すべきかの基準を設定することができると考えられる。しかし、施設の長寿命化の視点に立てば、INSEM 及び外部保護材の計画的な維持管理の推進よりも、修繕サイクルが、耐用年数程度以上となる高品質の水通し天端保護材の活用することで、摩耗抵抗性を特別に検討しなくとも INSEM が活用できる場合も想定される。このような維持管理まで考慮して INSEM を活用していくことも今後の課題と考えられる。

引用文献

- 1) 嶋丈示・秋山祥克・水山高久：INSEM 材の水和反応を保証する最小管理強度の導入，砂防学会誌，Vol.68，No.2，p.14－22，2015
- 2) 例えば，萩原弘・大田原幸亘・白山昌義・中濃耕司：砂防 CSG 工法の試験施工について，砂防学会誌，Vol.53，No.1，p.26－34，2000
- 3) （財）砂防・地すべり技術センター：「砂防ソイルセメント設計・施工便覧」，p44，p46，p57，2011
- 4) 例えば，永江純一郎・三浦郁人・松井宗広・吉田真也：雲仙・普賢岳における CSG 工法の強度特性，平成 16 年度砂防学会研究発表会概要集，p.92－93，2004
- 5) 田中秀基・野本幸男・大澤和幸・八木澤一哉：粘性土を対象とした砂防ソイルセメント（INSEM）の長期耐久性に関する試験研究，砂防学会誌，Vol.67，No.3，p.54－61，2014
- 6) 社団法人セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル〔第 4 版〕，p210－212，2012
- 7) 山本悟・高橋博之・竹内正男・池内聡・秋田真良：土質改良機を用いた INSEM 工法の施工について－芋川災害関連緊急（東竹沢地区）工事の例－，平成 19 年度砂防学会研究発表会概要集，p.252－253，2007
- 8) 中濃耕司・田井中治・佐藤勇・久保田哲也：INSEM の発現品質に関する一考察，砂防学会誌，Vol.66，No.1，p.30－37，2013
- 9) 一般財団法人日本建築センター：改訂版建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針－セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法－，p.303－306，2012
- 10) 公益社団法人土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書〔施工編〕，p.79－80，2012
- 11) 菊本幸雄，コンクリートプラクティス・施工・配合・管理，吉井書店，p.83，1986
- 12) 飯田弘和・吉田真也・井川忠・栗原淳一・武澤永純：現地発生土砂の粒度特性からみた砂防ソイルセメント工法の適用条件について，平成 18 年度砂防学会研究発表会概要集，p.212－213，2006
- 13) （財）先端建設技術センター・ISM 工法研究会：現位置攪拌混合固化工法（ISM 工法）設計・施工マニュアル，（財）先端建設技術センター，p.21，2007
- 14) 財団法人ダム技術センター：台形 CSG ダム設計・施工・品質管理技術資料，p1-24－1-25，2012
- 15) 山本卓郎・古味昭彦・細川清隆・澤田悦史・秋山祥克：クラッシャーランを利用したコスト縮減工法の基礎的研究，平成 13 年度砂防学会研究発表会概要集，p.2－3，2001
- 16) 一般財団法人砂防・地すべり技術センター：鋼製砂防構造物設計便覧，p.32，2009
- 17) 公益社団法人土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書〔設計編：標準〕，p.158，2012
- 18) （社）日本道路協会：舗装調査・試験法便覧〔第 4 分冊〕第Ⅲ章試験編，p.〔4〕-43－〔4〕-49，2007
- 19) （公社）土木学会：2013 年制定コンクリート標準示方書規準編〔JIS 規格編〕，p.597－601，2013
- 20) 濱田美雪・松村和樹・岩本吉弘・若杉由美・廣瀬隆浩：低品質材料を用いたソイルセメント

- の耐凍結融解性について，平成 17 年度砂防学会研究発表会概要集，p.192－193，2005
- 21) 片山哲雄・三上幸三・鬼頭政徳・松村和樹：天竜川上流域における河床土砂を用いた砂防ソイルセメントの検討，砂防学会誌，Vol.60，No.5，p.39－46，2008
- 22) （公社）土木学会：2013 年制定コンクリート標準示方書規準編 [JIS 規格編]，p.576－581，2013
- 23) 田村圭司・山崎忠・石田哲也・中濃耕司・細川清隆：低品質材料における耐久性能検討結果の一例，平成 16 年度砂防学会研究発表会概要集，p.86－87，2004
- 24) 永山功・渡辺和夫・西澤賢太郎：骨材の品質がコンクリートの耐久性に及ぼす影響についての基礎的検討，ダム技術 No.121，p24-30，1996
- 25) 笠井芳夫・池田尚治編著，コンクリートの試験方法（下），技術書院，p192-196，1993
- 26) 大野宏之：砂防事業における現場発生土の有効利用に関する研究，p122－126，1998
- 27) （財）砂防・地すべり技術センター：平成 9 年度 CSG 工法検討業務報告書巻末資料，p.72-73，平成 10 年 3 月
- 28) 石橋 毅：ダム排砂設備の流下砂礫による摩耗・損傷に関する水理学的研究，土木学会論文集，第 334 号，土木学会，pp103～112，1983
- 29) 國友優・高橋英一・大木鉄夫・時任勝宏・松井宗廣・中濃耕司・岡村祐介・武澤永純：細粒分・砂分を多く含む現地発生土砂の INSEM 工法への適用時の留意点，平成 24 年度砂防学会研究発表会概要集，p.46－47，2012
- 30) 永吉修平・下窪和洋・橋本裕二郎・井野伸彦・中濃耕司・岡村祐介：種々の土砂を用いた ISM 工法における強度特性の一例，平成 15 年度砂防学会研究発表会概要集，p.214－215，2003
- 31) 田中秀夫・阿部宗平・山内敏男：砂防 CSG 工法の試験施工（温度観察結果）について，平成 13 年度砂防学会研究発表会概要集，p.12－13，2001
- 32) 茅原伸喜・常保雅博・中村幸一・吉廻伸・中濃耕司・佐藤哲也：低強度建設材料の凍結融解可能性とその対策，平成 18 年度砂防学会研究発表会概要集，p.54－55，2006
- 33) 田井中治・村松悦由・小峰正・中濃耕司・岡村祐介・森松芳隆：INSEM 工法における外部保護材の安定性確保について，平成 19 年度砂防学会研究発表会概要集，p.258－259，2007
- 34) 吉留寛之・永田千広・中濃耕司：桜島コンクリート堰堤における摩耗と修繕の実態，平成 27 年度砂防学会研究発表会概要集，p.B-236－B-237，2015

4 INSEM 及び INSEM 構造体の経年変化に関する研究

4.1 概 説

砂防ソイルセメントのうち工法の実構造物への適用は、平成 7 年度着工の長崎県雲仙普賢岳の水無川 1 号砂防堰堤に始まる。その後、三宅島（雄山）噴火（2000 年）、新潟県中越地震（2004 年）、平成 23 年台風 12 号土砂災害（紀伊半島、2011 年）等の大規模な土砂災害現場はもちろんのこと、地先砂防においても経済性、施工性、現地発生土砂の有効活用等の利点から INSEM 工法が積極的に活用されている。平成 21 年には砂防ソイルセメント工として土木工事標準積算基準が新規制定され¹⁾、現在では、INSEM 工法は一般的な工法として認識されている。しかしながら、INSEM 及び INSEM 工法は、開発から 20 年弱の新工法・新技術であるがゆえ、INSEM 工法により構築された構造物の長期的な品質に対する検証は十分に実施されていない。

INSEM は、コンクリートに比べて低強度のうえ、耐久性に影響がある水セメント比 W/C が大きく早期劣化が懸念される材料である。INSEM の適用対象である砂防施設は、山間部の土砂移動が顕著で、気象条件の厳しい、すなわち早期劣化が発生・進行しやすい条件を有する場所に構築されることが多い。そのため、INSEM などの使用材料には構造物の耐用年数内において早期の劣化が発生しない程度の耐久性能が要求される。ここで、第 3 章で検討したように“耐久性能”もしくは“経年変化”を評価するための適切な室内での試験方法は、現状では確立されていないという課題がある。そのため、INSEM 及び INSEM 工法により構築された構造体（以下、“INSEM 構造体”と称す）の長期的な品質の検証は、現状では、自然環境下における経年変化・耐久性能を継続的なモニタリングなどにより、確認するしか適切な手段はないと考えられる。

本章では、このような実状を踏まえ、冬期の気象条件の厳しい山間部に構築された INSEM 構造体の経年変化、及びモニタリングとして実施された INSEM の曝露供試体の観測事例を示し、現時点における自然環境下における INSEM の耐久性能を評価することを目的とする。

4.2 自然環境下における INSEM の経年変化に関する研究の必要性

第 3 章でまとめたように、経年変化、耐久性能に関する過去の室内での研究事例から、コンクリートと比べて耐久性能が劣るといった結果や、強度が大きくなるほど耐久性能が向上するといった結果が得られている。しかし、実際の INSEM 構造体に作用する気象等の条件は、室内試験の条件と一致してしない。このことが、INSEM の耐久性能の評価を困難にしている大きな理由と考えられる。

INSEM 構造体の継続的な経年変化の観測事例には、堀らの研究²⁾と川村らの研究³⁾の 2 事例がある。これらの研究では、INSEM の強度は材齢と共に増加していることが報告されている。ここで、川村らの研究は、標高約 1,400m の立山カルデラ内の寒冷な地域に構築した試験施工構造体を対象としたもので、寒冷地における INSEM 構造体の耐久性能の評価資料にできる。しかし、堀らの研究は、標高約 30m の栃木県の工場敷地内に構築した試験施工構造体を対象としたもので、INSEM 構造体の長期的品質としては重要であるが、凍結融解等の厳しい気象条件に対する耐久性能の把握を目的とした観測事例ではない。一方、構造体における摩耗状況の観測事例として、築 5 年の構造体の追跡調査を実施した中村らの研究⁴⁾がある。同研究では、土石流・流水通過部の下流側で摩耗が進行していること、最大摩耗深さは 10.5cm であったことが報告されているが、土石流や流水の流下・通過条件等が不明である。

このように新工法・新技術である INSEM 構造体の経年変化に関する研究は、その重要性に比べて観測事例が極めて少ないことが実状である。また、第 3 章第 4 節及び第 5 節にも示したように、室内における凍結融解試験や摩耗試験の条件は、自然環境下と大きく異なり、凍結融解抵抗性並びに摩耗抵抗性に優れるかどうかは評価できても、自然環境下での凍結融解や摩耗に伴う劣化によって構造物の安定性に支障をきたすかどうかは評価できないという課題がある。

近年、外部保護材の開発・普及に伴い INSEM 工法の適用件数が増大している⁵⁾。これらの外部保護材には、施工性や経済性の理由から数 mm の鋼材や十数 cm のコンクリート二次製品が用いられることが多い。ここで、外部保護材はアンカー等により構造物内部の INSEM と連結されることから、INSEM 構造体表面の劣化部の流出及びこれに伴う劣化進行を抑制する効果が期待できる。しかし、田中らの研究⁶⁾で、INSEM 構造体内の外気温の影響は構造物表面より約 50cm の範囲に及ぶことが指摘されているように、凍結融解等の気象作用の影響は外部保護材の内部の INSEM まで及ぶことが推測される。

また、INSEM 構造体の水通し等の摩耗対策には 30～50cm 程度のコンクリートで保護される事例が多いが、既設の砂防堰堤の摩耗事例を見れば明らかなように、土石流が頻発する溪流では、水通し部の摩耗は数十 cm～数 m に達する事例（写真 3.5-1 参照）が観測されており、長期的な視点に立てば、コンクリートの内部の INSEM が流水・土石流に晒される危険性が想定される。ただし、砂防堰堤においても定期的な点検がなされ、水通し等の摩耗が進行すれば、修繕等の維持管理が実施されることが実状である。このように砂防施設においても、点検、診断、補修・改築といった維持管理サイクルが実践されている実状を考慮すれば、INSEM が土石流・流水の摩耗作用を受けることを想定した場合、その期間は短く、回数も少ないことが予想される。

以上のように、現在までの観測事例が極めて少ないこと、特に寒冷地では構造物表面から激しい気象作用の影響を受けること、内部であっても INSEM が摩耗作用を受ける可能性が否定できないことなどを考慮すれば、新工法・新技術の宿命である長期的な劣化または健全度の確認と今後実施すべき修繕・改築に関する基礎情報の把握を目的として、INSEM 構造体の経年変化の観測事例を増やす必要があると判断できる。

本章では、標高 1,200～1,300m 程度の寒冷な山間地である栃木県湯沢と山梨県丸沢において、継続的に実施してきた INSEM 構造体及び INSEM 供試体の経年変化の観測事例を対象として、INSEM 及び INSEM 構造体の耐久性能の検討・評価を行う。

4.3 栃木県湯沢における経年変化観測事例

4.3.1 本研究の目的

栃木県内の湯沢（図 4.3-1 参照）において構築された砂防堰堤（以下，“検討対象砂防堰堤”と称す）は、15m 以上の砂防堰堤の本堤へ INSEM 工法を大規模に適用した最初の事例である。

そのため、施工と並行し、今後の INSEM の適用拡大が推進されるよう、砂防施設表面まで INSEM を適用した場合、施工途中や施工後に凍結融解作用や摩耗作用を受ける場合等を想定して種々の試験が実施された。また、平成 19 年 9 月 6～7 日には、台風の影響で INSEM 打設面上を流水・土石流が通過する事態が発生した。

このような状況・実態を踏まえ、本節では、ハイダムに INSEM 工法を適用した検討対象砂防堰堤において実施されてきた、曝露供試体や構造体の経年変化の計測結果及びこの結果に基づく耐久性能に関する知見を報告する。



図 4.3-1 検討対象砂防堰堤が存在する湯沢の位置図

4.3.2 検討条件

(1) 対象施設及び工事概要

検討対象砂防堰堤は、鬼怒川右支川湯沢流域内の鬼怒川本川合流点から約 2km 上流の河床勾配 1/21 の地点に計画された。標高約 1,200m の山間地で、冬期は積雪の影響で現場に立入れないこと（写真 4.3-1 参照）、既設工事用道路と河床の比高差が約 80m と大きいことなどの施工制約条件があり、工期短縮と工事コスト縮減を目的として INSEM 工法の適用が計画された。なお、施工は平成 17～21 年度の約 5 年（うち INSEM 打設は平成 18～20 年の約 3 ヶ年）で実施された。

図 4.3-2 に検討対象砂防堰堤の構造を示す。検討対象砂防堰堤は、図 4.3-2 に示すように堤高 22m、堤長 90m のハイダムで、堤体量は約 24,500m³（副堤含む）に達し、本堤部の上部 6.5m、副堤水通し及び袖天端 0.5m、岩着部 0.5m を除く部位に、堤体量の約 78%に相当する約

19,100m³の INSEM が打設された。



写真 4.3-1 検討対象砂防堰堤周辺の冬期積雪状況(平成 17 年 12 月, 写真提供 ; 佐田建設㈱)

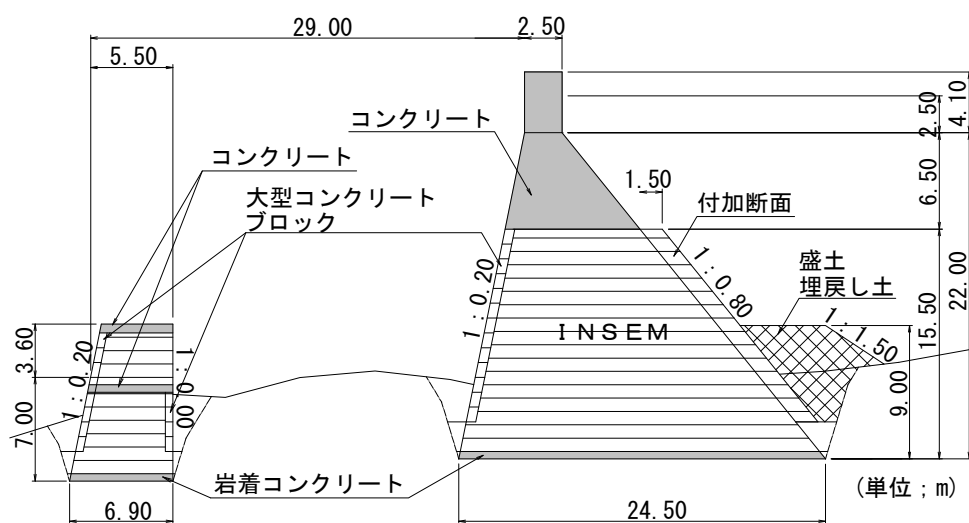


図 4.3-2 検討対象砂防堰堤の構造



写真 4.3-2 完成後の検討対象砂防堰堤

(2) 施工条件

1) INSEM の諸元・規格

検討対象砂防堰堤における INSEM の目標強度 σ_{28} は, 詳細設計時の基準であった「砂防ソイ

ルセメント活用ガイドライン」⁷⁾に示された凍結融解性能から要求される圧縮強度（6.0N/mm²）が、内部応力に対して必要な圧縮強度（最大圧縮応力 $\sigma_{max} \times \text{安全率 } n = 0.58 \times 4 = 2.4 \text{ N/mm}^2$ ）より大きいことから、安全側の値となるように $\sigma_{28} = 6.0 \text{ N/mm}^2$ に設定した。

この目標強度を満足するための配合、目標諸元及び標準的な施工機械・規格は、現場配合試験及び試験施工結果に基づき表 4.3-1 に示すように決定した。ここで、水セメント比 W/C は 94%（=150/160）と耐久性に優れるコンクリートの目安である 60%よりも非常に大きい。なお、検討対象砂防堰堤における配合設計手法には、コンクリートアプローチを採用した。なお、目標供試体強度は、富士川砂防事務所の事例⁸⁾を考慮し、目標強度に割増係数 $k=2.0$ を乗じて 12.0N/mm² に設定した。

表 4.3-1 検討対象砂防堰堤における INSEM の諸元・規格

配合名	配合量 (kg/m ³)			目 標 諸 元
	セメント C	水 W	土砂 G	
C160W150	160	150	1,965	最大礫径 $G_{max} = 80 \text{ mm}$ 目標 V/C 値 = 5~10秒 目標強度 $\sigma_{28} \geq 6.0 \text{ N/mm}^2$ 目標供試体強度 $\sigma_{28} \geq 12.0 \text{ N/mm}^2$ 単位体積重量 $\gamma \geq 21.08 \text{ kN/m}^3$
主な 施工方法	製 造	簡易プラント		強制二軸練り
	運 搬	10t級ダンプトラック		二山以上のラップダンピング
	敷均し	3t級ブルドーザ		敷均し厚50cm程度
	締固め	10t級振動ローラ		無振動2回+有振動6回+無振動2回

2) 使用母材特性

検討対象砂防堰堤の INSEM に活用した母材の粒度分布を図 4.3-3 に示す。また、表 4.3-2 には粒度別含有率、表乾密度、吸水率を示す。表乾密度及び吸水率は 0~5mm, 5~20mm, 20~40mm, 40~80mm の 4 分級で計測し、各粒径含有率を考慮して加重平均して求めた値である。

図 4.3-3 に示したように、INSEM 母材は 0.075mm 未満の細粒分は、施工期間を通して 3.9% 以下と少ないものであった。粒度分布では、施工初期の平成 18 年 10 月に測定した粒度分布が他のデータと多少異なり、10mm 以上の礫の含有率が多い傾向を示した。ただし、平成 18 年 11 月以降 INSEM 完了までは、大きな粒度の変動は認められなかったことから、平成 18 年 10 月の INSEM 母材は、細かい粒子が流出した堆積域の表層部から採取したことの影響と推察される。

INSEM 母材の表乾密度は、2.465~2.474g/cm³ を示し、コンクリートに使用する骨材の密度である細骨材 2.50~2.65 g/cm³、粗骨材 2.55~2.70 g/cm³ 程度⁹⁾と比較して小さい値を示したが、変動係数は 0.1%と小さいことが確認された。また、吸水率は 3.90~4.28%を示し、変動係数も 2.7%と小さいものであった。

これらの結果より、検討対象砂防堰堤工事に活用した母材のばらつきは、相対的に小さいものであったと評価される。これは、採取位置が工事開始の数年前に満砂状態となった直下流の砂防堰堤であったため、流下中に泥等の細粒分が洗い流されるなど、ほぼ同一の環境で堆積した土砂であったためと推察される。

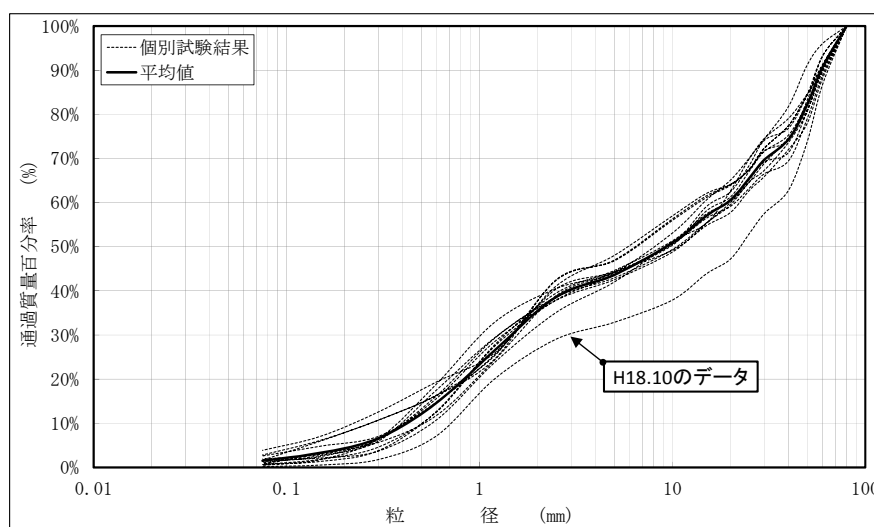


図 4.3-3 INSEM 母材の粒度分布

表 4.3-2 INSEM 母材の物理特性変動

表 4.5.2 INSEM 母材の物理特性変動					
項 目		平均値	最大値	最小値	変動係数
粒径別 含有率	40～80mm	25.8%	37.0%	18.0%	17.6%
	20～40mm	13.8%	19.0%	10.0%	16.4%
	05～20mm	16.8%	21.0%	14.0%	12.1%
	00～05mm	43.6%	48.0%	33.0%	8.1%
	2mm未満	34.0%	37.6%	25.6%	8.4%
	0.075mm未満	1.5%	3.9%	0.1%	69.1%
母材表乾密度(0～80mm)		2.469g/cm ³	2.474g/cm ³	2.465g/cm ³	0.1%
母材吸水率(0～80mm)		4.08%	4.28%	3.90%	2.7%

測定期間: H18.5～H20.10のうちINSEM打設13ヶ月
測定月: (現場配合試験・試験施工前)H18.5, (施工期間)H18.10, H18.11, H19.6,
H19.7, H19.8, H19.11, H20.5, H20.6, H20.7, H20.8, H20.9, H20.10
試験回数: 13回(1回/月)

3) 強度特性

検討対象砂防堰堤では、総計 98 日にわたり INSEM 材を打設し、打設時には、3 材齢（7，28，91 日）×3 本の供試体（ $\phi 125\text{mm} \times H250\text{mm}$ ）の供試体を作成し、圧縮強度と単位体積重量を測定した。その結果を図 4.3-4、4.3-5 に示す。

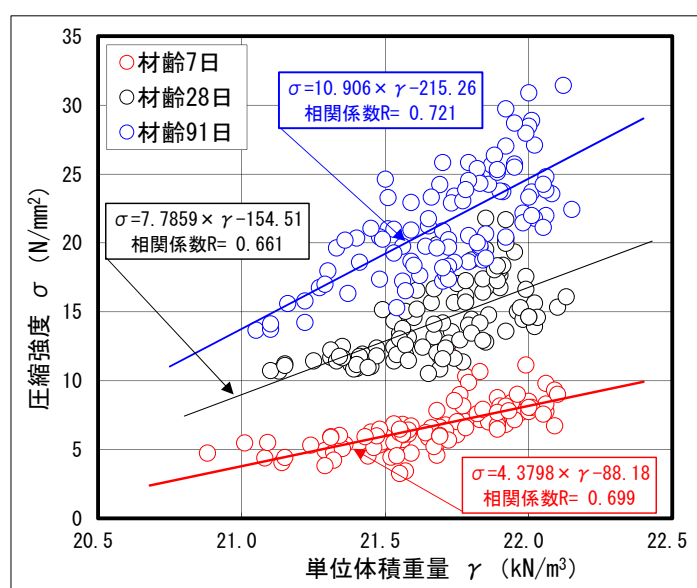


図 4.3-4 単位体積重量 γ と圧縮強度 σ の関係

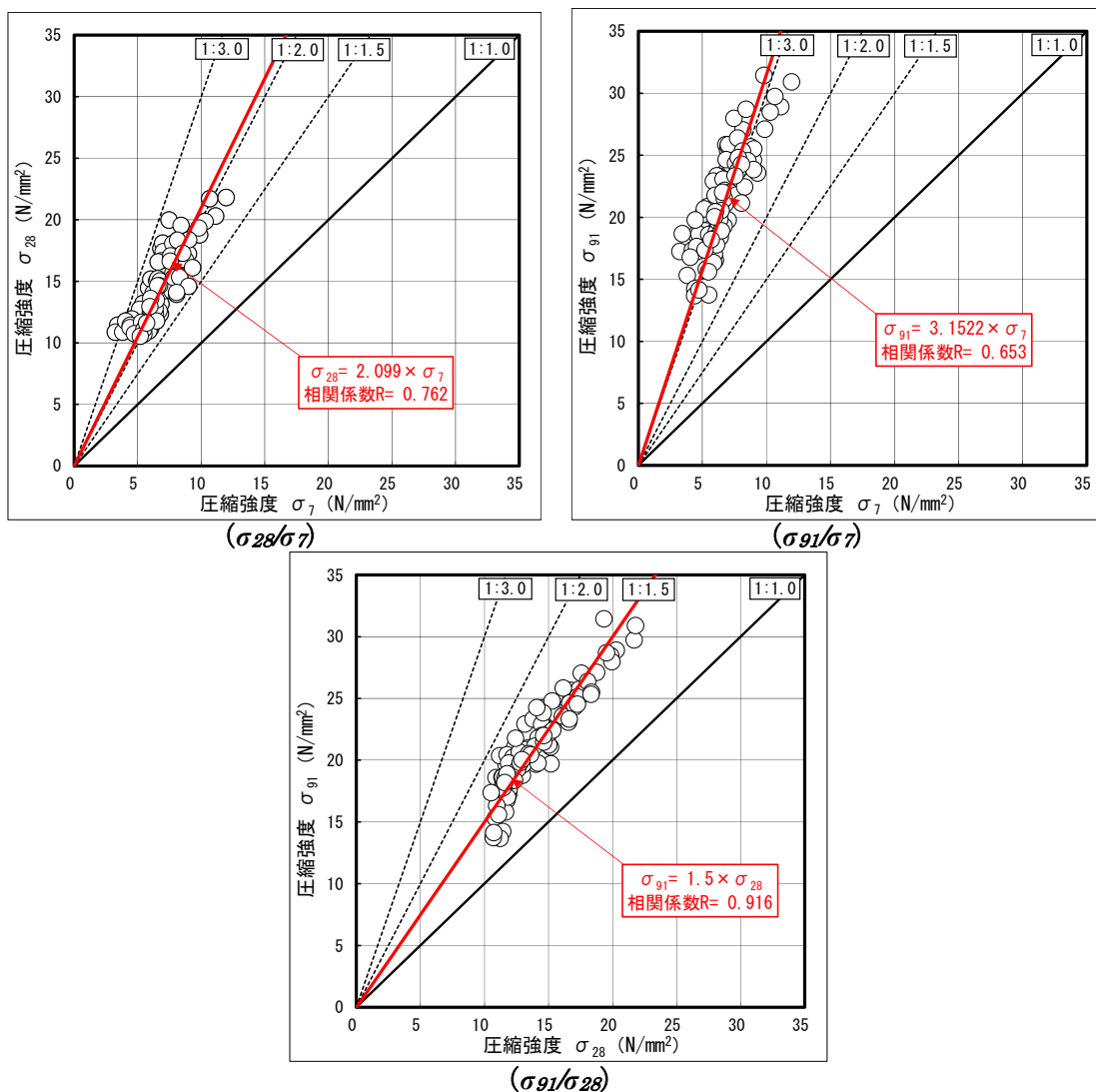


図 4.3-5 2 材齢間の強度伸び率

図 4.3-4 より、コンクリート同様に、単位体積重量が大きいほど圧縮強度が大きくなること、材齢が増すにつれ強度が増加することなどが確認できた。また、図 4.3-5 より、強度の伸び率は、材齢 7 日から 28 日で約 2.1 倍、材齢 7 日から 91 日で約 3.1 倍、材齢 28 日から 91 日で約 1.5 倍であった。これらの結果から、検討対象砂防堰堤における INSEM が、コンクリートと同様な強度特性を示すことが確認できた。

4.3.3 試験・検討の背景と方法

前述したようにコンクリートと比較して低品質の INSEM は、圧縮強度や耐久性能等の長期的な品質が早期に低下すること懸念されるが、これらの測定事例は少ない。このような実情を踏まえ、検討対象砂防堰堤工事では、工事前からモニタリングが計画され、自然環境下における長期強度、凍結融解抵抗性、摩耗抵抗性の経年変化の把握を目的に、平成 23 年 8 月まで曝露試験が実施された。

曝露試験は、冬季に積雪の影響を受ける施設近傍で回収が容易な位置に、試験施工時並びに施工初期段階で作製した $\phi 125\text{mm} \times H250\text{mm}$ 及び $\phi 200\text{mm} \times H400\text{mm}$ の供試体を材齢 28 日まで 20°C に設定した試験室内で湿潤養生したのち曝露し、一定の期間後に供試体強度（以下、曝露供試体強度）や凍結融解抵抗性、摩耗抵抗性を測定した。ここで、試験施工時（平成 18 年 10

月 5 日) に作製した曝露供試体を INSEM①, 施工初期段階 (平成 18 年 11 月 9 日) に作製した曝露供試体を INSEM②とする。

長期強度は, $\phi 125\text{mm} \times H250\text{mm}$ の曝露供試体を用いて JIS A 1108 に基づき測定した。

凍結融解抵抗性の評価は, 自然環境下に曝露した INSEM の供試体で実施した。具体的には, あらかじめ調査供試体に選定した 9 本 (INSEM①, INSEM②及び比較対象のコンクリートの各 3 本) の曝露供試体 ($\phi 125\text{mm} \times H250\text{mm}$) を対象として JIS A 1127 に基づき継続的に測定した一次共鳴振動数及び相対動弾性係数により凍結融解抵抗性を評価するものとした。

摩耗抵抗性の評価は, 第 3 章第 5 節に示したロサンゼルス試験機を利用した摩耗抵抗性評価試験方法に基づき実施した。なお, 検討対象砂防堰堤工事において実施された摩耗試験結果は, 第 3 章第 5 節の No.3 に該当している。そのため, 摩耗抵抗性に関しての室内試験結果は本節での記載は省略する。ただし, 検討対象砂防堰堤工事中に, INSEM 打設面上を流水・土石流が流下した事例が観測された。当該観測事例に基づき, 自然環境下における摩耗抵抗性を評価するものとする。

4.3.4 検討結果及び考察

4.3.4.1 長期強度測定結果

長期強度 (曝露供試体強度) は, 平成 18 年 10 月～平成 23 年 8 月までの約 4 年 10 ヶ月経過後 (材齢 1,751～1,786 日) まで測定した。その結果を図 4.3-6 に示す。また, 図 4.3-7 には, 同曝露供試体の単位体積重量測定結果を示す。

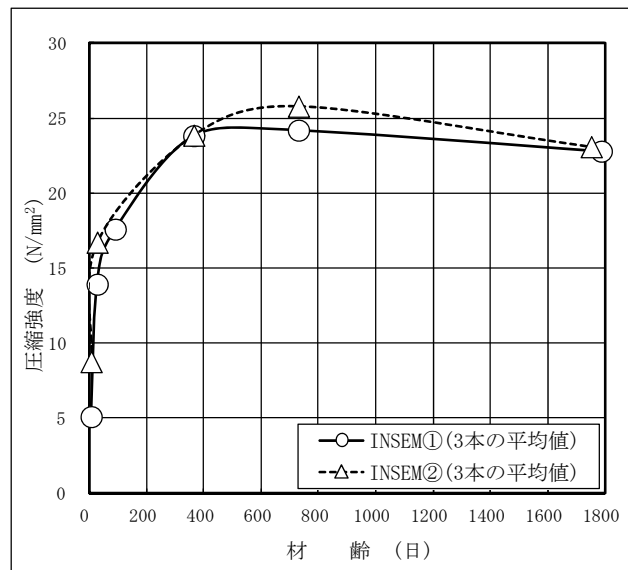


図 4.3-6 曝露供試体による長期強度測定結果

図 4.3-6 より, 材齢 730 日まで曝露供試体強度は増加傾向であったが, 材齢 1,751～1,786 日は材齢 730 日の発現強度に比べて若干の強度低下が認められた。図 4.3-7 に示した単位体積重量には, 降雨等の気象条件の影響と推測される比較的大きな変動が認められたが, 圧縮強度との関連性は認められない。単位体積重量の低下が観測されていない結果であることから, 材齢 1,751～1,786 日のデータにおける強度低下傾向が, 劣化に伴う強度低下によるものか, あるいは安定期に入った圧縮強度のばらつきであるかの評価は困難である。しかし, より長期の経年変化観測事例として後述する山梨県丸沢の事例でも同様な傾向が認められていることから, 安定期の圧縮強

度のばらつきと推測される。

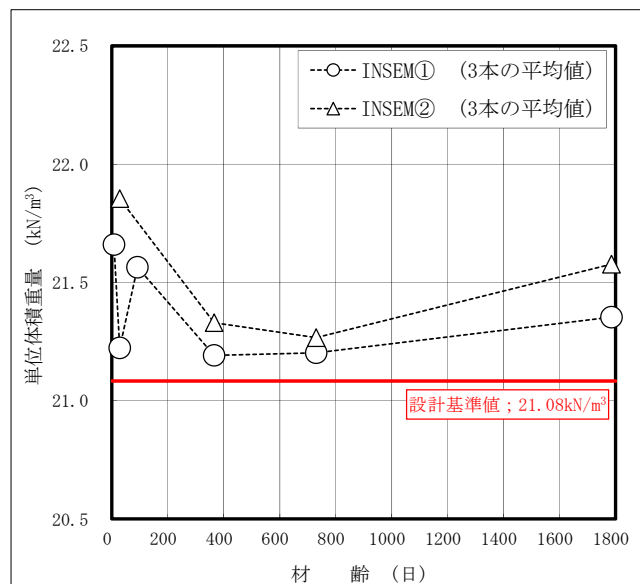


図 4.3-7 曝露供試体による単位体積重量測定結果

検討対象砂防堰堤は、工事道路から約 80m 下方の谷底に建設され、資機材等の搬入・搬出が容易でないことから、構造体の長期強度を測定することはできず、曝露供試体のみでの評価とせざるを得なかった。堀らの研究²⁾では、積雪の影響は小さいものの冬期には氷点下を下回る環境下となる箇所に構築された構造体より採取したコア強度が築 7 年程度まで増加傾向にあったことが報告されている。図 4.3-6 に示した結果と相違する理由には、気象条件の影響だけでなく、質量に対する表面積の割合が構造物に比べ曝露供試体の方が非常に大きいことから、凍結融解や乾湿繰り返しの影響が構造物に比べて大きかったことも影響していると推察される。これは曝露供試体の単位体積重量の変動が大きいことから推測できる。

4.3.4.2 曝露供試体による凍結融解抵抗性

図 4.3-8 に相対動弾性係数と曝露期間（材齢）の関係を示すとともに、曝露期間中の凍結期間の諸元を表 4.3-3 に示す。ここで、相対動弾性係数は、越冬前（材齢 28 日）を初期値とし、平成 23 年 8 月まで、第 1 回凍結期間後（材齢 339～374 日）、第 2 回凍結期間後（材齢 684～716 日）、第 5 回凍結期間後（材齢 1,751～1,786 日）の計 3 回測定した。凍結期間・凍結指数は、「道路土工要綱」（社団法人日本道路協会）¹⁰⁾に示された手法に基づき算出した値である。曝露地点の気温条件は、年あたりの平均値で凍結期間 88 日間、凍結指数約 312℃・days、最低日平均気温 -9.0℃より、曝露供試体が凍結融解作用を受けていることが類推できる。

図 4.3-8 より、相対動弾性係数は曝露期間、すなわち凍結融解回数の増大に伴い低下する傾向が認められた。ただし、第 5 回凍結期間後でも凍結融解抵抗性低下の目安となる 70%以上¹¹⁾を示している。なお、比較対象として実施したコンクリート供試体の相対動弾性係数も初期値の 80% 以下まで低減している。

相対動弾性係数を測定した供試体と同位置に曝露した供試体を用いた、材齢に近い相対動弾性係数と曝露供試体強度（図 4.3-6 参照）の関係を図 4.3-9 に示す。図 4.3-9 より、現時点までの測定結果では相対動弾性係数は測定初期値から 16～24%程度低下が認められる。一方、曝露供試体強度は最大時から 1.4～2.7N/mm²低下しているものの、材齢 28 日の曝露供試体強度の 1.4～

1.6 倍を示している。曝露供試体では相対動弾性係数を測定した供試体を含め、曝露上面で雨滴や乾湿・凍結融解等の繰返し作用によるものと想定される軽微な表面凹凸が認められた。曝露供試体強度の発現値に比べ、相対動弾性係数で顕著な低下が認められる理由は、コンクリート供試体における相対動弾性係数が比較的小さい値を示すことを考慮しても、供試体極表面の劣化に伴う凹凸の影響、すなわち初期値測定と異なる条件で一次共鳴振動数が測定された影響と推測される。

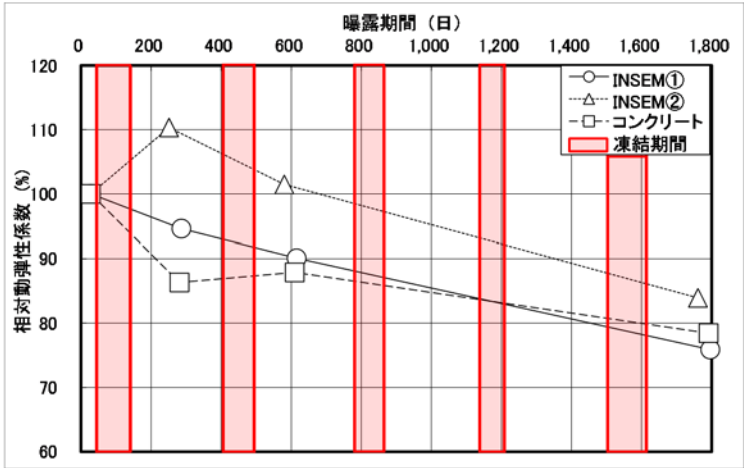


図 4.3-8 相対動弾性係数と曝露期間

表 4.3-3 曝露期間中の凍結期間の諸元

凍結期間	凍結指数 ($^{\circ}\text{C} \cdot \text{days}$)	最低日平均気温 ($^{\circ}\text{C}$)
2006/12/17 ~ 2007/3/23	96日間	247.9
2007/12/13 ~ 2008/3/10	88日間	378.4
2008/12/22 ~ 2009/3/16	76日間	247.3
2009/12/14 ~ 2010/2/22	70日間	275.9
2010/12/14 ~ 2011/4/4	111日間	410.1
平均 値	88日間	311.9

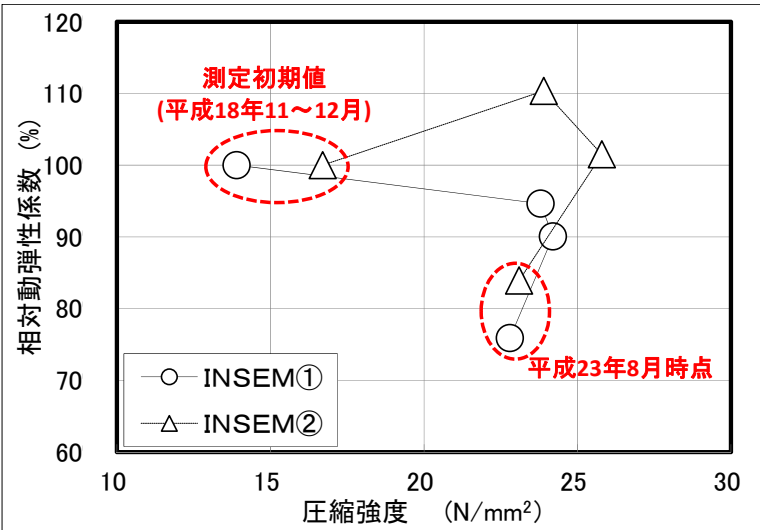


図 4.3-9 相対動弾性係数と圧縮強度の変化

以上の状況から、相対動弾性係数の低下は認められたものの、曝露供試体強度測定結果の極端な低下が認められないことから INSEM には 5 年程度での早期劣化は認められないと評価できる。

4.3.4.3 被災事例に基づく摩耗抵抗性の検証

INSEM の摩耗抵抗性が自然環境下でどの程度で発現するかについては、凍結融解抵抗性と同

様に明確ではない。ここで、検討対象砂防堰堤では施工中の平成 19 年 9 月 6 日に台風 9 号通過による土石流によって被災した。以下に、この被災事例に基づき INSEM の摩耗抵抗性について検討を行う。

1) 被災時の降雨条件

検討対象砂防堰堤施工現場における台風 9 号通過時の降雨測定結果を図 4.3-10 に示す。検討対象砂防堰堤施工現場では、平成 19 年 9 月 5 日の 10 時ごろより降雨が観測され、9 月 8 日の 19 時以降 9 月 7 日の 11 時頃まで強い降雨が連続した。時間最大雨量は 40mm/h(9/7 の 1:00~2:00)を示し、連続雨量(9/5,10:00~9/7,13:00)は 391mm に達し、最大 24 時間雨量は 349mm であった。特に強い降雨が続いた時間は、9/6 の 19:00 からの 12 時間で、連続 282mm (総雨量の 72%) の降雨量が観測された。なお、この時間内の平均時間雨量は 23.5mm/h であった。

ここで、検討対象砂防堰堤に 100 年超過確率における 24 時間雨量は 414mm であり、当該降雨量 349mm/24h はこの 100 年超過確率雨量の 84%に相当する。

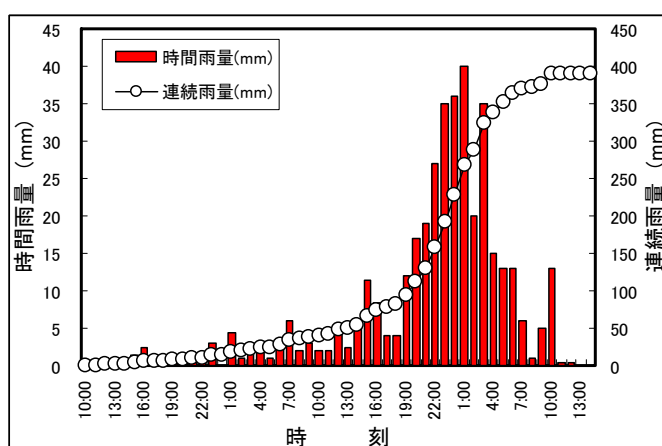


図 4.3-10 台風 9 号に伴う降雨における時間雨量と連続雨量

2) 台風 9 号に伴う土石流状況

写真 4.3-3 に台風 9 号通過時の出水後期及び翌日の出水状況を示す。表 4.3-4 には、台風 9 号に伴う土石流の推定諸元等を示す。



(平成 19 年 9 月 7 日 AM9:00)



(平成 19 年 9 月 8 日)

写真 4.3-3 台風 9 号通過後の出水状況 (写真提供；佐田建設株式会社)

表 4.3-4 台風 9 号に伴う土石流の推定諸元等

清水 流量 (m^3/s)	推定土石流 ピーク流量 ^{※1)} (m^3/s)	限界掃流力 による移動礫 の平均粒径 (cm)	実測最大礫形状	推定 土石流 単体 ^{※2)} (m/s)	推定 土石流 速 ^{※2)} (m/s)	推定 礫の衝 突力 ^{※3)} (kN/m^2)	推定 流体力 (kN/m)
157.4	236.1	83.7	2.3m×0.95m×1.1m	1.49	2.55	3,881	12.69
※1) 推定土石流ピーク流量は土砂混入率50%を考慮して設定 ※2) 推定土石流単体(単位体積重量)は土砂の密度 $2.474\text{g}/\text{cm}^3$ が容積率で50%混入すると想定して設定 ※3) 推定礫の衝突力は限界掃流力による移動礫の平均粒径に対して算出							

3) 台風 9 号による被災状況

写真 4.3-4 には被災前の状況を、写真 4.3-5 には被災後状況を示す。検討対象砂防堰堤の本堤の上流域及び天端の大部分が、流出土砂により埋没または覆土していることが確認できる。被災後の流路は、左右岸によっている。これは、堰堤前面（下流面）に約 50cm の高さで突出した外部保護材の大型コンクリートブロックの影響によるものである。なお、被災した INSEM の打設面は 7 月 31 日から 8 月 2 日に打設され、その材齢は 1 ヶ月程度であった。



写真 4.3-4 被災前状況（平成 19 年 8 月 27 日撮影，写真提供；佐田建設株式会社）



(右岸側斜面より望む)

(左岸側より望む)

写真 4.3-5 INSEM 打設面の土石流被災事例（平成 19 年 9 月 13 日撮影）

写真 4.3-6 に検討対象砂防堰堤の現況天端で認められた大礫を含む堆積土砂の状況を示すとともに、目視上の含有率を表 4.3-5 に示す。

写真 4.3-6 より、被災打設面上で確認された堆積土砂中の大礫径は $\phi 50\sim 60\text{cm}$ 程度であった。また、堆積土砂中の目視上の含有率は、表 4.3-5 に示したように $\phi 60\text{cm}$ 以上が 0～5%程度と少なく、10cm 以下が 60～80%を示した。このように堆積礫の径が相対的に小さいことは、当該区

間の元河床勾配が 1/21 と緩いためと推測される。

なお、被災打設面上にはφ100cm 程度以上の巨石は認められなかったが、除石作業員へのヒアリングにより、堰堤直上流及び直下流には 100cm 以上の巨石が流出していたことが確認されている。除石された堆積土砂のうち最も大きな巨石を写真 4.3-7 に示す。当該巨石は、長 2.3m×高 0.95m×奥 1.10m で、堰堤の直上流の仮排水路内に堆積していたことから、今回の土石流により上流部より運搬されてきたものと判断できる。

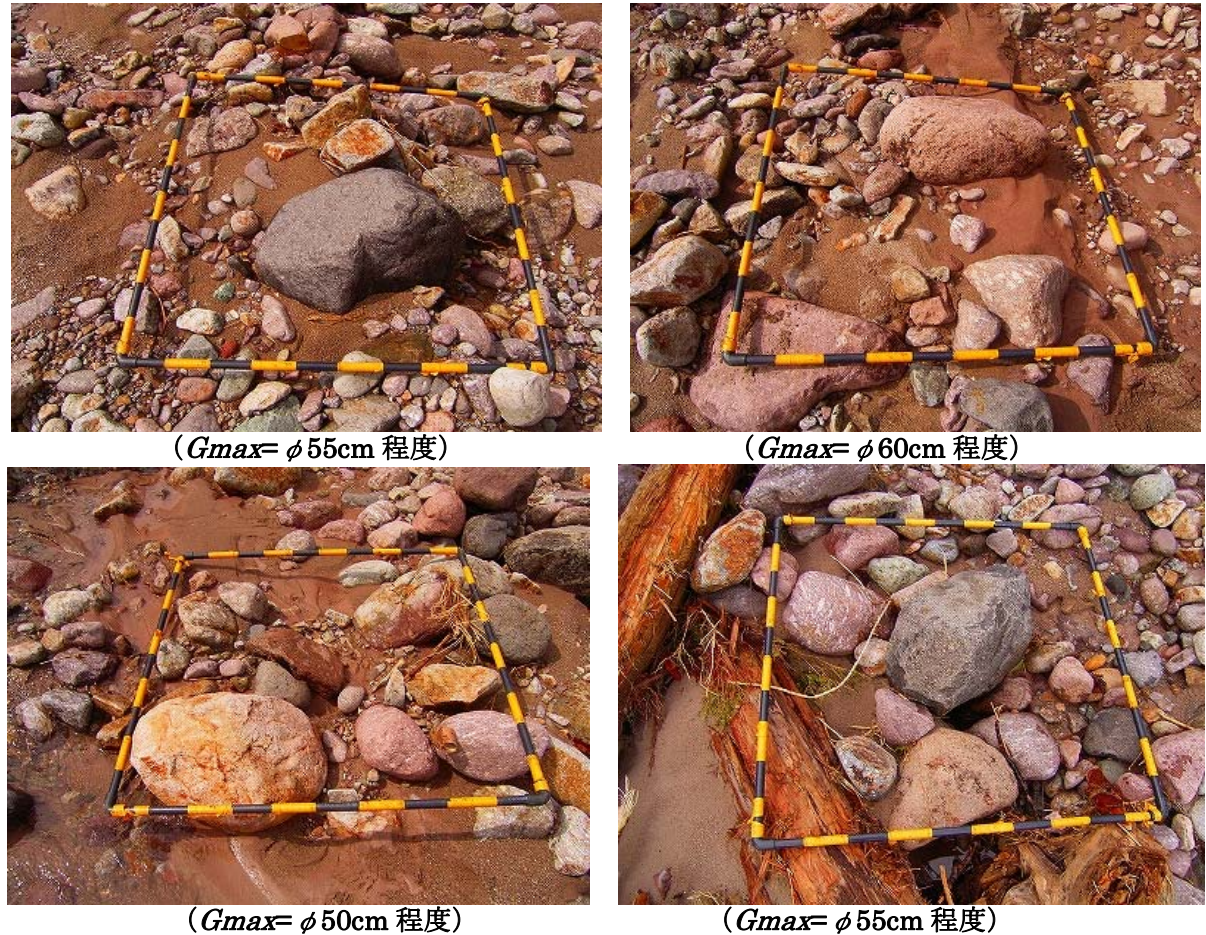


写真 4.3-6 打設面上の堆積土砂の状況
表 4.3-5 打設面上の堆砂土砂の目視上の含有率

礫径 (cm)	目視上の含有率 (%)
5cm以下	30～40%
5～10cm	30～40%
10～60cm	10～20%
60cm以上	0～5%



写真 4.3-7 上流仮水路内に堆積した巨石（長 2.3m×高 0.95m×奥 1.10m）

被災直後に流水が存在した箇所、並びに被災 18 日後の平成 19 年 9 月 25 日に流水・土石流の流下箇所の摩耗調査を実施した。被災打設面上の摩耗調査箇所及び摩耗状況を写真 4.3-8～4.3-10 に示す。なお、摩耗調査箇所 No.1～3 の位置は写真 4.3-5 にも記した。なお、No.1, 3 は、堰堤下流面の突出した大型コンクリートブロックによる流向規制の影響で、被災時から少なくとも 1 週間程度は流水が流下している箇所である。

写真 4.3-9 からわかるように、堆砂箇所の被災後の打設面（No.2）状況は、打設完了後の状態、すなわちセメントペーストが全面にわたり存在している状態であった。これは、下流側の突出した大型コンクリートブロックの影響により堆積した土砂が再移動しておらず、この堆積土砂の保護効果により摩耗が進行しなかったためと推測される。すなわち、当該箇所に作用した流水・土石流による侵食・摩耗作用は 1 回程度であり、1 回程度の流水・土石流の流下・堆積による摩耗劣化は、目標強度 6.0N/mm^2 の INSEM ではほとんど発生しない場合もあることが観測できた。ただし、当該箇所では、下流側の突出した大型コンクリートブロックの影響で、最初に到達した土石流の速度・流下エネルギーは低下・減少傾向であった可能性があることに留意が必要である。

一方、写真 4.3-8（No.1）や写真 4.3-10（No.3）等の流水箇所は、写真 4.3-3 や写真 4.3-5 からも明らかなように、出水時及びその後の土石流や流水が障害物によるエネルギーが低減されることなく流下し、その流下に伴う摩耗作用を受けていたと判断できる。しかしながら、写真 4.3-8, 4.3-10 で認められた摩耗は、最大 $236\text{m}^3/\text{s}$ 程度の流量や $\phi 1\text{m}$ 程度以上の転石が流下したにもかかわらず、礫表面の浮き出しや礫の流出が認められる 5cm 以下程度の軽微な摩耗であった。



（摩耗調査箇所の被災直後状況；H19.9.13）



（摩耗状況；H19.9.25）

写真 4.3-8 No. 1（左岸側流水箇所）の摩耗調査箇所及び摩耗状況



(摩耗調査箇所の被災直後状況；H19.9.13)



(摩耗状況；H19.9.25)

写真 4.3-9 No. 2 (堆砂箇所) の摩耗調査箇所及び摩耗状況



(摩耗調査箇所の被災直後状況；H19.9.13)



(摩耗状況；H19.9.25)

写真 4.3-10 No. 3 (右岸側流水箇所) の摩耗調査箇所及び摩耗状況

被災打設面の覆土除去後，図 4.3-11 に示す付加断面の最上流側の隅角部を対象として，土石流礫等の衝突に伴う損傷状況の調査を実施した。その一例を写真 4.3-11 に示す。

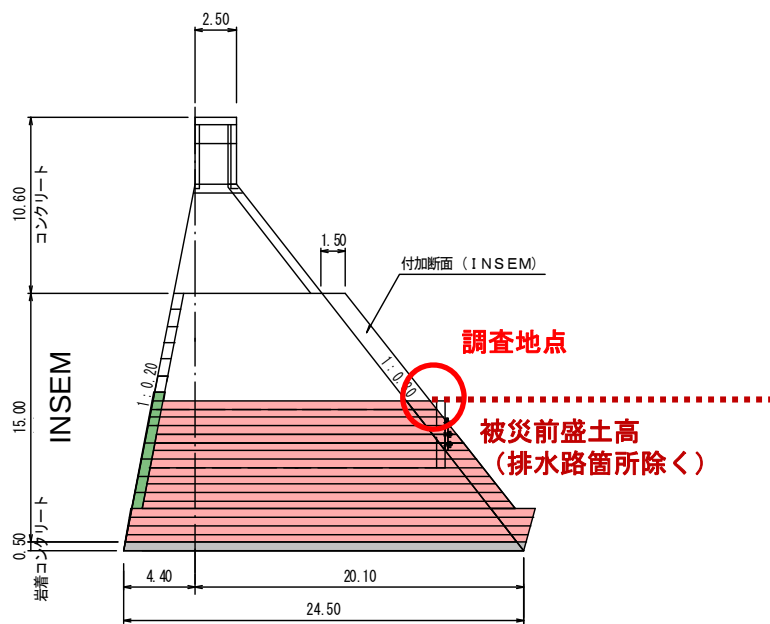


図 4.3-11 礫衝突等による損傷状況調査位置

図 4.3-11 に示すように，当該箇所は付加断面の上流部に位置し，振動ローラによる十分な締固めが実施されなかった箇所である。そのため，堤体内部の INSEM よりも密実でなく，強度も小

さいことが推測される箇所である。また、被災前には、調査地点の高さまで排水路を除き盛土されていたが、粗度係数の違いなどもあり、流水等の通過に伴い堤体と堆砂面の境界には凹みが生じやすく、土石流等により移動してきた礫・転石が衝突する環境となりやすい箇所でもある。

写真 4.3-11 に示したように、付加断面上流側の隅角部では大礫・転石等の衝突によるとみられる、いくつかの損傷が確認された。しかしながら、その程度も 1.5m 幅の堤体断面外の付加断面の上流 50cm 程度の範囲内のみに認められる数 cm 程度の深さの損傷であり、軽微な衝突痕であると判断できる。

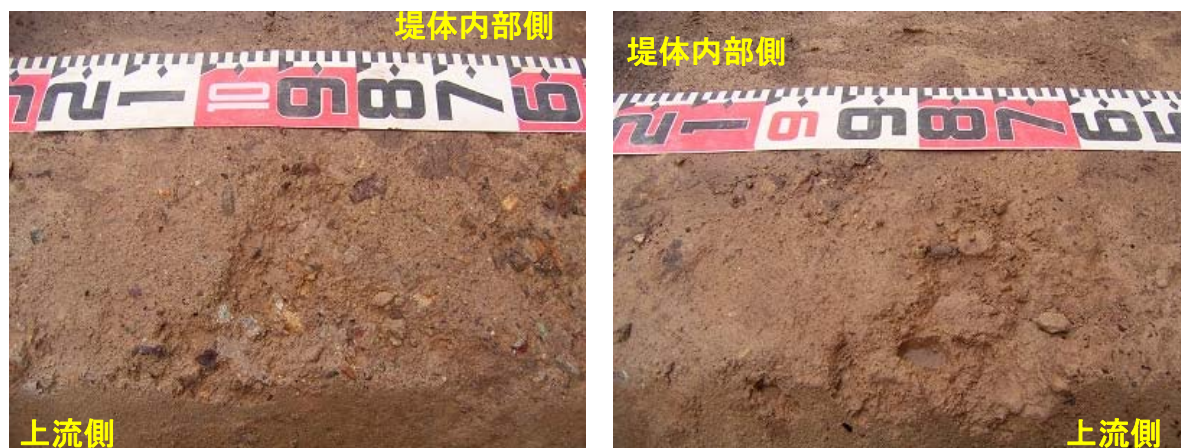


写真 4.3-11 付加断面上流側隅角部の摩耗劣化状況

以上示したように、降雨量が 100 年超過確率における 24 時間雨量 (414mm) の 84% に相当する 349mm によって発生した土石流により被災した構造体であったが、摩耗量及び礫・転石の衝突痕ともに軽微なものしか認められなかった。この事実より、コンクリートに比べて低品質である INSEM であっても、1 洪水程度の土石流・流水では、摩耗や礫・転石の衝突による顕著な損傷はしないことが期待できるといえる。

この自然環境下における摩耗抵抗性の確認結果は、中村らの研究⁴⁾と調和的であり、INSEM はコンクリートに比べ低強度であるが、1 回程度の土石流の流下・衝撃により断面が大きく損なわれるような顕著な摩耗劣化が発生する危険性は低いと評価できる。ただし、本検証事例は、河床勾配が 1/21 と緩く、土石流礫も相対的には小さい条件での事例であることから、より大きな摩耗作用力や礫・転石の衝突力を受けた条件での摩耗・破損等の損傷事例を収集・整理し、検証を行う必要があると判断される。

4.3.5 まとめ

本研究では、検討対象砂防堰堤工事を事例として、INSEM 及び INSEM 構造体の経年変化について整理・検討を実施し、以下のような結果を得た。

- ① INSEM の長期強度測定結果では、材齢 1,751～1,786 日で材齢 730 日の圧縮強度より 1.4～2.7N/mm² の強度低下が認められた。ただし、この現象は早期劣化ではなく、安定期の圧縮強度の変動範囲と考えることが妥当である、
- ② 今回の調査では、凍結期間 5 回、最低日平均気温 -6.8～-10.2℃を経験した曝露供試体でも相対動弾性係数の低下は認められるものの、圧縮強度は相対動弾性係数を測定した材齢 28 日における圧縮強度 (σ_{28}) の 1.4～1.6 倍を示した。この結果より、低強度で水セメント比 W/C の大きい INSEM でも 5 回の越冬に対する凍結融解抵抗性を有することが検証でき

た。

なお、平成 26 年 7 月には、写真 4.3-12 に示すように図 4.3-11 に示した検討対象砂防堰堤の付加断面の上流側のり面及び最上部打設面において越冬 8 回経験後の INSEM 構造体の状況の観察ができた。目視できる範囲には凍結融解などに基づく変状は認められなかった。このことから INSEM は一定レベルの凍結融解抵抗性を有すると評価できる。



(全 景) (近 景)
写真 4.3-12 越冬 8 回経験後の付加断面箇所の状況・状態

- ③ 施工中の土石流による被災時には、弱材齢の INSEM 打設面上を土石流が流下し、堤体の上流側では土石流の礫・転石の衝突痕跡が認められた。また、1 週間程度以上は INSEM 打設面上の被災箇所の流水が流下していた。このような状況にもかかわらず、摩耗及び礫・転石の衝突に伴う損傷は非常に軽微なものしか認められなかった。この結果より、INSEM は 1 回程度の出水や土石流の摩耗・衝撃では断面を著しく損なわない程度の摩耗抵抗性を有することが検証できたといえる。

また、今後の課題としては、以下のような点があげられる。

- 1) 厳しい気象条件における、より長期で INSEM 構造体の経年変化を複数計測し、INSEM の凍結融解抵抗性を今後とも継続的に検証していく必要がある。
- 2) より大きな摩耗作用力や礫・転石の衝突力等を受けた条件での摩耗等の損傷事例を収集・整理し、どのような条件の 1 洪水程度の土石流において、INSEM 構造体が安定性や機能を著しく損なわないかを実証していく必要がある。
- 3) 外部保護材との関連性を考慮し、維持管理（修繕）を実施すべき外部保護材もしくは内部の INSEM の劣化状態の判断の目安についても今後検討していく必要がある。

4.4 山梨県丸沢における経年変化観測事例

4.4.1 本研究の目的

前述したように、INSEM 工法は、開発から 20 年弱の新工法・新技術であり、自然環境化における INSEM 及び INSEM 構造体の経年変化・耐久性能の観測・検討事例が少ない。このような実状から、今後の INSEM 工法の普及のためにも、INSEM 及び INSEM 構造体の経年変化の観測事例を増やす必要がある。

「4.2.1 栃木県湯沢における経年変化観測事例」に示した事例では、1 回の出水による土石流及びその後の流水の越流に伴う顕著な摩耗劣化が発生しなかったこと、冬期の最低日平均気温 $-6.8 \sim -10.2^{\circ}\text{C}$ の条件で越冬回数 5 回程度では凍結融解に伴う劣化は発生しなかったことが確認された。ここで、当該事例における凍結融解抵抗性に関する計測は曝露供試体によるもので、ほぼ確実に凍結融解作用を受けている構造体において、継続的な調査が実施されていないことも課題のひとつである。

このような実状を考慮し、本節では、山梨県丸沢において、自然環境下における INSEM 及び INSEM 構造体の経年変化・耐久性能の把握・評価の一事例とすることを目的として、平成 11 年から寒冷な山間地において実施してきた INSEM 供試体及び INSEM 構造体の曝露試験結果を報告する。

4.4.2 検討条件

(1) 検討対象構造物及び供試体

調査地は、図 4.4-1 に示す山梨県韮崎市清哲町青木地先の富士川右支小武川右小支丸沢である。当該地点は標高約 1,300m の山間地に位置し、冬期には積雪の影響（「4.4.3 曝露状況」参照）で立入ができない地点である。

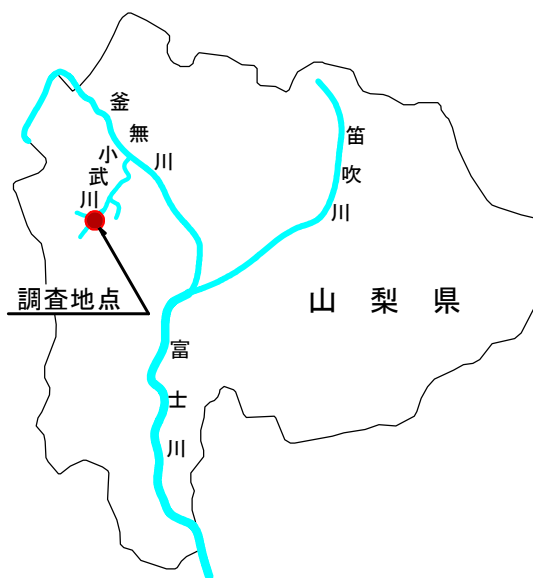


図 4.4-1 調査対象位置図

同地点では、平成 11 年及び平成 12 年に INSEM 工法で構築された護岸（以下，“INSEM 護岸”と称す。また、平成 11 年施工区間を“構造物①”，平成 12 年施工箇所を“構造物②”と称す）と、同護岸の天端に曝露された供試体（以下，“曝露供試体”と称す）を対象として、主として凍結融解に伴う劣化状況の確認を目的とする経年変化の観測を継続的に実施している。

INSEM 護岸の標準断面図を図 4.4-2 に示す。研究対象の INSEM 護岸は、高さ 9.5m、川表側のり面勾配 1 : 0.7、川裏側のり面勾配 1 : 0.0（鉛直）、総延長約 360m の重力式護岸で、構造物表面まで INSEM により構築されている。そのため、凍結融解や摩耗・洗掘による劣化対策として、川表側及び川裏側のり面に 0.5m 厚の断面を付加している。また、付加断面の外部には施工時に採用された土砂型枠により三角形の凸部が成形されている。ここで、丸沢は常時流水を有するものの、流路が INSEM 護岸の対岸側に偏っていることもあり、護岸背面からの支溪合流点および最上流の一部を除けば、当該 INSEM 護岸の川表側のり面は流水と接触しておらず、平成 26 年 6 月の調査時点まで、明瞭な侵食・摩耗劣化は発生していないことが確認されている。

なお、後述するコア供試体は、口径約 $\phi 150\text{mm}$ のコアドリルを用いて INSEM 護岸天端より鉛直方向に採取した約 50cm のコアを整形して作製したものである。

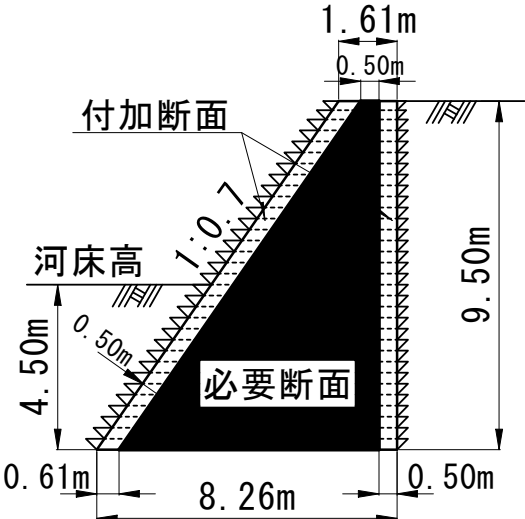


図 4.4-2 INSEM 護岸標準断面図

曝露供試体は、平成 11、14、16 年に 30～50 本作製した $\phi 150\text{mm} \times H300\text{mm}$ の供試体（それぞれ“供試体①”，“供試体②”，“供試体③”と称す）を INSEM 護岸背面の埋戻し土の上位に曝露したものである。平成 11 年の曝露供試体は、平成 11 年の調査対象である構造物①の天端層打設時の INSEM を用いて作製した。また、平成 14、16 年の曝露供試体は、いずれも INSEM 護岸より約 2km 下流の INSEM 工法による床固工施工時に作製した。

表 4.4-1 には、最終強度測定時の構造物及び供試体の材齢を示す。

表 4.4-1 調査対象構造物及び供試体の材齢

区 分	調査対象部位 打設日 又は 供試体作製日	最終強度 測定時の 材齢(年)	越冬 回数 (回)	調査対象		備 考
				INSEM 護岸	曝露 供試体	
構造物①	H11.3.6	14.2	15	○		供試体①は 構造物①の 調査部位打 設時に作製
構造物②	H12.9.29	12.7	13	○		
供試体①	H11.3.6	14.2	15		○	
供試体②	H14.9.3	10.7	11		○	
供試体③	H16.11.19	8.5	9		○	

INSEM 護岸で材齢 12.7～14.2 年、曝露供試体で材齢 8.5～14.2 年の圧縮強度を測定した。これらは、前述した川村らの研究事例³⁾及び前述した栃木県湯沢の計測事例の材齢よりも長い。

(2) INSEM 母材条件と配合条件

図 4.4-3 には INSEM 護岸や曝露供試体に使用した INSEM 母材の粒度分布を示す。図 4.4-3 に示した INSEM 母材は、いずれも花崗岩やまさ土を主体とした河床砂礫で、0.075mm 未満含有率 1.0～4.3%，2mm 未満 25～38%と多少の差異は有するものの、「砂防ソイルセメント設計・施工便覧」¹²⁾を参考にすれば、強度を発現しやすい粒度と評価できる母材であった。また、図 4.4-3 からわかるように、これらの粒度分布には大きな差がないものであった。岩質及び粒度に大差がない理由は、多少離れてはいるものの、同一の溪流における堆積物であるためと推測される。

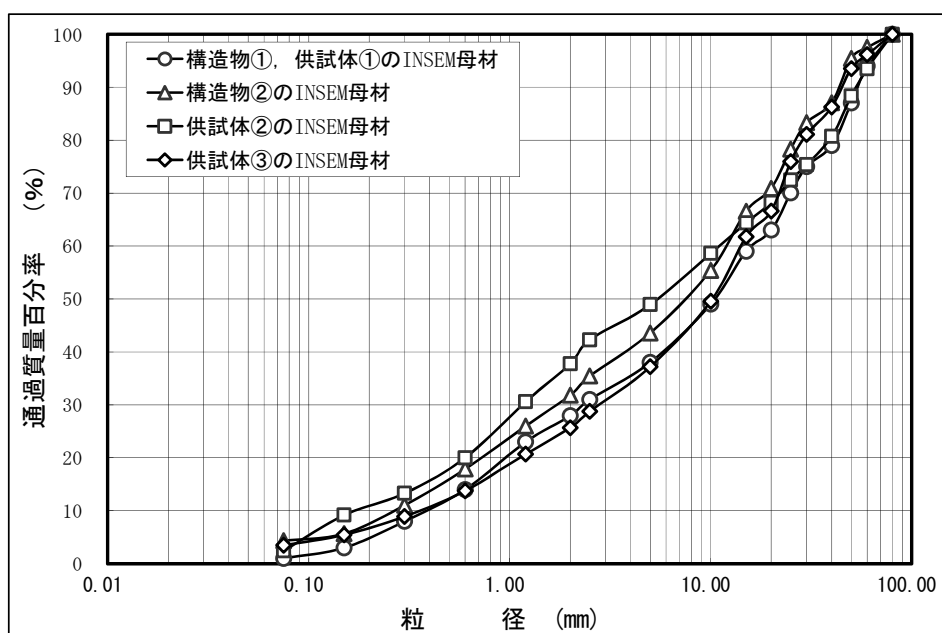


図 4.4-3 INSEM 母材の粒度分布

表 4.4-2 には、調査対象の INSEM 護岸、曝露供試体における INSEM 配合を示す。調査対象の INSEM の単位セメント量 C は 100～140kg/m³ で、目標強度 σ_{28} は構造物①～②及び供試体①～②で 6.0N/mm²、供試体③で 3.0N/mm² である。

表 4.4-2 調査対象の INSEM 配合諸元

区 分	配合名	配合量 (kg/m ³)				目標強度 σ_{28} (N/mm ²)	VC 値 (秒)
		セメント C	水 W	現地発生 土砂 G	計		
構造物① 供試体①	C120W130	120	130	2,170	2,420	6.0	7.11
構造物②	C140W160	140	160	2,057	2,357	6.0	9.10
供試体②	C130W150	130	150	2,076	2,356	6.0	5.80
供試体③	C100W160	100	160	2,168	2,428	3.0	11.2

(3) 温度条件

調査地では、平成 11 年 12 月から平成 18 年 4 月までの 7 回の越冬において、外気温及び INSEM 護岸（構造物①）内の温度を測定した。これらの測定結果に基づく調査地の最低外気温と、「道路土工要領」¹⁰⁾に基づき算出した凍結指数、凍結期間を表 4.4-3 に示す。また、図 4.4-4 には INSEM 護岸（構造物①）内における年あたりの平均凍結融解回数を、護岸天端からの温度計設置深度毎に示す。

表 4.4-3 に示したように、調査地は、最低外気温の平均値 -12.8°C 程度、凍結期間 91 日／年程度の気象条件の厳しい地点である。また、INSEM 護岸の内部は表面（天端）部ほど温度変化が著しく、田中らの研究⁶⁾と同様に構造物の表面 50cm 未満で凍結融解が発生しやすい環境であることが確認された。ここで、INSEM が凍結又は融解を開始する温度は明確に設定できないことから、図 4.4-4 に示した凍結融解回数は、INSEM が凍結を開始する温度を -0.5 、 -2 、 -3°C 、融解を開始する温度を ± 0 、 3 、 5°C と仮定して求めた回数としている。

表 4.4-3 調査地の外気温条件

観測年度	最低外気温 ($^{\circ}\text{C}$)	凍結指数 ($^{\circ}\text{C} \cdot \text{days}$)	凍結期間 (日)
平成11年度	-14.1	274.90	105
平成12年度	-13.4	295.98	87
平成13年度	-11.9	220.37	77
平成14年度	-12.1	375.63	111
平成15年度	-11.4	242.76	93
平成16年度	-12.4	283.58	91
平成17年度	-14.1	341.80	74
平均値	-12.8	290.72	91

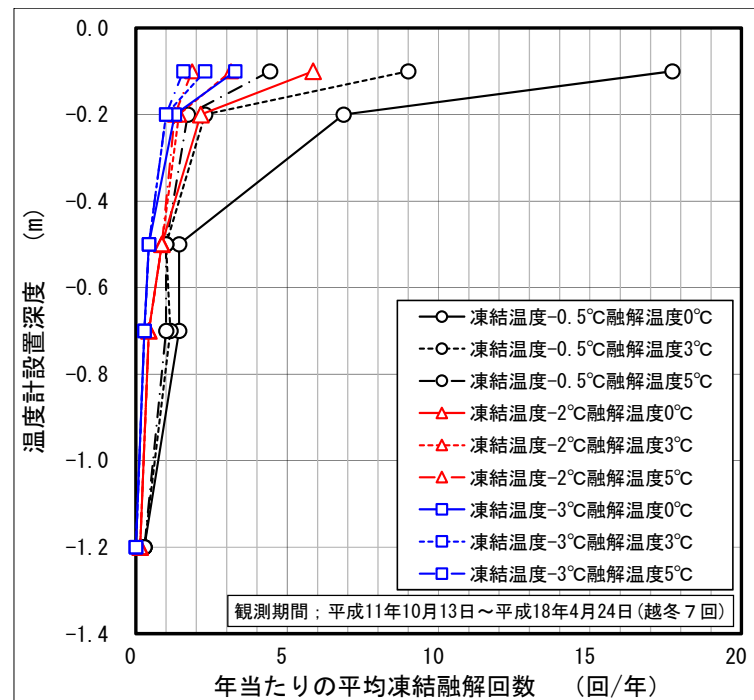


図 4.4-4 INSEM 護岸（構造物①）内の凍結融解回数

(4) 調査内容・方法

1) 調査内容

本研究では、INSEM 及び INSEM 構造物の経年変化や劣化状況の把握を目的に、外観目視による劣化状況の確認・把握、化学的な経年変化の一つである中性化深の測定、劣化後に急激な低下が予測される圧縮強度・相対動弾性係数の測定、劣化に伴い増大が予想される質量損失率の測定を実施した。なお、中性化に伴いセメント水和物の強度は増加する傾向があること¹³⁾が知られている。そのため、INSEM 工法を活用する砂防堰堤のような無筋構造物では、中性化の進行が必ずしも施設の性能を低下させるものとはならないが、本研究では、INSEM の化学的変化の進行度合の確認を目的として中性化深の測定を実施した。

2) 試験内容と方法

上述した調査内容に基づく調査項目・基準及び内容を表 4.4-4 に示す。なお、表 4.4-4 には最終調査年月も合わせて示した。

表 4.4-4 調査項目・基準及び内容

調査項目 (最終調査年月)	基 準	調査内容(調査対象)
外観目視 (平成26年6月)	—	曝露供試体・構造物の表面における劣化状況を確認・把握する。 (構造物①～②, 供試体①～③で実施)
中性化深測定 (平成25年5月)	JIS A 1152	曝露供試体及び構造物表面からの中性化深を確認する。 (構造物①～②, 最終強度測定時の供試体①～③で実施)
圧縮強度測定 (平成25年5月)	JIS A 1108	曝露供試体及び構造物から採取したコア供試体を用いて、長期的な強度及びその経年変化を把握し、劣化の有無を確認する。曝露供試体では単位体積重量の変化も確認する。 (構造物①～②, 供試体①～③で実施)
相対動弾性係数・質量減少率測定 (平成25年5月)	JIS A 1127 JIS A 1148	曝露供試体を用いて、継続的に一次共鳴振動数及び重量を測定し、相対動弾性係数及び質量減少率の経年変化を確認する。 (供試体②～③で実施)

ここで、曝露供試体は、材齢 28 日まで $20\pm3^{\circ}\text{C}$ に保った養生枠内で水中養生したのち、調査地の INSEM 護岸天端近傍に曝露した。曝露方法は、流水や地下水の影響を受けない地表面に曝露（以下，“気中曝露”と称す）した。ただし、相対動弾性係数及び質量減少率の測定を実施する供試体③のうち 3 本の供試体は、水中で凍結した条件下での凍結融解抵抗性を確認するため、図 4.4-5 に示すように容器中に供試体が全て水中となるように完全に浸水（以下，“完全浸水”と称す）させた状態で曝露試験を開始した。

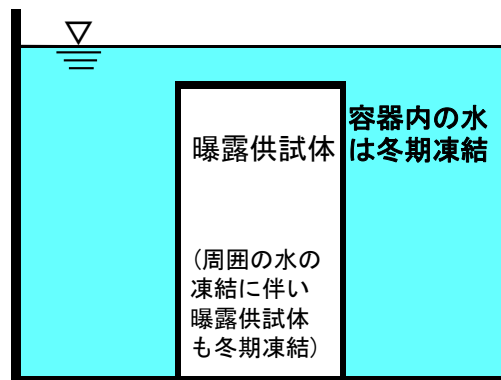


図 4.4-5 完全浸水供試体の概念図

INSEM 構造物の圧縮強度は、測定直前に採取したコア供試体を用いて測定した。コア供試体は、護岸天端から 5～10cm 下方より供試体径の 2 倍の 300mm 程度の長さに切断し、載荷面が供試体長軸方向に対して直角となるように、必要に応じて整形もしくはキャッピングした。なお、コア供試体長が供試体径の 2 倍未満の場合には、圧縮強度は JIS A 1107 に基づき測定値を補正して求めた。また、中性化深は、圧縮強度に使用しない護岸天端表面の 5～10cm 厚のコア片を用いて測定した。

コア採取、すなわち INSEM 構造物の圧縮強度の測定は、平成 26 年 6 月までの期間で構造物

①で5時期（材齢28, 91日, 3.7, 7.0, 14.2年），構造物②で4時期（材齢28日, 3.1, 5.0, 12.7年）実施している。また，中性化深の測定は，構造物①，②とも，材齢3年以上のコア採取時の3時期に実施している。コア供試体を採取したINSEM護岸の天端部は流水面や地下水面より上方に位置することから，曝露条件は気中曝露に分類できる。

本研究における調査のうち，外観目視は平成26年6月まで，その他の調査項目は平成25年5月まで継続的に実施したもので，調査期間は8～15年間に相当する。

4.4.3 曝露状況

(1) 曝露供試体

気中曝露供試体の曝露状況を写真4.4-1に示すとともに，写真4.4-2に完全浸水曝露供試体の曝露状況を示す。写真4.4-1に示すように，気中曝露であっても，降雨，積雪時には供試体表面から水分が供給される状態であった。特に曝露時の供試体の上面は雨滴による侵食作用も受けているものと推察される。また，経年変化とともに供試体表面にコケが繁茂する状態であった。写真4.4-2に示すように，完全浸水曝露供試体は，平成23年11月11日に供試体が完全浸水状態であることを確認していたが，平成25年5月27日には水分の蒸発によると推測される水面低下に伴い，供試体の天端面約1cmが浸水面より突出した状態であった。

写真4.4-3には，平成19年2月に確認した際の完全浸水供試体の凍結状況を示す。冬期には容器内の水が完全に凍結し，浸水させた完全浸水供試体も凍結していると推測される。



(H14.12.10)



(H14.12.24)



(H25.5.27)

写真 4.4-1 気中曝露供試体の曝露状況



(H18.7.12)



(H23.11.11)



(H25.5.27)

写真 4.4-2 完全浸水曝露供試体の曝露状況



写真 4.4-3 完全浸水曝露供試体の越冬時の状況 (H19.2.8)

(2) 構造物曝露状況

写真 4.4-4～写真 4.4-6 には、検討対象の INSEM 護岸のうち右支溪合流点近傍の状況を示す。



(H14.12.3)



(H14.12.24)

写真 4.4-4 右支溪合流地点より下流側の INSEM 護岸の状況



(H14.12.3)



(H14.12.24)

写真 4.4-5 右支溪合流地点より上流側の INSEM 護岸の状況



(H16.11.11)



(H17.12.5)

写真 4.4-6 右支溪合流地点の INSEM 護岸の状況

写真 4.4-4～4.4-6 に示したように、INSEM 護岸は冬期には、全面にわたって雪に覆われた状態となっていることが類推される。特に写真 4.4-6 に示すように右支溪合流点では常時の流水が認められ、冬期には流水の縁辺部で凍結していることが類推される。なお、右支溪合流点の流水部はコンクリートにより保護されているが、その下方のり面は INSEM が構造物表面まで露出した状態となっており、この INSEM が露出したのり面では凍結融解作用を受けている可能性が高いと推測される。

4.4.4 検討結果及び考察

4.4.4.1 外観目視結果

曝露供試体の外観の一例を写真 4.5-7 に示す。曝露供試体の表面は、雨滴・乾湿繰返し・凍結融解等の影響と推測される骨材の浮き出しが認められるが、図 4.4-9 に後述する圧縮強度に顕著な低下が認められないことから、著しい劣化は発生していないと判断できる。写真 4.4-1 にも示したが、供試体①のように表面にコケが付着した供試体も多く認められた。これは、写真 4.4-10 に後述するが、曝露供試体表面がアルカリ性から中性に変化したため、植生が付着しやすくなったためと推測される。

写真 4.4-8 には、平成 25 年 5 月 27 日の完全浸水供試体の外観を示す。この曝露供試体では、浸水部では明瞭な劣化現象が認められなかったが、水面からの突出部では写真 4.4-8 に示したように供試体表面の剥離が認められた。これは、水面からの突出部では曝露供試体内部の自由水が凍結した場合、周囲からの拘束がないことから体積膨張しやすく、曝露供試体の突出部の内部に

INSEM の引張強度を超えた引張応力が発生したためと推測される。一方、浸水部では周囲の水の凍結に伴う拘束の影響で体積膨張が抑制され、曝露供試体内部に発生した引張応力は INSEM の引張強度以下であったためと推測される。



写真 4.4-7 曝露供試体の外観例

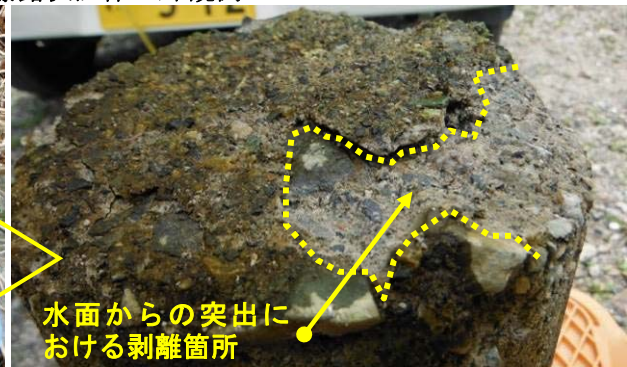


写真 4.4-8 浸水面から一部突出した曝露供試体の外観例

写真 4.4-9 には、越冬 14 回を経験した常時流水地点（右支溪合流点）における外観を示す。流水は凍結しにくいものの、前述したように、その縁辺部の高含水域では、流水がない箇所に比べて高い確率・頻度で凍結融解作用を受けていると推測される。しかしながら、図 4.4-2 に示した付加断面の外部の凸部では流水による軽微な摩耗劣化が認められるものの、凍結融解に伴う剥離や亀裂等の劣化は認められなかった。流水によって摩耗された範囲に凍結融解劣化が発生して摩耗を助長したことも否定できないが、そのような場合であっても、凍結融解劣化は付加断面の外部の極表面のみの発生に過ぎず、非常に軽微な状態と判断した。

越冬 9 回（うち完全浸水状態で越冬は 7 または 8 回）の完全浸水供試体よりも越冬回数の多い INSEM 護岸のうち、常時流水が流れる箇所写真 4.4-8 に示したような曝露供試体で認められた剥離等の凍結融解劣化が認められない理由としては、INSEM 構造体は曝露供試体に比べて体積が大きいことから外気温の影響が小さかったこと、流水箇所では完全凍結しなかったこと、流水縁辺部では INSEM が不飽和状態のため、凍結しても剥離を誘発するほどの自由水等の水分が存在しなかったことなどがあげられる。加えて、調査対象の INSEM 護岸では、写真 4.4-8 に示した状況、すなわち、冬期に確実に凍結した浸水領域から構造体の表面が薄く突出するような環境が発生しなかったと推測される。

以上の曝露供試体・構造物の外観調査より、最低気温が -10°C を下回る環境下においても、8～

15 年程度では、構造物の強度や護岸機能を阻害するような凍結融解に伴う明瞭な劣化は発生していないと判断した。



写真 4.4-9 INSEM 護岸の外観（常時流水地点）

4.4.4.2 中性化深測定結果

写真 4.4-10 に曝露供試体における中性化状況の例を示す。ここで、写真 4.4-10 の上方が曝露時の上面である。曝露供試体における中性化深測定は最終強度測定時のみにおいて実施した。また、曝露供試体の中性化深は、側面の 4 箇所（それぞれ上面から約 6cm、約 19cm の高さで左右 2 箇所）での測定値の平均とした。



写真 4.4-10 中性化試験の例（曝露供試体）

写真 4.4-10 中の供試体の縁辺部に見られる白色域が、フェノールフタレイン溶液散布時に着色しない中性化領域である。この中性化領域は、曝露供試体表面だけでなく、一部ではあるが供試体内部まで進行している。当該箇所は供試体作製時の締固め面と推測され、中性化は空気中の二酸化炭素と反応して促進されることから、このような箇所は、目視では不明瞭であっても空隙が多く、空気と接触し易い環境、すなわち周辺に比べて締固め不足の状態であると考えられる。なお、写真下方の曝露時の下面で中性化深さが小さいことは、曝露時に地面と接していたため中性化しにくい条件であったことも想定されるが、モルタルによるキャッピングの効果もあると考えられる。

図 4.4-6 に曝露供試体における中性化深測定の結果を示す。気中曝露供試体の中性化深は、8.5

～24.7mm と大きな値を示した。しかし、材齢に対する相関性は認められなかった。

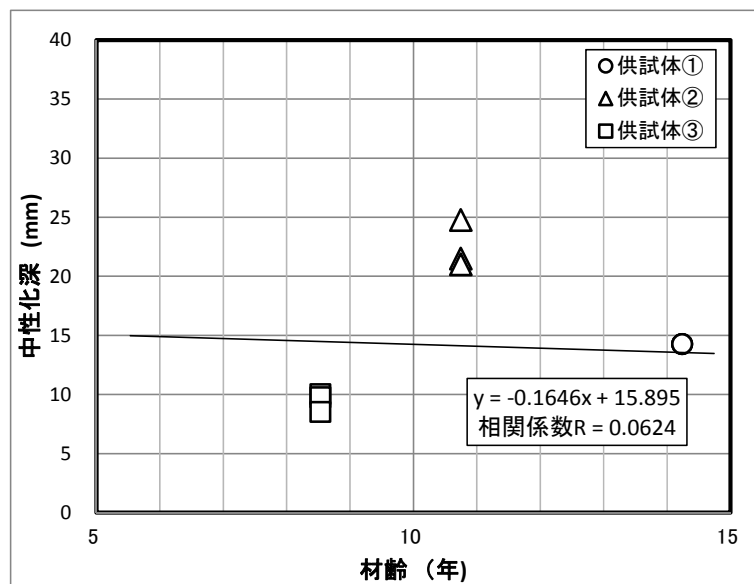


図 4.4-6 材齢と中性化深の関係

図 4.4-7 には、構造物から採取した材齢 3 年以上の 3 時期のコアにおける中性化深の測定結果を示す。図 4.4-7 より、進行形態は異なるものの、12～14 年程度経過した INSEM 構造物における中性化深は 11mm 以下であった。図 4.4-4 に示したように、INSEM 護岸の表面 100mm は凍結融解回数が多いにもかかわらず、中性化深は、その約 10%と浅いものであった。凍結融解劣化が進行した場合には、ヘアークラックが発生し、それに伴う中性化深の増大が懸念されるが、構造物表面で中性化が浅いことから、凍結融解等を要因として発生する微細なヘアークラックなどの変状と、これに起因した劣化は進行していないと判断できる。ここで、コアの圧縮強度は図 4.4-11 に示すように構造物①で 10.0～25.1N/mm²、構造物②で 12.5～24.9N/mm²であった。

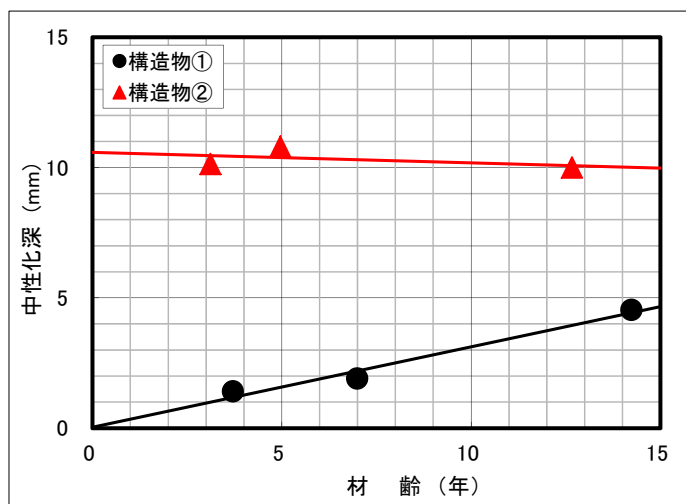


図 4.4-7 中性化深測定結果 (INSEM 護岸)

図 4.4-8 には、表 4.4-1 に示した最終強度測定時の材齢における曝露供試体及びコア供試体の圧縮強度と、中性化深を測定時の材齢で除して算出した最終強度測定時の中性化速度の関係を示す。比較するデータが少ないうえ、材齢も同一でないものの、圧縮強度が大きいほど中性化速度が小さくなる傾向が認められる。また、曝露供試体の方が自然環境の影響が大きい傾向、すなわち構造物より供試体の方で中性化速度が大きい傾向が認められた。前者はコンクリートと同じ特性¹⁴⁾であり、後者は曝露供試体の方が質量に対して表面積が大きいことや、構造物が 3 t 級振動

ローラを用いた 10 回転圧により締固められるのに対して、曝露供試体では電動ハンマで締固められるといった締固め方法の違いの影響と推測される。

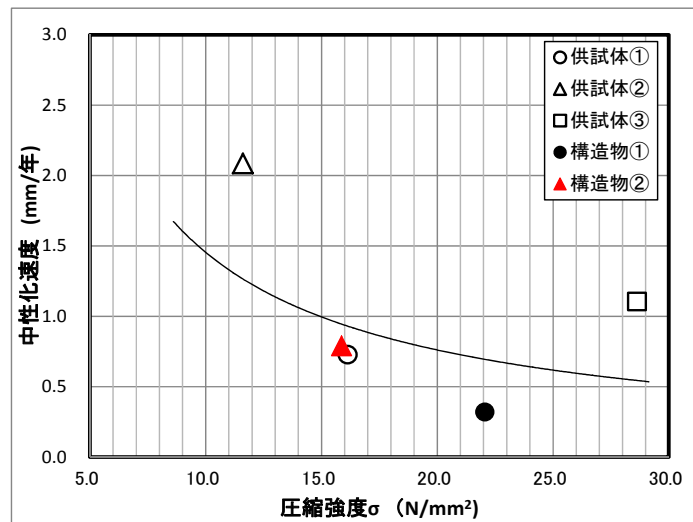


図 4.4-8 圧縮強度と中性化速度の関係

4.4.4.3 圧縮強度測定結果

図 4.4-9 に曝露供試体における圧縮強度測定結果を示す。曝露供試体の圧縮強度にバラツキが認められ、供試体②では材齢 10.7 年の圧縮強度が若干小さい値を示すものの、全体的に材齢とともに圧縮強度が微増傾向にあることが確認される。この結果より、曝露供試体において、INSEM の品質を低下させるような劣化は発生していないことが推測できる。

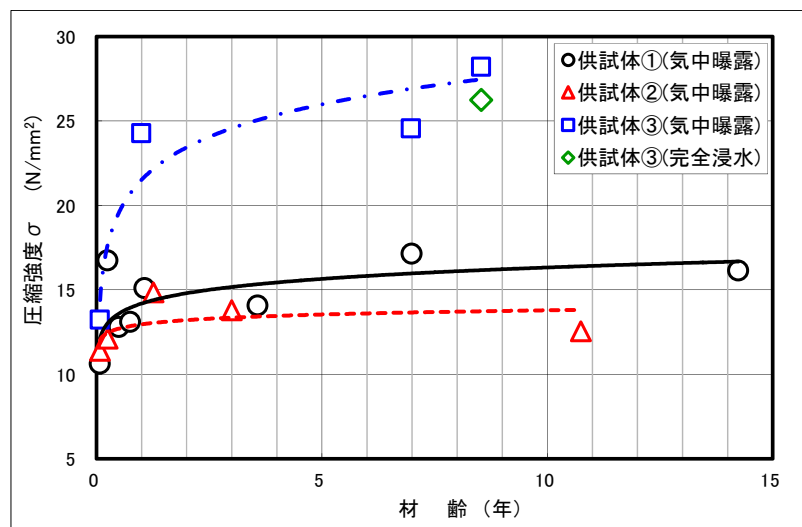


図 4.4-9 曝露供試体による圧縮強度測定結果

図 4.4-9 には、完全浸水させた供試体③において、剥離部を除去して硫黄キャッピングで整形して測定した圧縮強度の測定結果も図示した。同供試体は写真 4.4-8 に示すように一部で凍結融解に伴う劣化が認められるものの、気中曝露供試体と同等の強度が確認された。この結果より、凍結融解は写真 4.4-8 に示した水面からの突出部の極一部のみで、浸水部では凍結融解に伴う顕著な劣化が進行していないことが確認できた。

図 4.4-10 には、曝露供試体の質量変化率を示す。ここで、質量変化率は、以下の (4.3.1) 式で算出した値である。供試体の材齢 28 日における質量 W_{28} は養生枠から取り出した直後の供試体質量であり、供試体の圧縮強度測定時の質量 W_n は浸水等せずに測定した供試体質量である。

$$\text{質量変化率} = W_n / W_{28} \dots\dots\dots (4.3.1)$$

ここで、 W_{28} ：供試体の材齢 28 日における質量

W_n ：供試体の圧縮強度測定時の質量

図 4.4-10 より、曝露供試体の質量は、供試体①、②では低減する傾向が認められ、供試体③では微増する傾向が認められた。質量低減の要因には供試体中の自由水の脱水や劣化等に伴う供試体表面の INSEM の流失が、質量増加の要因には中性化¹³⁾や吸水及びこれに伴う水和反応の進行などが考えられる。ただし、本調査の結果では、データ数や調査項目が少なく、これらの要因や発生条件の分類・特定は困難であった。

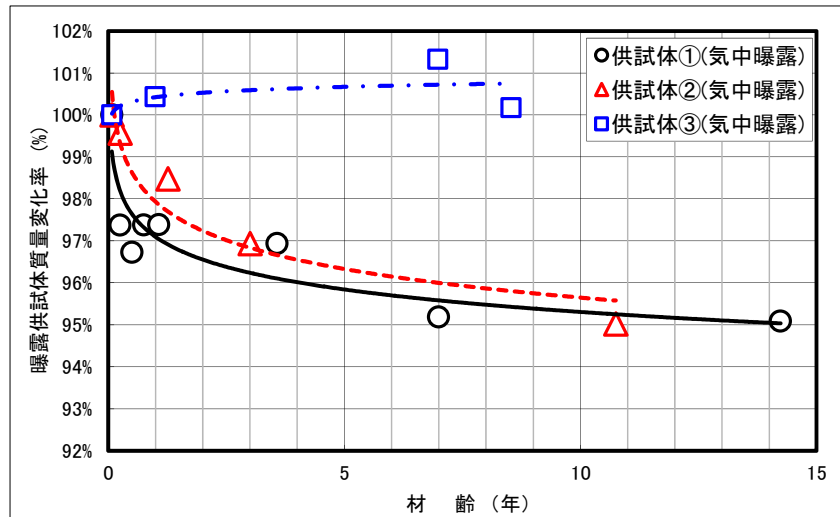


図 4.4-10 曝露供試体の質量変化率

図 4.4-11 には INSEM 護岸から採取したコア供試体による圧縮強度の測定結果を示す。

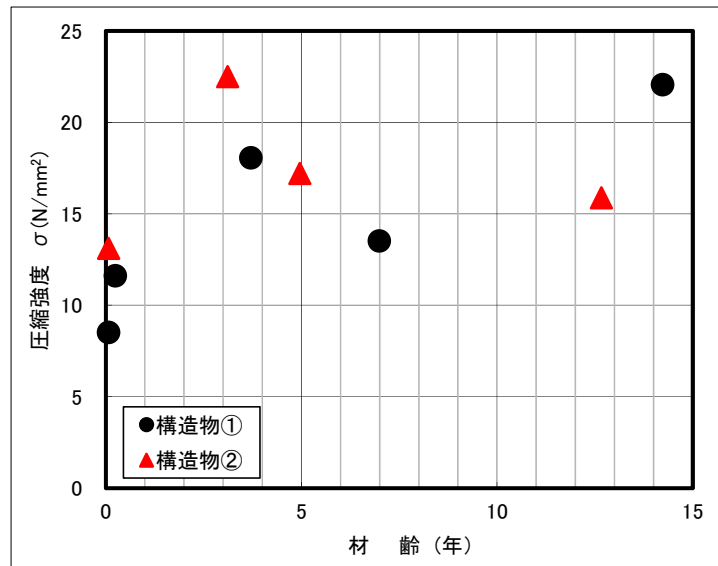


図 4.4-11 コア供試体による圧縮強度測定結果

構造物①では材齢 7.0 年の圧縮強度は相対的に小さい値 (13.5N/mm²) を示すものの、材齢が長いほど強度が増加する傾向が認められる。構造物②では材齢 3.1 年で最も大きな圧縮強度 (22.5N/mm²) を示し、それ以降の材齢における圧縮強度は 15.9～17.2N/mm² と相対的に小さな値を示した。構造物②では、材齢 3.1 年以降で強度が低下している印象を受ける。データ数が少ないことから明確な評価はできないが、構造物①においても材齢 14.2 年の圧縮強度が測定されていなければ、材齢 3.7 年をピークに強度が低下していると判断しかねない測定値である。こ

のような状況から、現状では強度低下傾向と断定できるものではなく、コア供試体における発現品質のばらつきの影響と考えることが妥当である。ここで、構造物①の圧縮強度の増加傾向や材齢 3.1 年以降の圧縮強度が目標強度 6.0N/mm^2 を大きく上回った値での推移であることを考慮すれば、調査対象の材齢約 12～14 年の INSEM 護岸は構造上必要な強度を保持しているとともに、材齢 3.1 年以降、強度的には安定した状態が継続していると判断することができる。

4.4.4.4 相対動弾性係数算定結果

図 4.4-12 には、同一の曝露供試体を用いて実施した相対動弾性係数の経年変化を示す。相対動弾性係数を算定するための一次共鳴振動数の測定は、供試体の湿潤状態の影響が緩和されるように、曝露供試体を試験室に持ち込み $20\pm 3^\circ\text{C}$ の養生枠に 48 時間浸水後に測定している。

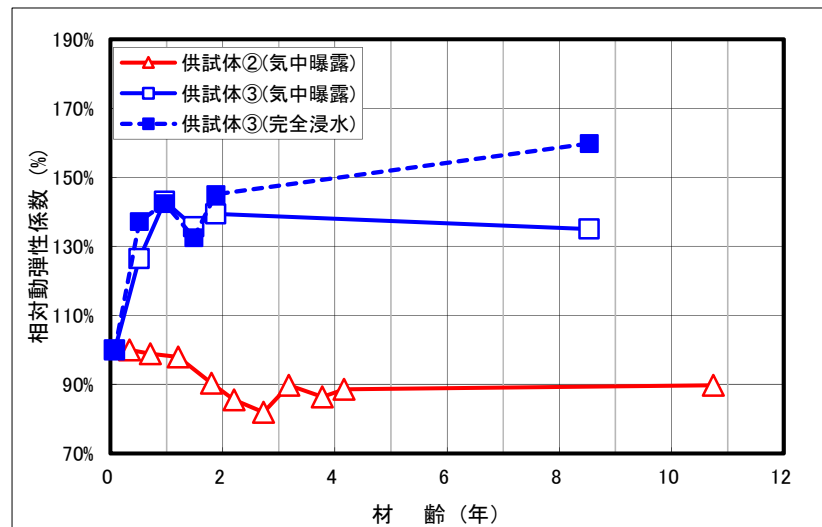


図 4.4-12 相対動弾性係数の経年変化

図 4.4-12 より、いずれの供試体においても、凍結融解によって劣化したと判断することができる 60%以下¹¹⁾を下回ることはなかった。なお、凍結融解による剥離が認められた完全浸水供試体③は、凍結融解に伴う剥離が供試体上面の中央部まで進行していなかったことから、既往測定とほぼ同位置で測定できた。同測定では相対動弾性係数の増加が認められたが、これは剥離に伴い供試体形状の縮小した影響や、後述する圧縮強度の増加の影響と推測される。

図 4.4-13 には、最終強度測定時における圧縮強度と相対動弾性係数の関係を示す。図 4.4-13 より、圧縮強度が大きいほど相対動弾性係数大きいことが確認された。この結果及び図 4.4-9 より、図 4.4-12 における供試体③の相対動弾性係数が初期に大幅に大きくなっている理由として、初期に圧縮強度が大きく増大したためと推測される。

これらの結果より、越冬 8 回を経験した浸水部において顕著な凍結融解劣化が進行していないことが確認できたといえる。

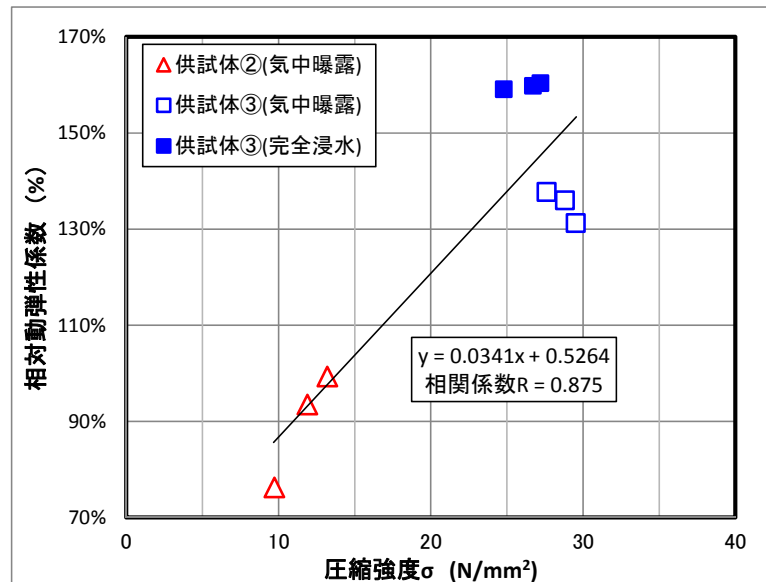


図 4.4-13 圧縮強度と相対動弾性係数の関係

4.4.4.5 質量減少率測定結果

図 4.4-14 には、相対動弾性係数を測定した供試体（浸水 48 時間後）における質量減少率の経年変化を示す。

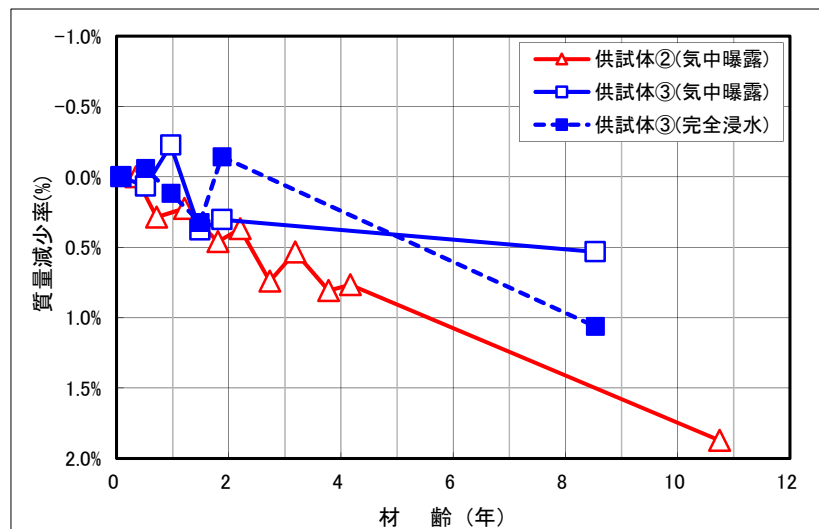


図 4.4-14 質量減少率の経年変化

明瞭な凍結融解劣化が認められた完全浸水供試体以外でも質量減少が認められた。これは、自由水の脱水の影響もあるが、外観目視で確認されたように、供試体表面の非常に軽微な INSEM の流出による影響もあると推察される。相対動弾性係数及び質量減少率は、調査地より直線距離で約 20km 離れた甲府市内の試験場で測定した。供試体③は図 4.4-10 に示した傾向と異なり微減しているが、運搬中の振動等により曝露供試体の表面部が剥離した可能性もあると推測される。いずれにせよ、質量減少率は材齢 8～14 年程度でも、NEXCO の「安定処理混合物の凍結融解試験方法（E014）」で凍結融解劣化の規準である 14%¹⁵⁾よりもはるかに少ない、2%未満であることが確認され、劣化が非常に軽微であるが確認できた。

4.4.5 まとめ

本研究では、気象作用の激しい自然環境下における INSEM の曝露供試体及び構造物の経年変化（凍結融解に伴う劣化）の把握を目的として実施した、外観目視、中性化深、圧縮強度、相対動弾性係数、質量減少率等の調査・測定結果を取りまとめた。

本調査・測定より、材齢 8～15 年の INSEM 及び INSEM 構造体において、以下の耐久性能に関する結果・知見を得た。

- 1) 気中曝露状態の場合、中性化深の異常な進行、圧縮強度・相対動弾性係数の極端な低下、質量減少率の著しい増加等は認められず、INSEM 及び INSEM 構造体において、凍結融解に伴う品質や機能・性能を低下させるような劣化は発生していないことが検証された。
- 2) 材齢約 8 年の完全浸水曝露供試体では、不測な状況で発生した約 1cm の浸水面からの突出部において凍結融解に伴う劣化（剥離）が認められた。しかし、圧縮強度や相対動弾性係数には著しい低下などの大きな変化が確認されなかったことから、同曝露供試体の大部分を占める浸水部では、顕著な劣化は発生していないと判断できる。
- 3) 完全浸水供試体より長期間、高含水比状態で越冬している INSEM 護岸の部位において、明瞭な凍結融解劣化が認められないことから、前述した凍結融解劣化が生じた環境（確実に凍結した浸水領域からで構造体の表面が薄く突出する環境）は、自然環境下では発生しにくい特殊な条件であると推測される。
- 4) 以上の結果から、寒冷な自然環境下であっても特殊な条件を除き、材齢 8～15 年（越冬回数 9～15 回）程度の目標強度 3.0N/mm^2 以上の INSEM 及び INSEM 構造体では、強度、構造的安定性や機能を低下させる劣化現象が発生する可能性は低いと判断できる。

ここで、一般的な土木構造物の耐用年数は 50～80 年程度といわれており¹⁶⁾、今回の調査期間は、この耐用年数の $1/3.4 \sim 1/10$ に過ぎない。そのため、今後も継続的に経年変化の確認を行い、INSEM の長期的な耐久性能の把握に努めるとともに、補修・補強のタイミングや方法等について検討していく必要があると考えられる。また、田中らの研究¹⁷⁾で報告されているように、近年では、本調査対象構造物の目標強度より小さい強度でも耐久性能が確保できることが確認されている。そのため、より低強度の INSEM 構造体においても、自然環境下での長期的な経年変化や劣化特性について検証していくことが必要と考えられる。

4.5 総 括

第3章における INSEM の耐久性能は、供試体レベルでの評価であった。本章では、主として構造体における INSEM 及び INSEM 構造体の耐久性能評価を行った。

INSEM 構造体の最も大きな課題のひとつとして、凍結融解や摩耗に対して、どの程度の抵抗性を有するのか、これらが耐久性能上の問題はないかという点をあげることができる。第2章で示した旧福山藩の砂留などの歴史的砂防施設の内部や、1960年代まで主材料であった粗石コンクリート¹⁸⁾を活用した堰堤内部は、現在の純コンクリートを主体とする施設と比較して、強度が小さいうえ、多量の空隙を有するなど低品質な状態である可能性が高い。そのため、内部材としての使用であれば、圧縮強度 3.0N/mm^2 以上を有する INSEM 構造体であれば、特に凍結融解抵抗性や摩耗抵抗性を要求性能としなくてもよい可能性が高い。

しかしながら、寒冷地の山間部では構造体内部まで凍結融解が発生すること、土砂移動の活発な溪流では、比較的短い期間で水通し天端が数十 cm 以上摩耗することがあり、たとえ内部材といえども、一定レベルの耐久性能を有することが望まれる。現状では、“一定レベル”とは、単発もしくは複数回の凍結融解作用や土石流流下による摩耗作用といった概念にすぎず、定量的な基準化を図るためには、今後の研究に期待せざるを得ない。従って、今後、INSEM 構造体の耐久性能が確保できる条件の目安となる条件設定のために、厳しい凍結融解作用や著しい摩耗作用を受ける自然条件下での INSEM 及び INSEM 構造体の長期的な経年変化の観測事例、または早期劣化発生時や被災時等の事例を増加させ、これらを分析することが重要であると考えられる。

当該研究では、室内試験では把握が困難な INSEM の耐久性能を検証する目的で、自然環境下における曝露供試体や曝露構造体における INSEM の長期的な経年変化の観測の一事例、特に調査期間において耐久性能上の支障が認められなかった事例のひとつとなることを期待してとりまとめを行ったものである。

当該研究の意義と課題を以下にまとめる。

土石流を捕捉した INSEM を活用した堰堤の事例は存在するが、施工中等に土石流により被災した INSEM 構造体の事例は少ない。調査対象とした栃木県内の砂防堰堤では、100年超過確率の雨量の80%を超える降雨時に、材齢約1ヶ月の INSEM 打設面上を土石流が流下し、その後1週間以上にわたる河川流水の流下があったが、顕著な摩耗は認められなかった。この結果より、INSEM は土石流により容易に摩耗・流出しない程度の摩耗抵抗性を有することが確認された。ここで、当該堰堤建設地点の元河床勾配は $1/21$ と緩く、土石流の規模がそれほど大きくなかったことが類推されることや INSEM の目標強度は $\sigma_{28}=6.0\text{N/mm}^2$ であったことなどに留意が必要である。

一方、年平均凍結期間 91 日/年程度、凍結指数 $290^\circ\text{C} \cdot \text{days}$ /年程度の気象条件の中で、越冬を 15 回経験した山梨県内の INSEM 構造体において、顕著な凍結融解劣化が認められなかった事例を報告した。当該構造体では常時流水が存在する区間（越冬回数 13 回）があったが、その区間においても顕著な凍結融解劣化は認められなかった。また、完全浸水させ、冬期には確実に凍結することが確認された曝露供試体についても、不足の事態により越冬 9 回のうち 1 回または 2 回、水面から突出した部分を除いて、変状は認められなかった。これらの観測結果より、越冬 13～15 回程度では、INSEM 構造体は凍結融解劣化の危険性は低いと判断できる。なお、当該施設に

おける目標強度 σ_{28} は 6.0N/mm^2 であり，材齢約 12～14 年の圧縮強度は 15N/mm^2 以上を示した。

このように，比較的長い期間にわたる継続的な観測により，コンクリートに比べて低品質な INSEM であっても，築数年～十数年程度では早期劣化しない程度の耐久性能を有することが確認できたことは重要である。

INSEM 等の新工法・新技術において，適用後の長期的なモニタリング調査が実施される事例は少ない。しかしながら，耐久性能を的確に評価できる室内試験方法が存在しない INSEM において，当該研究のように自然環境下での耐久性能を把握していくことは，INSEM の品質保証の観点だけでなく，今後の普及・推進の視点からも非常に重要である。合わせて被災事例や変状発生事例を収集・分析することができれば，より効率的で効果的な活用方法や維持管理を含めた対応方針も見えてくると考えられる。

引用文献

- 1) (財)建設物価調査会：国土交通省土木工事積算基準（平成 21 年度版），p.461－464，2009
- 2) 堀謙吾，佐野清，國領ひろし：砂防ソイルセメントの経年変化に対する追跡調査結果の報告，平成 21 年度砂防学会研究発表会概要集，p.131－132，2009
- 3) 川村崇成，嶋丈示，池田暁彦，三上幸三，吉村明，中濃耕司，細川清隆：砂防ソイルセメント（INSEM）の経年変化に関する調査，平成 24 年度砂防学会研究発表会概要集，p.38－39，2012
- 4) 中村良光，萩原節，中濃耕司，櫻井一也：砂防 CSG 構造物の長期品質の測定事例，平成 15 年度砂防学会研究発表会概要集，p.138－139，2003
- 5) 石塚忠範，本白茂，片山哲雄，高野広明，嶋丈示：砂防ソイルセメントと今後の砂防の取り組み，（財）砂防・地すべり技術センター，sabo，Vol.109，1.2012，p.9－15
- 6) 田中秀夫・阿部宗平・山内敏男：砂防 CSG 工法の試験施工（温度観測結果）について－砂防 CSG 材の耐凍結融解性能に関する調査－，平成 13 年度砂防学会研究発表会概要集，p.12－13，2001
- 7) 砂防ソイルセメント活用研究会編：砂防ソイルセメント活用ガイドライン，97pp.，2002
- 8) 萩原弘，大田原幸亘，白山昌義，中濃耕司：砂防 CSG 工法の試験施工について，新砂防，Vol. 53，No.1，p.26－34，2000
- 9) 岡田清，明石外世樹，小柳洽：新編土木材料学，国民科学社，p.123，1987
- 10) (社)日本道路協会：道路土工要綱(平成 21 年度版)，丸善，p.377－378，2009
- 11) 公益社団法人土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書〔施工編〕，p.79－80，2012
- 12) (財)砂防・地すべり技術センター：砂防ソイルセメント設計・施工便覧，p.27－28，2011
- 13) 笠井芳夫編：コンクリート総覧，技術書院，p.485－487，1998
- 14) 村田二郎，長滝重義，菊川浩治：土木材料コンクリート－第 3 版－，共立出版，p.136-137，1997
- 15) (社)日本道路協会：舗装調査・試験法便覧〔第 4 分冊〕第Ⅲ章試験編，p.〔4〕-43－〔4〕-49，2007
- 16) 一般財団法人砂防・地すべり技術センター：鋼製砂防構造物設計便覧平成 21 年版，p.44，2009
- 17) 田中秀基，野本幸男，大澤和幸，八木澤一哉：粘性土を対象とした砂防ソイルセメント（INSEM）の長期耐久性に関する試験研究，砂防学会誌，Vol.67，No.3，p.54-61，2014
- 18) 武澤永純・田村圭司・金俊之・廣瀬隆浩：砂防堰堤の材料の変遷について，平成 20 年度砂防学会研究発表会概要集，p.502－503，2008

5 INSEM 構造体の弱部・弱層に関する研究

5.1 概 説

INSEM 工法は、現地発生土砂を大礫除去以外は調整しないで活用するため、大礫の含有率が多い場合には、製造・運搬・荷卸しの過程で大礫の集中が発生する。また、全面レア打設を基本とすることから敷均し・転圧により連続する水平打継目が形成され、適切な処理を実施しない場合には、この水平打継目の分離が発生することが懸念される。なお、前述した大礫の集中は、この水平面で生じやすい。

このような INSEM 工法の材料特性・工法特性から、INSEM 構造体では大礫の集中箇所や水平打継目の分離等により、構造体内部に弱部・弱層が発生することが懸念される。この弱部・弱層では、もともと相対的に強度が小さいことに加えて、空隙が多く、空気や浸透水等との頻繁な接触に伴う炭酸化（中性化）の進行や成分の流出等が発生することから、INSEM の経年変化・早期劣化を助長することが懸念される。

INSEM 工法の特性に起因した弱部・弱層に関する研究事例は少ない。田井中らの研究¹⁾ではサンプリングコアのジャンカ（豆板状の不良部²⁾、以下単に“ジャンカ”と称す）や透水係数から、（独）土木研究所・（材）砂防・地すべり技術センターらの研究³⁾では打設面の不良打設面面積率から、大礫及びその集中が弱部・弱層の発生要因になることが報告されているが、大礫の集中防止・緩和策については示されていない。

現地発生土砂を活用する INSEM は、構造物の安定上必要な単位体積重量と必要最小限の強度を確保すればよいという考えのもとに開発された。この考えは、合理的ではあるが、構造体内部に弱部・弱層を有してよいという理由ではない。例えば、砂防堰堤は貯水を目的とした施設でないことから、透水性能は原則的に要求性能に含まれない。しかしながら、通常のコンクリート砂防堰堤であっても水平打継目処理が実施されること、堤体断面を設定する安定解析においても堤体内に水圧が作用する状態を想定していないことを考慮しても、水平面上で発生する漏水は好ましくないと判断される。特に構造物の耐用年数程度の長期的な品質について確認されていない現状においては、浸透水のミズミチや不連続面を形成し、早期劣化に影響を及ぼす可能性が懸念される構造体内部の弱部・弱層を、できる限り発生させない対策を講じることが重要であると考えられる。

そのため、長期的には INSEM 構造体の早期劣化を助長する可能性が否定できないことから、INSEM 及び INSEM 構造体の長期的な品質の確保・保証を目的に、弱部・弱層の発生抑制要因の把握、対応策の検討を行う必要があると考えられる。

本章では、INSEM 工法の施工特性に起因した弱部・弱層の発生要因及びその対策に関する検討結果をまとめる。

5.2 透水性能による弱部・弱層の発生要因に関する研究

5.2.1 本研究の目的

INSEM 工法は、その材料・工法特性から大礫分の集中する箇所や水平打継目が弱部・弱層となる可能性がある。通常の INSEM 構造体の調査では、外観目視等の定性的な調査内容に加え、構造体内部の状態及び品質の把握として、サンプリングコアによるコア状態、圧縮強度測定が実施される場合が多い。サンプリングコアによる調査は深度方向に対する一次元的な調査にすぎず、ジャンカ部や不連続面等の弱部が確認できても、その面（二次元）的・空間（三次元）的広がりの有無を確認することはできない。このような弱部・弱層の面的・空間的な広がりの有無の確認方法として、透水試験の利用、すなわち透水性能（透水係数）による評価が考えられる。すなわち、INSEM 構造体内に締固め不足などによるジャンカ部や打継面の一体化不足などによる空隙が集中した弱部・弱層が存在する場合、注水時に漏水が生じる。弱部・弱層が不連続な場合には、漏水は一定量で停止するが、弱部・弱層が連続性を有する場合には漏水は継続する。従って、透水性能に着目した場合、弱部・弱層が不連続な場合には、測定される透水係数は測定初期には相対的に大きい値を示すものの、しばらく経過すると相対的に小さい値に収束する。一方、弱部が連続性を有する場合には、測定開始後は常に相対的に大きな透水係数を示す。透水試験では、このような特性を利用、すなわち透水係数の大小により弱部・弱層の連続性を確認することができる。

本節では、このような実状を考慮し、まず、INSEM 構造体の透水性能を把握し、INSEM 構造体内部の連続性のある弱部・弱層の有無、及びその条件の把握を目的に、構造体において実施した透水試験結果を取りまとめる。

5.2.2 検討条件

(1) 構造体条件

透水試験を実施した構造体の施工条件は、10 t 級振動ローラ転圧（無振動 2 回＋有振動 6 回＋無振動 2 回）、締固め層厚約 50cm（ただし、No.2 では締固め層厚約 75cm でも実施したデータを含む）である。

(2) 使用現地発生土砂条件

表 5.2-1 に透水試験を実施した構造体に使用した 2 種の現地発生土砂（INSEM 母材）の採取地及び岩質等を示す。この 2 種の INSEM 母材は、岩質が異なる。特に No.2 は他、残り 1 種の INSEM 母材と比べ、表乾密度（2.474g/cm³）が小さく、吸水率が大きい（4.21%）性状を示す。

表 5.2-1 現地発生土砂の採取地及び岩質等

母材区分	母材採取地	主 要 岩 質	最大骨材寸法 Gmax (mm)	表乾密度 (g/cm ³)	吸水率 (%)
No. 1	山梨県	古～新第三紀の堆積岩、変成岩	80	2.657	1.00
No. 2	栃木県	新生代(新第三紀)の流紋岩	80 又は 150	2.474	4.21

(3) 試験方法

現場の構造体で実施できる透水試験方法には種々の方法があるが、コアサンプリング孔を利用できること、単孔での試験が可能なこと、試験方法が容易なことなどの理由により、『多目的ダムの建設 平成 17 年版第 5 巻設計Ⅱ編』⁴⁾に示された変水位法で行う。

透水試験方法の概念図を図 5.2-1 に示すとともに、透水係数の算定式を以下に示す。

【透水係数算定式】

$$k = \frac{r^2}{2 \times (t_2 - t_1)} \left[-\frac{1}{h} \sinh^{-1} \frac{h}{r} - \frac{1}{2r} \operatorname{cosech}^{-1} \frac{h}{r} + \frac{1}{2h} \sqrt{\left\{ \left(\frac{r}{h} \right)^2 + 1 \right\}} - \frac{r}{2h^2} \right]_{h_1}^{h_2}$$

ここで、 k ; 透水係数(cm/sec) , r ; 孔半径(cm)

t_1, t_2 ; 測定開始時, 終了時の時間(sec), h_1, h_2 ; 測定開始時, 終了時の孔内水位(cm)

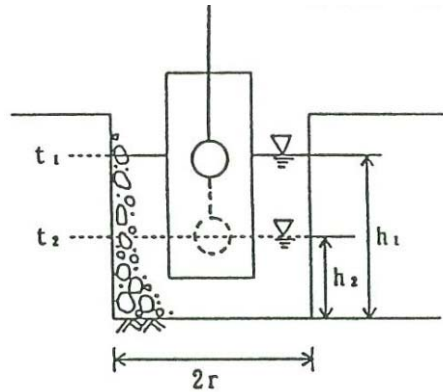


図 5.2-1 現場透水試験方法の概念図 5)

図 5.2-2 には, 実施した現場透水試験の手順及び条件の概念図を示す。

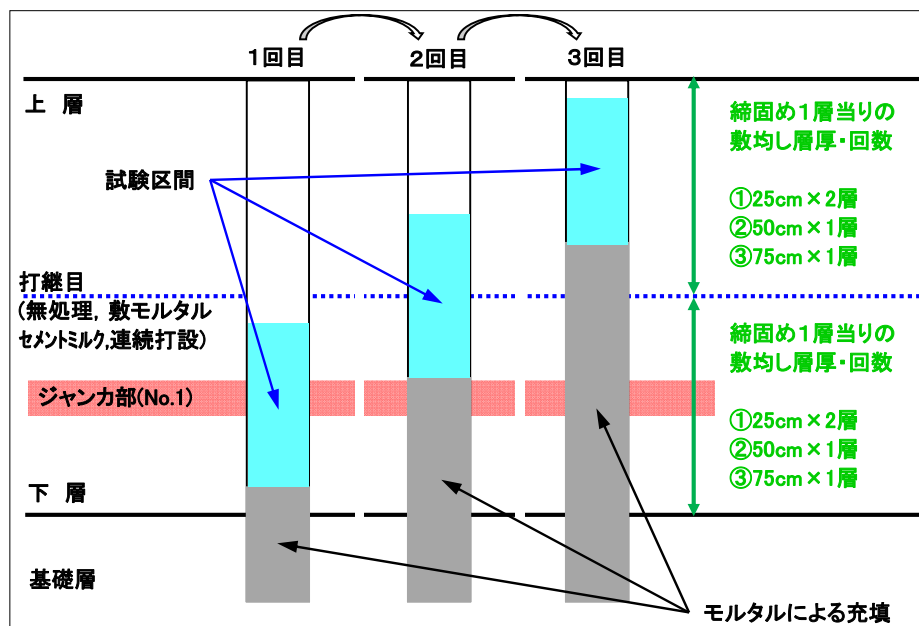


図 5.2-2 実施した現場透水試験の手順及び条件の概念図

透水試験は, INSEM 構造体の打継目を貫通する鉛直方向の削孔において, 1 孔あたり打継目下位の打継目のない箇所 (打継目無), 打継目を含む箇所, 打継目上位の打継目のない箇所 (打継目無) の 3 箇所で行った。また, 透水試験は同一条件となる 3 孔で各 1 回実施し, その平均値を当該条件における透水係数とした。試験時には, 下方への漏水の影響が小さいように試験区間の下位にはモルタルを充填した。打継目条件は, No.1 では“無処理”のみ, No.2 では, “無処理”, “敷モルタル”, “セメントミルク”, “連続打設”とした。ここで, “無処理”, “敷モルタル”, “セメントミルク”は, 下層を打設した翌日に上層を打設した場合の打継目処理であることに対し, “連続打設”は下層を打設した直後に継続して上層を打設した場合 (打継目処理なし) を意味する。また, “打継目無”における INSEM の施工条件となる締固め 1 層あ

たりの敷均し層厚・回数は、No.1では“25cm×2層敷均し”のみ、No.2では“25cm×2層敷均し”，“50cm×1層敷均し”，“70cm×1層敷均し”である。なお、No.1の下層のみであるが、サンプリングコアにより明瞭なジャンカ（不良部）部の存在が確認されている。

図 5.2-3 に透水係数の測定事例を示す。本事例は後述する No.2 のうち、25cm×2層で敷均した打継目無の条件における測定結果である。6～7時間(300～360分)の測定を行い、測定時間間隔内の測定透水係数が、ほぼ一定で安定している状態での平均値（図 5.2-3 では、60分～360分間の測定透水係数の平均値）を対象条件における透水係数とした。図 5.2-3 に示したように、試験開始初期状態では相対的に高い透水係数を示す。これは INSEM 構造体が飽和状態でないことや INSEM 構造体内の局所的な“疎”の部分の影響と推測される。

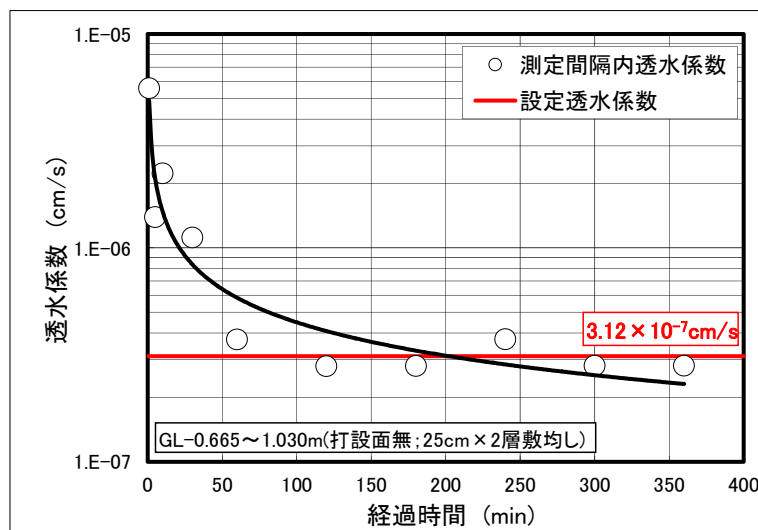


図 5.2-3 透水係数の測定事例（打継目無；25cm×2層敷均し）

(4) 評価条件

表 5.2-2 に透水係数の一般値を示す。INSEM 工法の類似工法に相当する RCD 工法における RCD 用コンクリートの透水係数は 10^{-6}cm/s 程度⁶⁾といわれる。また、通常のコンクリートでは $10^{-12}\sim 10^{-10}\text{cm/s}$ で、最大礫径が大きくなるほど、水セメント比 W/C が大きくなるほど透水係数が大きくなることが知られている⁷⁾。

表 5.2-2 透水係数の一般値（文献 6）7）8）より作成）

透水性	透水係数の範囲 (cm/s)	参 考
高 い	10^{-3} 以上	清浄なれき、砂及びれきの一部(透水性の高いもの)
中 位	$10^{-5}\sim 10^{-3}$	砂及びれきの一部(透水性の低いもの)
低 い	$10^{-7}\sim 10^{-5}$	微細砂、シルト、砂-シルト-粘土混合土
非 常 に 低 い	$10^{-9}\sim 10^{-7}$	
実質上不透水	$10^{-11}\sim 10^{-9}$	粘性土
土木材料の 透水係数の 目 安	10^{-6} 程度	RCD用コンクリート
	$10^{-12}\sim 10^{-10}$	コンクリート

5.2.3 検討結果及び考察

5.2.3.1 透水係数に及ぼすコンシステンシーの影響

図 5.2-4 には、INSEM のコンシステンシーを表す VC (Vibrating Compaction ; INSEM のコンシステンシーについては第 6 章に後述) 値と打継目無の状態における透水係数 k の関係を示す。

図 5.2-4 より，データ数は少ないものの， VC 値が大きい（コンシステンシーが大きい）ほど，透水係数が大きくなる傾向が認められる。写真 5.2-1 に後述するが， VC 値が大きいほど，水セメント比 W/C が小さくなるが，INSEM のような硬練り（ゼロスランプ）の材料では締固め不足が生じやすく，INSEM 構造体内にジャンカ部や“疎”な状態，及びこれらが連続した弱部が発生しやすく，その結果として透水係数 k が大きい，すなわち漏水しやすいと判断される。

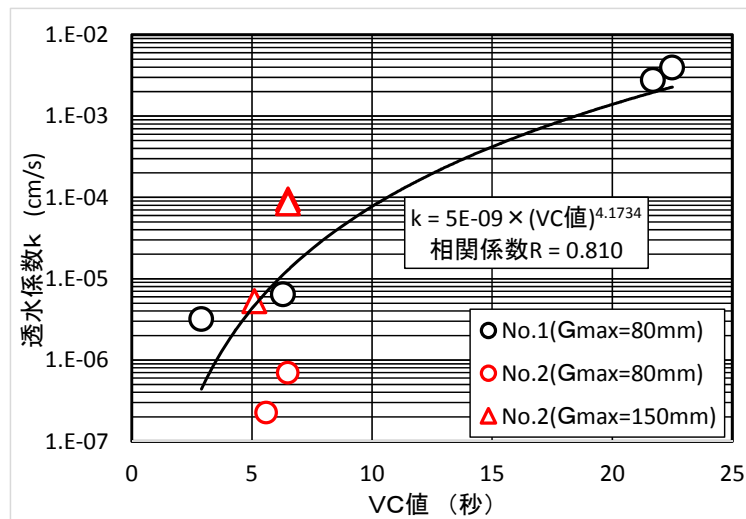


図 5.2-4 VC 値と透水係数 k の関係（打継目無）

5.2.3.2 No.1 における透水試験結果

図 5.2-5 に各試験箇所および打継目における透水係数測定結果を示す。

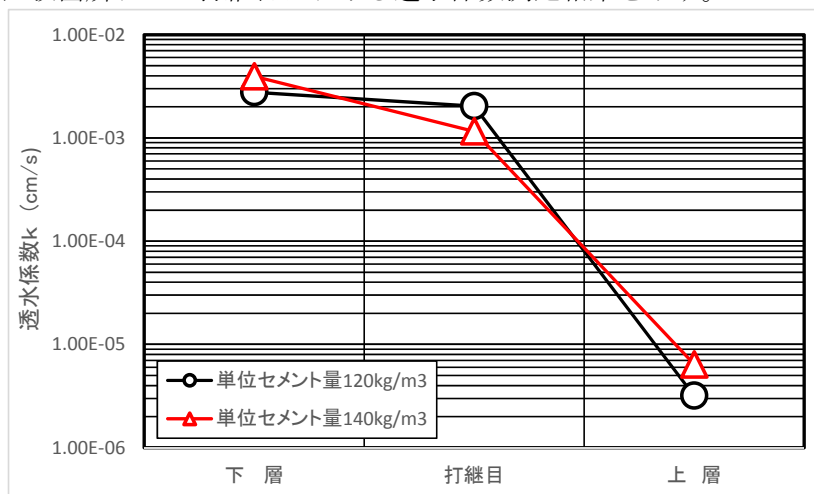
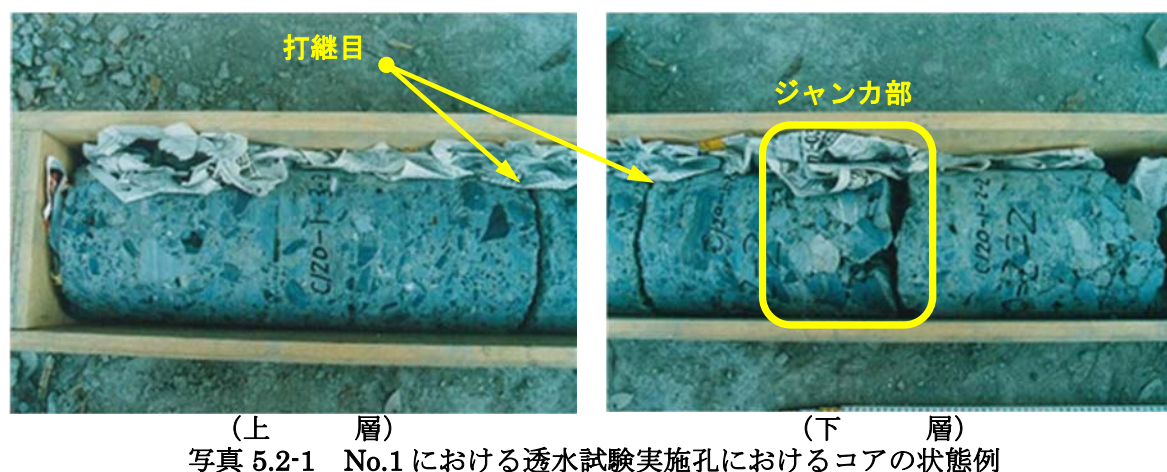


図 5.2-5 各試験箇所および打継目における透水係数測定結果（No.1）

上層では $3.19 \sim 6.42 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ と RCD 用コンクリートや極細砂，シルト等と同等の“低い”透水性を示すものの，下層では $2.77 \sim 3.93 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ と砂，れきと同程度の大きな透水係数を示す。打継目の透水係数も 10^{-3}cm/s オーダーと大きな値を示すが，これは，試験区間の最下部が後述するジャンカの上位に相当している可能性があり，打継目の不連続性によるものか，下層のジャンカの影響かは明確に判断できなかった。なお，このような状況を考慮し，No.2 と合わせた打継目の評価は実施しないものとした。下層部で透水係数が大きい理由は，写真 5.2-1 に示す透水試験実施孔におけるコアの状態例からも明らかのように，下層部の中央部にはブルドーザによる敷均し面においてジャンカが発生し，それが連続していたためと推測される。

なお、このジャンカは、図 5.2-4 に示したように、INSEM 材のコンシステンシーが大きく、十分な締固めができなかった結果、発生したものと推測される。上層及び後述する No.2 の事例のように VC 値が小さい（VC 値=2.9～6.5s）状態では、弱部・弱層の影響とみられる極端に透水係数の大きな試験値は認められなかった。



5.2.3.3 No.2 における透水試験結果

1) 透水試験結果の概要

図 5.2-6 には、No.2 における試験条件別の透水係数を示す。

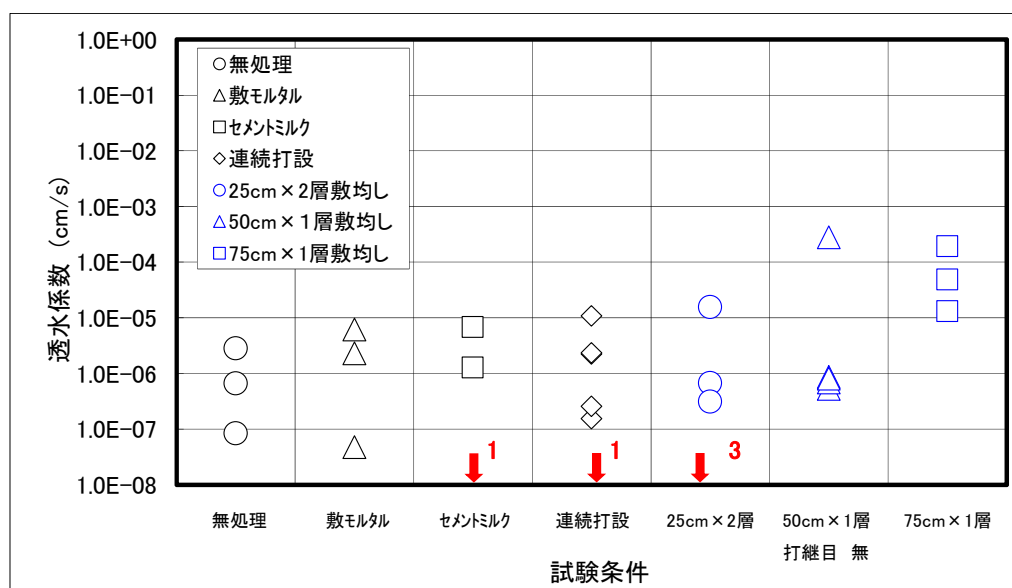


図 5.2-6 試験条件別の透水係数 ($G_{max}=80mm$)

本透水試験結果では打継目部（無処理，敷モルタル，セメントミルク，連続打設）では，概ね $10^{-6}cm/s$ オーダー以下の RCD 用コンクリートや極細砂，シルト等と同等の“低い”透水性を示した。一方，打継目無の条件における透水係数は $10^{-5}cm/s$ を超え，“中位”の透水性を示す結果も確認された。なお，INSEM 中の最大礫径は $G_{max}=80mm$ が主であるが，“連続打設”では $G_{max}=150mm$ のデータ 2 つ，“打継目無，50cm×1 層”では $G_{max}=150mm$ のデータ 3 つが含まれる。

なお，図 5.2-6 中の赤の矢印は，観測時間 300～360 分では水位変化が認められず透水係数が

測定できなかった透水試験を意味し、赤字の数値はその回数である。例えば、打継目無の 25cm×2 層の試験条件において、測定できないほど小さい透水係数となった結果が 3 データあることを意味する。

2) 打継目の有無の影響

図 5.2-7 には、打継目の有無における透水係数の差異を示す。図 5.2-7 より、打継目“無”の方が小さい透水係数を示す傾向が認められる。

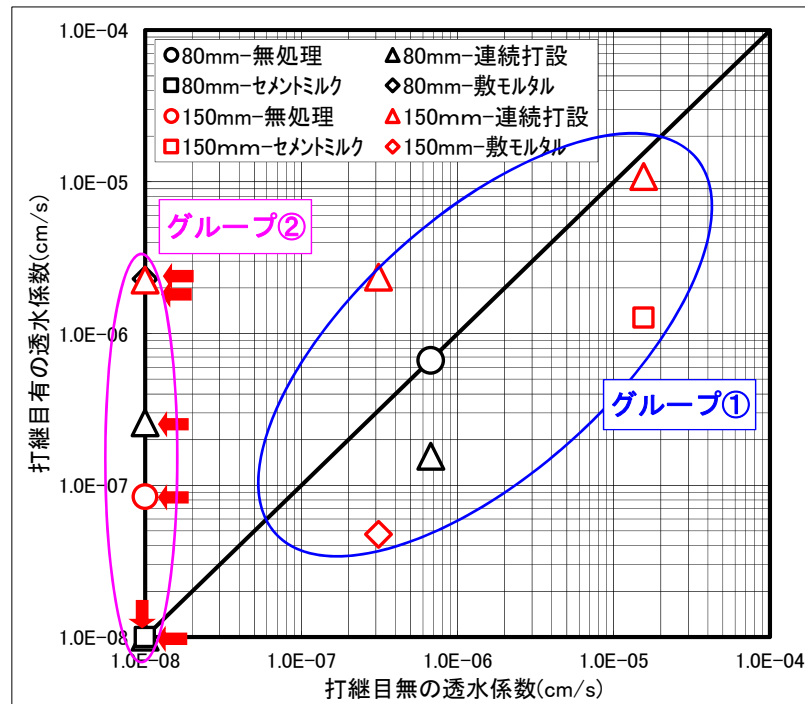


図 5.2-7 打設面の“有”“無”における透水係数の差異

図 5.2-7 に示したデータの透水係数は $1.56 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ 以下であり、RCD 用コンクリートや極細砂、シルト等と同等の透水係数より若干大きいか同等以下を示した。この値は 10^{-5} オーダーであるが、 10^{-6} オーダーに非常に近いことから、特に著しい弱部・弱層が発生した状態で試験結果ではないと判断される。なお、図中の“打継目無”は“打継目有”の透水試験区間の上下のいずれかで実施した結果（図 5.2-2 参照），最大礫径は，最大礫径 $G_{max}=80\text{mm}$ 及び 150mm である。また，打継目の処理方法はマーカーの形状により区分した。

図 5.2-7 のデータ群は 2 つにグルーピングできる。グループ①は，ばらつきがあるものの，打継目無と打継目有で比例関係が認められるデータである。これは打継目有の透水係数へ打継目無の透水性能が支配的であるためと推測される。ここで，グループ①では $G_{max}=150\text{mm}$ のデータが多い傾向が認められる。これは後述するように最大礫径が大きいほど大きな透水係数を示しやすく，打継目の存在もあり最大礫径の影響度が大きいと判断される。一方，グループ②は，打継目無の条件の方が小さい透水係数を示しており，最大礫径よりも打継目処理の有無の影響が大きいと判断できる。

3) 敷均し層厚の影響

図 5.2-8 には，打継目無の条件における敷均し層厚条件ごとの透水係数を示す。図 5.2-8 に示した透水係数は同一条件における測定透水係数の平均値である。ただし，水位変化が認められず透水係数が測定できなかったデータは，不透水層と判断し，表 5.2-2 に示した実質上の不透水層

の透水係数の最大値 $1.0 \times 10^{-9} \text{cm/s}$ と仮定したうえで平均値を求めた。

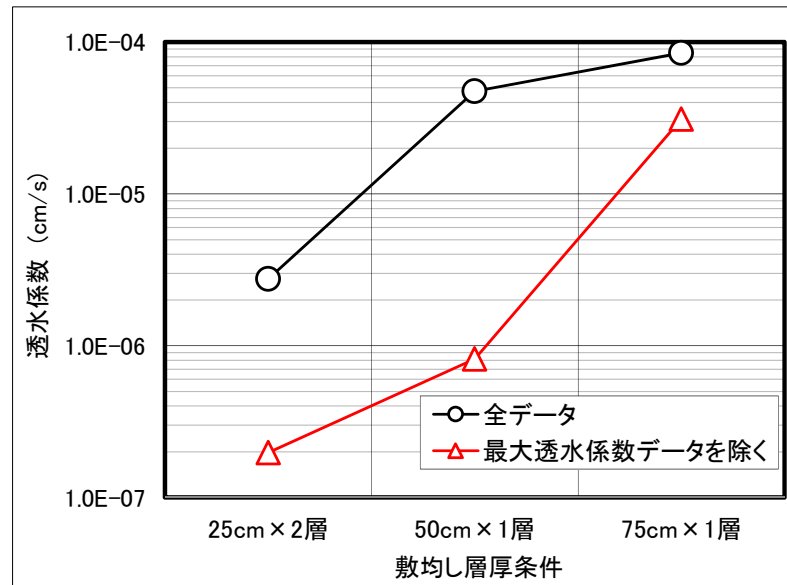


図 5.2-8 打継目無の条件における敷均し層厚条件ごとの透水係数

図 5.2-8 より、1 層あたりの締固め層厚が厚いほど透水係数が大きくなることが確認できた。ここで、透水係数のばらつきは、 10^1 オーダー以上の場合もあることから、ひとつの大きな透水係数による影響で評価を誤ることが懸念されたため、図 5.2-8 には測定データのうち最大透水係数を除いた平均値のデータも合わせて示した。“25cm×2 層”及び“50cm×1 層”は各 6 データあるが、測定データの 83%に相当する最大透水係数データを除く 5 データによる評価で $10^{1 \sim 2}$ オーダー差異が生じることが確認できた。

以上の結果から、一般的な傾向を把握するためには 1 つだけ突出したデータがあれば、これを除外して評価することが妥当と考えられる。この考えに基づけば、図 5.2-8 と類似工法で構築される RCD 用コンクリートの透水係数 (10^{-6}cm/s 程度) を考慮すれば、10t 振動ローラ使用時には 1 層あたりの締固め層厚は、透水係数が 10^{-6}cm/s 以下となることが期待できる 50cm 以下を採用することが妥当と判断できる。

4) 最大礫径の影響

図 5.2-9 には、最大礫径 $G_{max}=80\text{mm}$ と 150mm における透水係数の比較を示す。図 5.2-9 より、最大礫径 $G_{max}=80\text{mm}$ の条件の方が小さい透水係数を示す傾向（発生確率 75%=9 データ/12 データ）が認められる。最大礫径が大きいほど大礫が集中しやすく、また、大礫の下部は十分に締固めエネルギーが伝達されることが期待できないことなどの理由により、“疎”の状態を発生させやすいため、透水係数が大きくなると推測される。

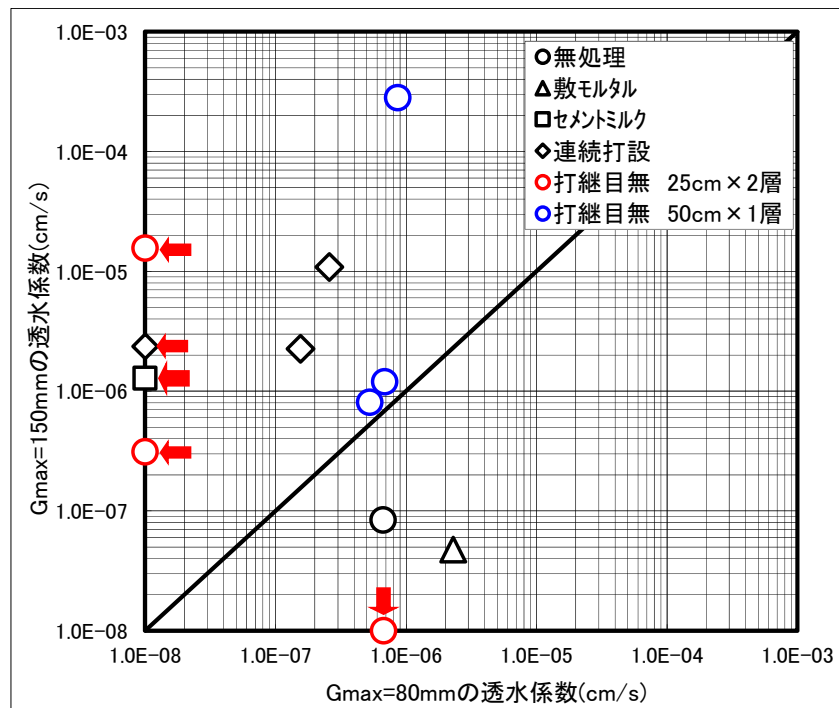


図 5.2-9 G_{max} が 80mm と 150mm における透水係数の差異

5.2.4 まとめ

本節の結果より，INSEM 構造体の透水試験結果より，以下の知見を得た。

- 1) INSEM の透水係数は，十分な施工が実施された場合には， 10^{-6}cm/s オーダー以下を示し，RCD 用コンクリートや極細砂，シルト等と同程度の“低い”透水性能が確保できる。
- 2) INSEM の透水係数にはコンシステンシーが影響を及ぼす。INSEM のコンシステンシー（ VC 値）が大きい場合，締固め不足が生じやすく，構造体内部に弱部が発生する可能性があることが確認できた。一方，INSEM のコンシステンシー（ VC 値）が小さい（本検討では VC 値＝2.9～6.5s）条件において，弱部とみられる極端に透水係数の大きな試験値は認められなかった。
- 3) 良好な施工が実施された場合には，INSEM の透水係数は非常に小さくなる。本試験結果では，敷均し層厚 $25\text{cm} \times 2$ 層，10 t 振動ローラ転圧（無振動 2 回＋有振動 6 回＋無振動 2 回）で透水係数が 300～360 分の計測では測定できないほど小さくなる場合もあることが確認された。これは，構造体内部に弱部・弱層が発生していないためと推察」できる。
- 4) 1 層あたりの敷均し層厚の薄い方が透水係数は小さい。これは，振動ローラだけでなく敷均し機械等による締固め効果の影響があると考えられる。逆に 1 層あたりの敷均し層厚が厚い場合には，弱部・弱層が発生する可能性が高くなるといえる。なお，透水係数の測定結果より，良好な施工ができる条件として，転圧機械に 10 t 級振動ローラを使用する場合，締固め層厚は約 50cm が妥当と判断される。一般的な INSEM 工法では 3～5t 級振動ローラの使用が前提のため，より薄い転圧層厚の採用が必要である。
- 5) 打継目の“無（ない）”の箇所における透水性は，打継目の“有（ある）”の箇所よりも低くなる可能性が高い。後述する大礫集中も水平打継目で発生することから，INSEM 工法において水平打継目が弱部・弱層となる可能性が高いと判断される。
- 6) 最大礫径が大きいほど透水係数が大きくなる傾向が認められる。これは，大礫が大きいほど

集中したり，大礫の下部は十分に締固めエネルギーが伝達されなかったりして，INSEM 構造体中に“疎”の状態，すなわち弱部・弱層が発生する可能性があることが推測される。

- 7) 本試験結果より透水試験が，INSEM 構造体内部の弱部・弱層の連続性を把握するための手法になりうることを確認でき，弱部・弱層発生 of 主要な要因として，コンシステンシー，締固め層厚，最大礫径などがあげられることが確認できた。

5.3 コアを利用した弱部・弱層の発生要因・発生防止に関する研究

5.3.1 研究目的

INSEM 工法は、単位水量が少ないゼロスランプの INSEM 材を製造後、ダンプトラック等で運搬し、ブルドーザで敷均したうえ、振動ローラで締固めて構造物を構築する工法である。セメントを含有しない“土工”では、多少礫分が多くとも、所定の施工方法を実施すれば、施工不良などが発生する危険性は低い。しかし、INSEM 材は土工時と比較すると多量の水分とセメントとを含んでいることから、施工中に乾燥化やセメントの水和反応によりコンシステンシーが変化し、締固めにくい性状へ変化するといった材料特性を有する。また、工法的にも製造直後に積替え・荷卸しを行うことから、大礫を多く含む材料と相まって、材料分離や大礫の集中が発生しやすい特性を有する。このように INSEM 工法には、その材料特性・工法特性から構築された構造体内部に弱部・弱層を発生させる潜在的な要因がある。『5.2 透水性能による弱部・弱層の発生要因に関する研究』では、透水試験結果に基づく弱部・弱層の発生要因として①INSEM 材のコンシステンシー、②敷均し層厚、③大礫集中が挙げられることが示された。

コンクリートで構築された砂防施設においても、ジャンカや不連続部を有するものの、現状で施設機能を有している事例は多く存在する。このことから、構造体内部に多少の弱部・弱層が存在しても構造物の機能に大きな損傷を与える危険性は低いことも想定される。しかしながら、コンクリート構造物の建設においても入念な施工が実施され、構造体内部の弱部・弱層の発生抑制がなされている事実を鑑みると、INSEM 工法においても構造体の品質の確保・向上に配慮する必要性は高いと判断される。また、砂防堰堤のような重力式構造物は、無筋構造物であるがゆえ、状況・状態によっては減価償却から決まる耐用年数以上に利用することが期待できる。このような観点から、より長期間活用できることも想定して、INSEM 構造体においても内部に弱部・弱層が発生しないように配慮することが必要と判断される。

以上のような背景・実状を考慮し、本節では、コアを利用して弱部・弱層の発生要因を把握するとともに、INSEM 構造体における早期劣化に対する不安要因を排除し、長期にわたり施設機能が維持されるように、工法特性に起因して発生する弱部・弱層の対策方法について取りまとめることを目的とする。

5.3.2 検討条件

(1) 検討対象

本検討対象は、『4.4 栃木県湯沢における経年変化観測事例』に示した砂防堰堤の施工に先立ち実施した試験施工である。

(2) INSEM 母材条件

INSEM 母材は、表 5.2-1 に示した現地発生土砂のうち、No.2 に該当する。

(3) INSEM 配合条件

表 5.3-1 に、試験施工における INSEM 配合を示す。

表 5.3-1 当該試験施工における INSEM 配合

配合名	配合量 (kg/m ³)			配合上の 単位体積重量 (kN/m ³)	配合条件
	セメント C	水 W	土砂 G		
C160W150	160	150	1.965	22.31	目標 V C 値 = 5~10 秒 目標強度 $\sigma_{28} \geq 6.0 \text{ N/mm}^2$ 目標供試体強度 $\sigma_{28} \geq 12.0 \text{ N/mm}^2$

(4) 試験施工ヤード形状と試験条件

試験施工ヤード形状を図 5.3-1 に示すとともに、図 5.3-1 及び表 5.3-2、5.3-3 に各レーン・ケースにおける試験条件を示す。

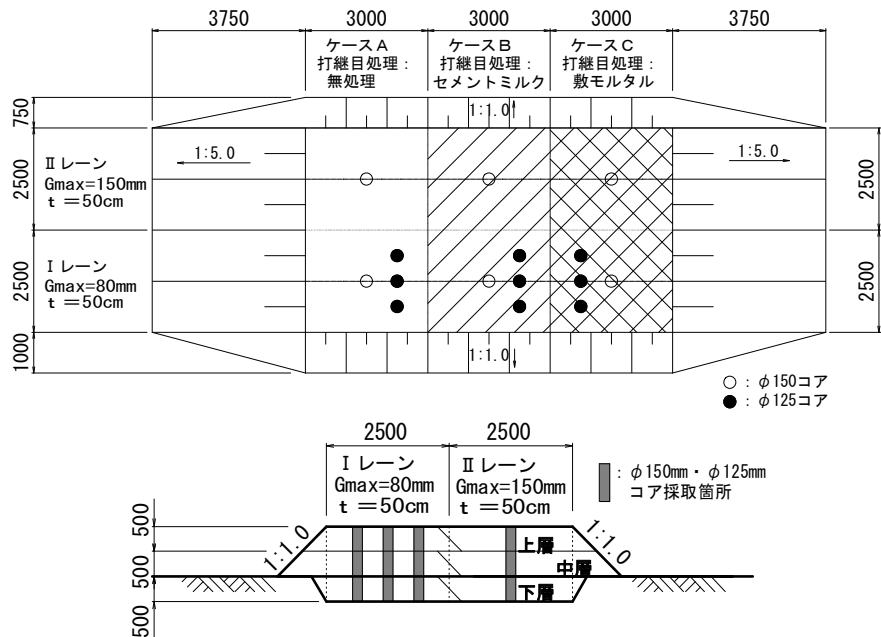


図 5.3-1 試験施工ヤード形状と試験条件

表 5.3-2 試験施工におけるレーン区分

レーン区分	区 分 内 容
I	現地発生土砂の最大礫径 $G_{max}=80\text{mm}$ 転圧層厚 $t=50\text{cm}$
II	現地発生土砂の最大礫径 $G_{max}=150\text{mm}$ 転圧層厚 $t=50\text{cm}$

表 5.3-3 試験施工におけるケース区分

ケース区分	区 分 内 容	備 考
A	下層・中層間の打継目処理 なし	中層・上層は 連続打設面
B	下層・中層間の打継目処理 セメントミルク散布(0.5cm)	
C	下層・中層間の打継目処理 敷モルタル(1.5cm)	

既往研究¹⁾⁹⁾からも弱部・弱層の形成には最大礫径の影響があることが確認されている。ここでは、INSEM 母材の最大礫径 G_{max} が 80mm 及び 150mm を検討対象とする。また、打設面における弱部・弱層の発生防止としての打継目処理の効果を確認するため、下層・中層間は“無処理”と 2 種の打継目処理 (“セメントミルク”, “敷モルタル”) を実施した。なお、中層・上層間は、中層打設後すぐに上層を打設する連続打設面とした。

(5) 検討内容

本試験施工では、試験施工ヤードから採取したコアを用いて、目視観察や大礫集中に伴う空隙が多いコアの鉛直方向の長さ（以下、ジャンカ長と呼ぶ）の計測、並びに水平打継目周辺の単位体積重量測定を行い、弱部・弱層発生防止の対策方法及びその有効性について検討を行うものとした。具体的には、最大礫径を 80mm 及び 150mm とした INSEM 材（配合量はいずれのケースも表 5.3-1 と同じ）を同じ施工条件で打設し、硬化後に採取したコアのジャンカ発生率（＝ジャンカ長の総和/コア長）の測定を行い、最大礫径の弱部・弱層発生に及ぼす影響を検討した。ま

た，無処理，セメントミルク（ $t=0.5\text{cm}$ ），敷モルタル（ $t=1.5\text{cm}$ ）の 3 種の打継目部の単位体積重量を測定し，打継目処理方法の弱部・弱層防止効果を検討した。なお，ジャンカ発生率はコア強度測定用に採取した $\phi 150\text{mm}$ のコアで測定し，打継目部の単位体積重量は $\phi 125\text{mm} \times H125\text{mm}$ の円柱形に整形し，以下に示す簡易せん断試験に使用するコア供試体で実施した。

ここで，INSEM 工法においては，弱部・弱層は水平打継目（打設面）に発生することが多い。そのため， $\phi 125\text{mm}$ のコアより作成した $\phi 125\text{mm} \times H125\text{mm}$ の円柱供試体を用いて，図 5.3-2 及び写真 5.3-1 に示した簡易せん断試験¹⁰⁾（写真 5.3-1 参照）を実施し，打継目のせん断強度を測定した。簡易せん断試験は，載荷方向とせん断破壊面との傾斜角 α （ 25° ， 30° ， 35° ）を設けるとともに，試験面（本研究では水平打継目）が中央に配置されるように供試体受けで固定した供試体に載荷する。供試体破壊後，破壊荷重 P により次式を用いて破壊時の垂直応力 σ_f ，せん断応力 τ_f を求め，Coulomb の破壊基準線 $\tau_f = \tau_0 + f \times \sigma_f$ を特定する試験である。なお，簡易せん断試験では比較対象として打継目のないコアにおけるせん断強度も測定する。

$$\sigma_f = \frac{P}{A} \sin \alpha \cdots \cdots \cdots (4.2.1 \text{ 式})$$

$$\tau_f = \frac{P}{A} \cos \alpha \cdots \cdots \cdots (4.2.2 \text{ 式})$$

ここで， P ：破壊荷重(N)
 A ：せん断面積(mm^2)
 α ：傾斜角（ $^\circ$ ）

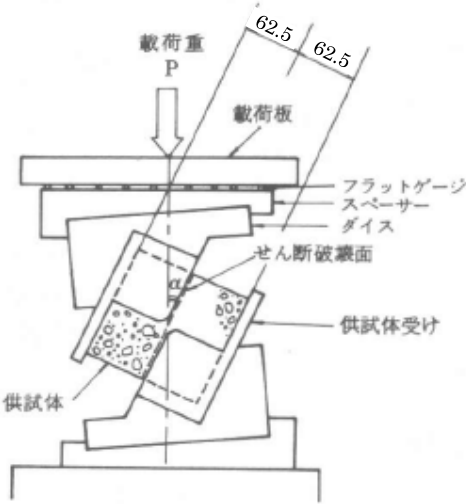


図 5.3-2 簡易せん断試験概念図（文献 10）より抜粋・一部修正）



写真 5.3-1 簡易せん断試験状況例

5.3.3 検討結果及び考察

5.3.3.1 簡易せん断試験結果に基づく弱部・弱層評価の可能性

1) 破壊時における垂直応力及びせん断応力による弱部・弱層評価の可能性

簡易せん断試験を実施した打設面等におけるサンプリングコアの状況一例を写真 5.3-2 に示す。なお、敷モルタルのコアのように試験面近傍でコアが分離した場合には、試験面に影響がないようにコンクリートを補強・整形して試験を実施した。

簡易せん断試験は、写真 5.3-2 に示した①連続打設面、②打設面処理（敷モルタル）、③打設面処理（セメントミルク）、④打設面処理（無処理）と、比較対象となる⑤継目無の 5 ケースを対象とした。



写真 5.3-2 簡易せん断試験の実施コア及び試験面の一例

簡易せん断試験結果を表 5.3-4 及び図 5.3-3 に示す。図 5.3-3 より、“敷モルタル”の試験ケースでは、他の試験結果に比べて、せん断角が大きくなるにつれて破壊時における垂直応力、せん

断応力の値が急激な増加傾向を示した。このことより、敷モルタルの強度が打設面のせん断強度に及ぼす影響が大きいと判断できる。また，“継目無”の試験ケースでは、他の試験結果に比べて破壊時における垂直応力の増加に対するせん断応力の増加（ $=\tau_f/\sigma_f$ ）が小さい傾向を示す。これは他の供試体と異なり、せん断面内に礫を含有し、これらの強度が打設面のせん断強度に大きな影響を及ぼしたものと考えられる。ここで，“無処理”のデータは表 5.3-4 から確認できるように他の試験と異なる。破壊時のせん断応力 τ_f は、せん断角 25° で最も大きい値を示し、せん断角 35° で最も小さい値を示した。この結果は、試験対象である打設面厚は、無処理の場合、見かけ上、非常に薄くなることから、せん断角 25° の試験では打設面の直上層または直下層の水平打継目ではない箇所が試験面（せん断面）となった可能性があると考えられる。

表 5.3-4 簡易せん断試験結果に基づく破壊時における垂直応力とせん断応力

打継目処理方法	供試体 No.	せん断試験角度 ($^\circ$)	垂直応力 (N/mm^2)	せん断応力 (N/mm^2)	備考
連続打設面	1	25	0.127	0.272	
	2	30	0.780	1.351	
	3	35	1.434	2.048	
継目無	1	25	1.555	3.335	
	2	30	2.345	4.062	
	3	35	3.482	4.972	
敷モルタル	1	25	0.304	0.653	
	2	30	3.185	5.517	
	3	35	7.669	10.952	
セメントミルク	1	25	0.841	1.804	
	2	30	1.925	3.334	
	3	35	1.818	2.597	
無処理	1	25	3.005	6.444	
	2	30	1.815	3.144	
	3	35	0.568	0.811	

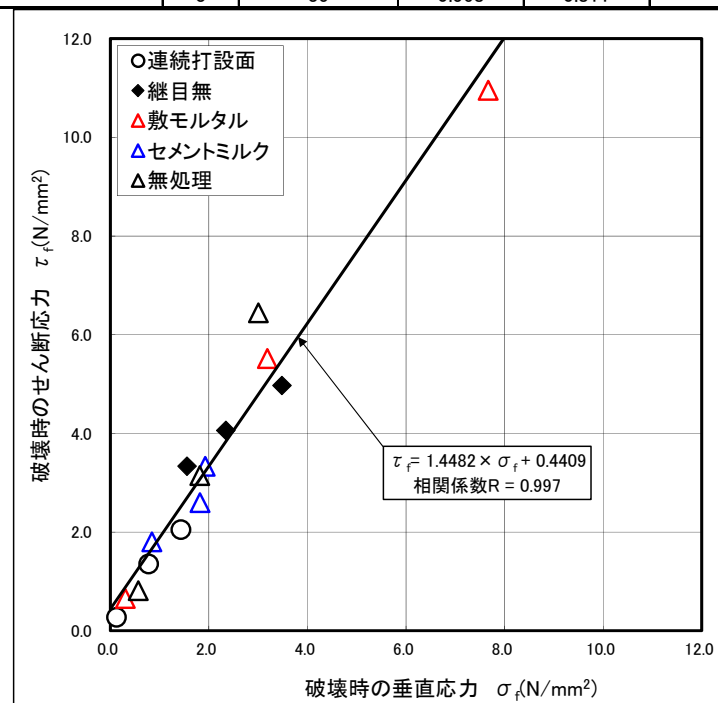


図 5.3-3 簡易せん断試験結果に基づく垂直応力とせん断応力の関係

いずれにせよ、各試験ケースにおける個別のデータは違う特性を有するものの、図 5.3-3 に示した全データの近似直線の高い相関係数より確認できるように、簡易せん断試験による打設面の破壊時における垂直応力とせん断応力との関係は、打継目の処理方法によらず、概略的には同一

の傾向を有していると判断できる。また、簡易せん断試験が打設面のせん断強度を測定することは可能であるが、その試験結果である破壊時における垂直応力及びせん断応力から、構造的弱部・弱層を判定することは困難と判断される。

2) 初期せん断強度や摩擦係数による弱部・弱層評価の可能性

表 5.3-5 には簡易せん断試験結果に基づくそれぞれの条件におけるせん断強度推定式を示す。また、表 5.3-5 に示した初期せん断強度 τ_0 と摩擦係数 f の関係を図 5.3-4 に示す。ここで、無処理のせん断強度推定式は、近似式では $\tau_f = 2.3079 \times \sigma_f - 0.6785$ であったが、初期せん断強度 τ_0 は近似式において、負の値であったため $\tau_0 = 0 \text{ N/mm}^2$ とした。

表 5.3-5 簡易せん断試験結果に基づくせん断強度推定式

試験区分	個別データ		
	せん断強度推定式	初期せん断強度 τ_0 (N/mm^2)	相関係数
連続打設面	$\tau_f = 1.3586 \times \sigma_f + 0.1635$	0.1635	0.992
打継目処理	敷モルタル $\tau_f = 1.3823 \times \sigma_f + 0.5656$	0.5656	0.995
	セメントミルク $\tau_f = 1.1735 \times \sigma_f + 0.7849$	0.7849	0.915
	無処理 $\tau_f = 2.0188 \times \sigma_f$	0	0.967
継目無	$\tau_f = 0.8464 \times \sigma_f + 2.0404$	2.0404	0.999

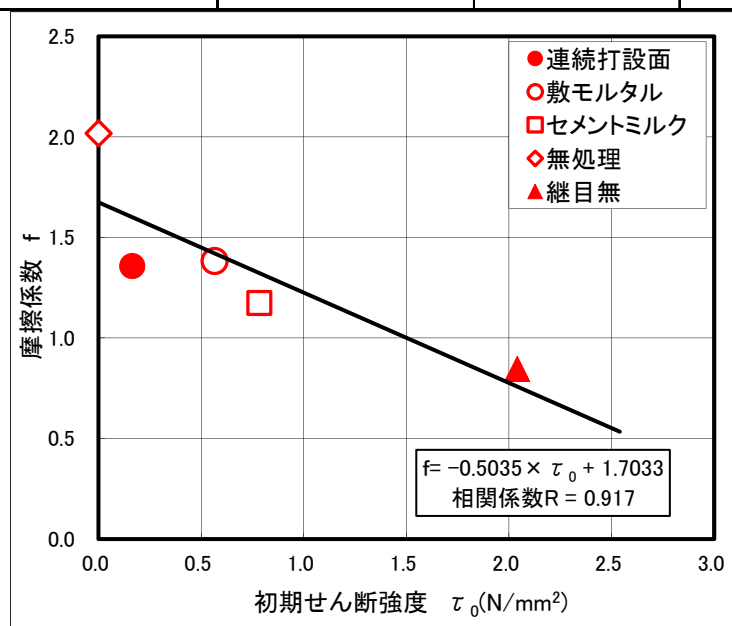


図 5.3-4 初期せん断強度と摩擦係数の関係

図 5.3-4 より、初期せん断力が大きくなるにつれ、摩擦係数が小さくなる傾向が認められた。初期せん断強度は、“無処理”、“連続打設面”の条件で小さく、“継目無”の条件で大きいことが確認された。初期せん断強度は土の強度定数における粘着力に相当する項目であることから、打継目処理を実施しない場合には打設面の接着・一体化の程度は相対的に小さいと判断される。ここで、“無処理”のデータには、前述したように傾斜角 25° と 35° の結果が他のデータの傾向と異なり、初期せん断強度や摩擦係数の値には精度上の課題を有する。ここで、「砂防ソイルセメントの材料特性に関する調査」¹¹⁾で実施された、試験方法の異なるせん断試験結果でも、打継目処理をしていない打設面や連続打設面での初期せん断強度が小さい傾向が認められることから、打継目処理を実施しない場合には打設面の接着・一体化の程度が、相対的に小さくなる傾向があると推測できる。

一方、打設面のない条件（“継目無”）では非連続面がないことから土の粘着力に相当する初期せん断強度が大きく、構造的に一体的であることが確認でき、“敷モルタル”、“セメントミルク”の条件では、“無処理”、“連続打設面”と“継目無”の中間的な性状を示した。

以上示したように初期せん断強度のみに着目すれば、打設面の打継目処理方法の特性を評価できる可能性がある判断できる。しかし、初期せん断強度が小さいほど摩擦係数が大きくなる傾向を示すことを考慮すれば、土の粘着力に相当する初期せん断強度のみで弱部・弱層を評価してよいかという課題を有するため、簡易せん断試験の整理結果から弱部・弱層を判断することは困難といえる。

5.3.3.2 コアの外觀及び単位体積重量等に基づく弱部・弱層の発生要因評価

1) コアによる弱部・弱層の発生状況・要因の確認

写真 5.3-3 にはサンプリングコアの外觀を示す。当該コアは最大礫径 $G_{max}=150\text{mm}$ の INSEM コアであるが、大礫が集中する箇所、特に大礫の下部で、顕著なジャンカ等の締固め不足領域が認められる。これらは目視状態から弱部・弱層と判断され、INSEM 及び構造体の品質を低下させることが懸念される。

以上のコアの状態の目視結果は、弱部・弱層の判断として容易かつ確実な方法といえる。目視結果より、INSEM における弱部・弱層として、一体化不足による分離した打継目や大礫の集中に伴うジャンカなどをあげることができる。ここで、これらの弱部・弱層が極局部的な分布であれば問題ないが、広く連続する場合には、構造物に影響を及ぼす危険性が懸念される。



写真 5.3-3 大礫の集中によるジャンカ発生箇所 ($G_{max}=150\text{mm}$)

写真 5.3-4 には、“無処理”、“連続打設面”及び打設面処理部（“セメントミルク”、“敷モルタル”）を鉛直方向に切断したコアを示す。

写真 5.3-4 に示した各種打設面では、それぞれ締固め不足領域等が認められる。全てではないものの、“無処理”の条件では打設面が分離する状態が確認された（写真 5.3-2 参照）。“連続打設面”の条件では、打設面は一体化しているものの、打設面の上位では、締固め不足の領域が相対的に多く確認された。ただし、この締固め不足の領域は、打設面の処理方法による影響ではなく、他のコアと比較すれば明らかなように、大礫の集中による影響により発生したものと推測できる。“セメントミルク”の条件では、打継目面は相対的に不明瞭であった。これは、セメントミルクの敷均し層厚が薄いこと、セメントミルクが打設面もしくは敷均した INSEM 材に吸収された影響と推測される。“敷モルタル”の条件では、敷モルタルが上層に下部から上昇し、良好な密着状態を形成（一体化）することが確認できた。ここで、敷モルタルの場合、打設面の上位に

大礫の集中が存在しても、この空隙部へ浸透・充填されることが推測され、打設面直上方にジャンカなどを発生させにくいことが期待できる。

コアの目視に加え、切断コアの目視を実施すれば、打継目の弱部・弱層の発生要因の推測や打継目処理の効果の等が検証できることが確認できた。

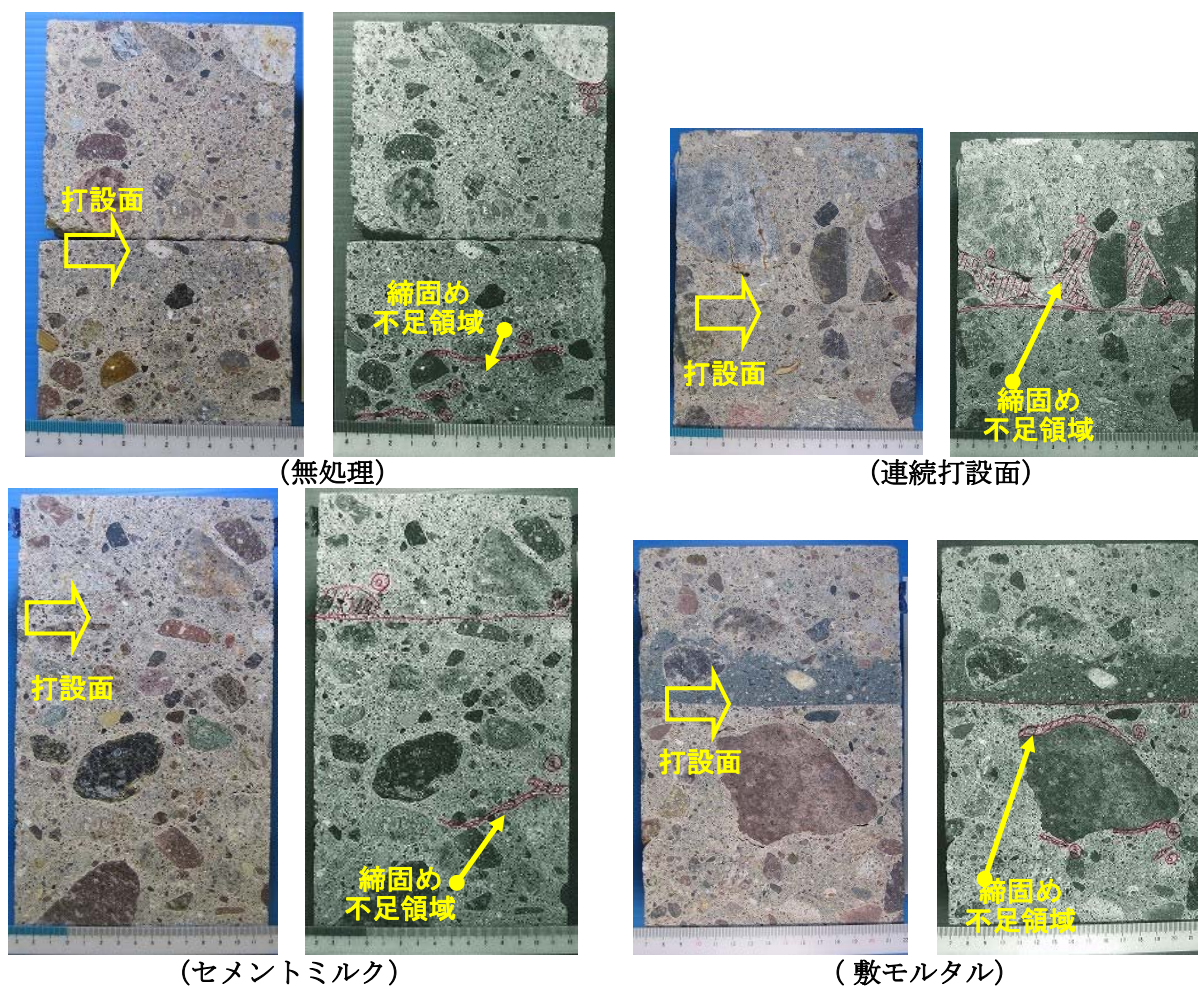


写真 5.3-4 連続打設面及び打設面処理におけるコアの目視状況

2) 弱部・弱層の発生に及ぼす最大礫径の影響

表 5.3-6 には、試験施工ヤードのⅠ及びⅡレーンから採取した $\phi 150\text{mm}$ サンプルコアのジャンカ発生率を示した。なお、試験施工では厚さ 50cm 程度×3 層で INSEM を打設したことから、ジャンカ発生率を下・中・上層に区分して整理した。いずれの値も 3 本のコアの平均値である。表 5.3-6 より、最大礫径 80mm のコアに比べ、最大礫径 150mm のコアではジャンカ発生率が著しく大きくなる傾向が確認された。これは、INSEM 母材中の最大礫径が大きいほど大礫の集中が発生しやすいことを示唆している。

「砂防ソイルセメントの材料特性に関する調査結果」¹¹⁾では、最大礫径を 150mm 及び 300mm (転圧層厚約 30cm) とした打設面の良否に着目して、最大礫径の弱部形成に及ぼす影響に関する研究が実施され、大礫の含有量が多いほど不良打設面面積率が大きくなるという結果が得られている。また、図 5.2-9 に示した透水試験結果でも最大礫径が大きいほど透水係数が大きいことから、連続性のある弱部・弱層が発生しやすい傾向を有することが確認されている。

表 5.3-6 に示した結果は、転圧層内部におけるジャンカ発生に着目したものであるが、その結果はこれらの研究成果と調和的である。

表 5.3-6 最大礫径とジャンカ発生率

最大礫径	ジャンカ発生率				試験施工条件
	下 層	中 層	上 層	平 均	
80mm	0.0%	0.0%	6.2%	2.1%	締固め層厚50cm程度 転圧回数10回(内有振動6回)
150mm	26.1%	23.8%	19.1%	23.0%	

3) 打設面周辺の INSEM の単位体積重量

図 5.3-5 に、無処理、セメントミルク（厚さ $t=0.5\text{cm}$ ）、敷モルタル（ $t=1.5\text{cm}$ ）の 3 種の打継目を含むコア供試体と、打継目の無いコア供試体を用いて測定した単位体積重量を示す。なお、図 5.3-5 には、「5.3.3.1 簡易せん断試験結果に基づく弱部・弱層評価の可能性」に記した試験面近傍でコアが分離し、コンクリートで補修・補強した供試体によるデータは含んでいない。

図 5.3-5 より、無処理の場合が最も単位体積重量が小さく、そのばらつきは最も大きく、打継目処理として敷モルタルを実施した場合の単位体積重量が最も大きいことが確認された。この結果から、写真 5.3-4 及び後述する写真 5.3-8 から類推されるように打継目直上部の大礫間には、ジャンカなどの疎な状態が発生しやすいこと、敷モルタルはこの空隙を充填する効果があることが検証できたと考えられる。

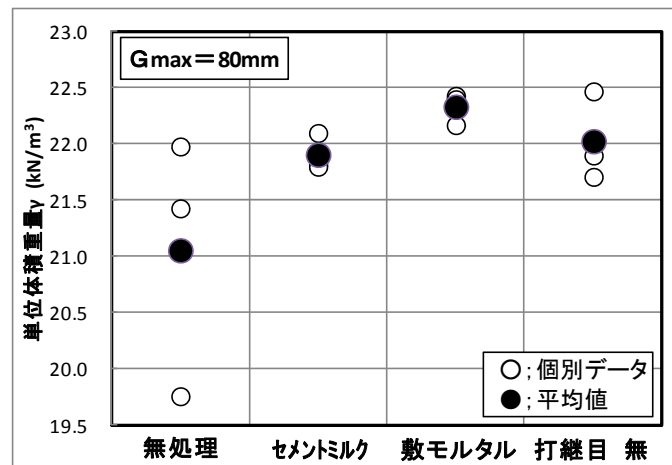


図 5.3-5 打継目処理方法毎の単位体積重量

5.3.3.3 弱部・弱層発生防止対策

1) 締固め易さの確保

弱部・弱層の発生は、 $\phi 80\text{mm}$ 以上の大礫の含有や大礫の集中などの影響があるといえ、締固め不足が主因と考えられる。INSEM 工法において、締固め不足を防止する対策としては、①締固め易い INSEM 配合を採用すること、②INSEM 製造後短時間で打設を完了させること、③締固め効果の高い振動ローラを使用することがあげられる。このうち、②、③はすでに規格化されている¹²⁾。①については INSEM 材の製造時の品質として“締固め易さ”に着目し、INSEM 材のコンシステンシーを考慮した配合を採用することが妥当と判断される。なお、INSEM 材のコンシステンシーについては、第 6 章で取りまとめる。

2) 打継目の分離防止

「砂防ソイルセメントの材料特性に関する調査結果」¹¹⁾では、種々の打継目処理による付着状況が確認されている。同研究の中では、“清掃・散水”（＝継目無処理）では分離する確率（5/9＝56%）が高いものの、“セメント散布”程度でも高い確率（8/9＝89%）で、敷モルタルでは

全てで付着する結果が得られている。

この結果より、打継目の分離防止対策としては、“清掃・散水＋セメント散布”程度でも十分であると考えられる。ただし、より確実な一体化を必要とする部位・構造物等においては、確実性の高い“セメントミルク”や“敷モルタル”を実施することが妥当と判断される。

③ 大礫の集中に伴うジャンカの発生防止

写真 5.3-5 には、ダンプトラックからダンピング直後の INSEM を示すが、山裾部に大礫が集中していることが確認される。これらの集中箇所は弱部・弱層となる可能性がある。ここでは、経験的ではあるが、いくつかの弱部・弱層の発生防止対策をまとめる。

① 事前対策（大礫の確実な除去）

弱部・弱層の発生には大礫の混入が影響をすることから、INSEM 母材中の大礫を極力除去することが重要である。具体的には、複数回にわたるスケルトンバケットやグリズリーバーによる大礫除去を実施する方法や自走式振動ふるい機（写真 5.3-6 参照）を使用する方法があげられる。

② 二次攪拌

INSEM 材中に大礫が含まれていても、これらの集中が発生しない場合には弱部・弱層の発生確率は低くなる。写真 5.3-5 に示したような大礫の集中箇所を含め、ダンピングした INSEM 材の大礫の集中緩和には、敷均し前に二次攪拌することが有効である（写真 5.3-7 参照）。



写真 5.3-5 ダンピング直後の大礫集中箇所



写真 5.3-6 自走式振動ふるい機による大礫除去の事例



写真 5.3-7 二次攪拌の事例

③ 敷モルタルによる充填

写真 5.3-8 には“無処理”と“敷モルタル”の打継目処理部のコア（ $\phi 125\text{mm}$ ）状況を示す。

写真 5.3-8 では、打継目が“無処理”で、直上部に大礫が集中・存在した場合には、ジャンカなどの疎の状態が発生する場合がある。しかし、打継目処理として“敷モルタル”を実施した場合には、例えば、大礫が集中・存在する箇所があっても大礫周辺にモルタルが充填され、大礫の集中に伴うジャンカなどの弱部・弱層が発生しにくいことが確認できた。

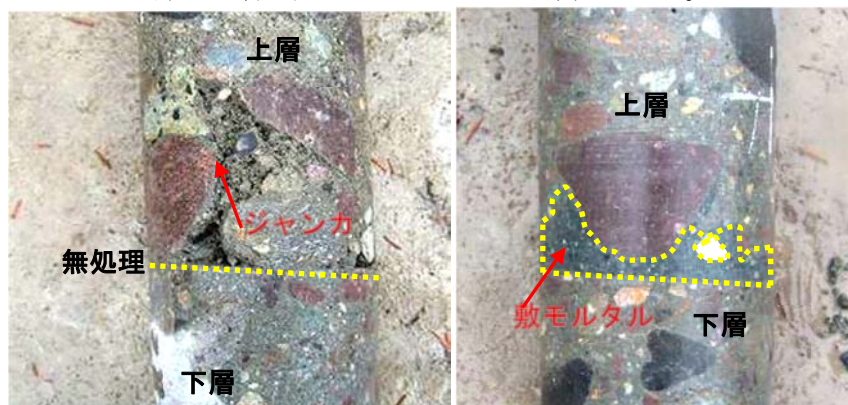


写真 5.3-8 無処理と敷モルタルの打継目処理部の比較

敷モルタルの弱部発生防止効果の概念を図 5.3-6 に示す。INSEM 工法では、前述したように重力の作用により INSEM 材のダンピング（荷卸し）の際に、施工層の最下部、すなわち打設面（打継目の直上部）で大礫の集中が発生しやすい。しかし、打継目処理として敷モルタルを実施することで、転圧時の荷重により敷モルタルが大礫周辺の空隙を充填し、弱部・弱層の発生を緩和・防止できるものと推察される。

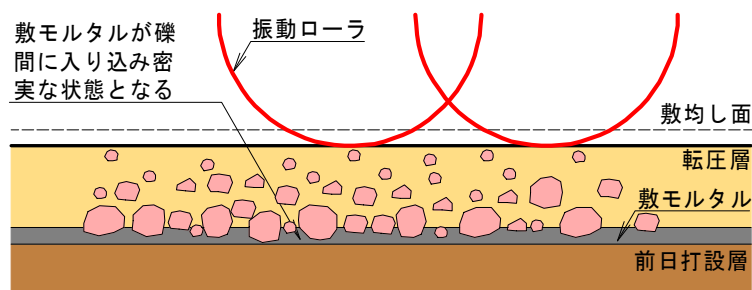


図 5.3-6 敷モルタルの弱部発生防止効果概念図

5.3.4 まとめ

本節では、サンプリングコアを利用した INSEM 構造体内部における弱部・弱層の評価方法及

び発生防止対策について整理・検討を行い、以下のような結果を得た。

- 1) 簡易せん断試験結果では、初期せん断強度の大小により、弱部・弱層が評価できる可能性はあるが、初期せん断強度が小さい場合には摩擦係数が大きくなる傾向がみとめられ、土の粘着力に相当する初期せん断強度のみで弱部・弱層を評価してよいかという課題を有するため、簡易せん断試験結果による弱部・弱層の有無の判断は、困難と判断できる。
- 2) コアの外觀目視やこれに伴うジャンカ率、透水係数等から INSEM 工法では大礫の集中により水平打継目面の直上部でジャンカ等の弱部・弱層を発生させやすいことが検証された。この結果は既往の研究成果と調和的であった。従って、コア（特に鉛直宝庫に切断したコア）の外觀目視によって、弱部・弱層を評価することが容易かつ確実的と判断できる。また、外觀目視結果と『5.2 透水性能による弱部・弱層の発生要因に関する研究』に示した透水試験結果を総合的に評価することで、より精度の高い弱部・弱層の発生状況の把握が可能である。
- 3) 打設面の一体化のみであれば“清掃＋散水＋セメント散布”程度の対応で可能であるが、より確実に弱部・弱層の発生を防止するためには、セメントミルク散布や敷モルタル等の打設面処理が望まれる。セメントミルクは、その流動性のため、敷均し時の打設面直上の INSEM 材を軟質化し、付着力を増大させる効果があると推測されるが、大礫の集中部への効果は今回確認できなかった。また、敷モルタルは、敷均した INSEM 材の大礫の集中箇所の空隙部を充填する効果により、打設面の一体化とジャンカなどの弱部・弱層の発生を防止できると考えられる。
- 4) 弱部・弱層の発生防止には、①INSEM 材の締固め易さの確保、②打継目の分離防止、③大礫の集中防止等の対応が有効と考えられる。①ではコンシステンシーを考慮した INSEM 材の配合の採用、②では“清掃・散水＋セメント散布”以上の打継目処理の実施、③では大礫の確実な除去、荷卸し後の INSEM 材の二次攪拌の実施、空隙部への充填が期待できる敷モルタルの実施等を提案した。
- 5) 敷モルタルなどの実施は、弱部・弱層等の発生防止においては有効であっても、INSEM 工法の施工性・経済性を著しく損なう可能性が懸念される。このような状況を考慮すれば、弱部・弱層の発生防止に効果的で、施工性・経済性に優れるより簡易な対策の開発・検討や、敷モルタル等を全水平打継目に実施するのではなく、必要最小限に抑えるための実施範囲に関する検討などを行う必要がある。

5.4 総 括

本章では、INSEM 工法の特徴に起因して発生が懸念され、かつ INSEM 構造体の早期劣化の要因となりうるものが懸念される弱部・弱層の発生要因、及びその対策方法についてとりまとめた。

当該研究の意義と課題を以下にまとめる。

INSEM 構造体は、工法特性より大礫の集中によるジャンカ部の発生や水平打継目の分離等の弱部・弱層の発生が懸念される。これらの弱部・弱層が、どの程度構造体に影響を及ぼすか、どの程度許容できるかについては、現状では十分に研究されていない。ジャンカ部や水平打継目の分離等の弱部・弱層では漏水が発生する。「砂防関係施設点検要領（案）」¹³⁾では、“漏水”に関しては、“堤体からの漏水は、機能の直接的な低下にはつながらない”とされながらも“広範囲にわたる漏水”は“機能・性能低下あり”に分類されている。

これらの実状を考慮すれば、歴史的砂防堰堤等の現存し、機能を発現している古い施設の内部材が、INSEM と比較しても低品質であることが多いことから、弱部・弱層が施設の機能低下に支障をきたさないと判断するといった考え方も可能であるが、長期的に劣化を助長する可能性があるのであれば、そのリスクをできる限り排除するといった予防的な考え方もできる。

当該研究は、この後者の予防的な考え方によるものである。

INSEM 工法において、その工法特性等から締固め不足箇所や水平面の不連続化箇所が弱部・弱層となる。これらの弱部・弱層より高い位置に水位が生じた場合には“漏水”現象が発生することが推測される。当該研究では、サンプリングコアによる外観目視やサンプリング孔を活用した透水試験等から、大礫の集中、コンシステンシー、敷均し層厚が、弱部・弱層の発生に影響していることを確認した。また、“漏水”に着目すれば、水平面の不連続化箇所も弱部・弱層と捉えることができる。これは打継目処理方法やその確実性等の影響によるものと推測される。このような弱部・弱層の発生要因の特徴を考慮すれば、弱部・弱層の発生防止には、① INSEM 材の締固め易さの確保、②大礫の集中防止、③打継目の分離防止等の対応が有効であると判断できる。ただし、弱部・弱層がどの程度、構造体の経年変化・早期劣化に影響を及ぼすかは不明確であることから、弱部・弱層と経年変化等との関連付けが今後の課題である。これに加え、弱部・弱層の発生防止の多くは施工機関の対応となるため、施工者への過度な負担の発生やコスト増大の防止を前提とした対応の検討も今後の課題と考えられる。

当該研究の目的から外れるが、弱部・弱層を発生させないという考え方とは逆に、弱部・弱層が存在しても安定性に支障がない構造を採用する対応も考えられる。現行の設計基準は、構造体内に水平の不連続面が存在することを想定した設計方法となっていない。しかし、INSEM 構造体内の水平打継目毎での安定性評価や、水平打継目で漏水を想定した揚圧力の考慮等を含めて新たな設計手法を確立することで対応できる可能性もあると考えられ、今後の研究に期待したい。

引用文献

- 1) 田井中治・村松悦由・小峰正・中濃耕司・岡村佑介：INSEM 工法における大礫径の影響について，平成 19 年度砂防学会研究発表会概要集，p.256－257，2007
- 2) 例えば，長瀧重義・山本泰彦編書：図解コンクリート用語辞典，山海堂，p.226－229，2000
- 3) (独)土木研究所，(財)砂防・地すべり技術センター：砂防ソイルセメントの材料特性に関する調査結果，p.5-16－5-21，p.6-16～6-19，p.6-42，2006
- 4) (財)ダム技術センター編著：多目的ダムの建設平成 17 年版第 5 巻設計Ⅱ編，p.93，2005
- 5) (財)ダム技術センター編著：多目的ダムの建設昭和 62 年版第 3 巻設計Ⅰ編，p.372-372，1984
- 6) 鈴木徳行・志水茂明：RCD 工法と RCC 工法との特性について，土木学会論文集，第 403 号，VI-10，pp.93-102，1989
- 7) 笠井芳夫編著：コンクリート総覧，技術書院，pp.447-448，1998
- 8) (社)地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説－に分冊の 1－，p.450，2009
- 9) (独)土木研究所，(財)砂防・地すべり技術センター：砂防ソイルセメントの材料特性に関する調査結果，p.5-16－5-21，p.6-16～6-19，p.6-42，2006
- 10) 瀬古育二・山口温朗・自閑茂治：RCD コンクリートのせん断強度に関する実験的考察，コンクリート工学年次論文報告集，10-3，p.559－564，1988
- 11) 独立行政法人土木研究所土砂管理研究グループ火山・土石流チーム・(財)砂防・地すべり技術センター：砂防ソイルセメントの材料特性に関する調査，p.5-16－5-21，p.6-16～6-22，p.6-42－6-45，2006
- 12) (財)砂防・地すべり技術センター：砂防ソイルセメント設計・施工便覧，p.86，p.89，2011
- 13) 国土交通省砂防部保全課：砂防関係施設点検要領（案）（平成 26 年 9 月 29 日），p.30－36，2014

6 INSEM 材のコンシステンシー特性に関する研究

6.1 概 説

6.1.1 INSEM における“締固め易さ”考慮の必要性

INSEM は、現地発生土砂とセメント、水、空気の集合体であり、空気量が少ないほど、すなわち、締固め率が高いほど単位体積重量が大きくなる。また、締固め率が高いほど、INSEM 中の骨材の噛合せ効果が大きくなり、所定の単位セメント量におけるセメンテーション効果が増大し、強度及び耐久性能が向上することが期待できる。ここで、INSEM 工法が振動ローラによる転圧締固めによって、砂防施設を構築する工法であることを考慮すれば、製造直後のフレッシュな INSEM 材において“締固め易さ”は重要な要素であると考えられる。

INSEM 配合設定時には、INSEM 母材の最適含水比を基準として単位水量又は含水量（比）を設定することが主流となっている。同手法による配合設定は、“最適含水比”を考慮していることから、INSEM 材が“締固め易さ”を必ずしも軽視しているわけではない。しかし、「砂防ソイルセメント設計・施工便覧」¹⁾に示されているように、標準的な INSEM 工法において、製造直後の INSEM 材の品質管理として、フェノールフタレイン溶液散布による混合状況の確認のみが実施される実状を考慮すれば、INSEM 材の“締固め易さ”に着目しているとはいえない。

INSEM 工法の同種工法である CSG 工法においても、品質管理として、“締固め易さ”を評価する試験方法は採用されていない²⁾。その詳細の理由は不明であるが、天明らの研究³⁾を考慮すれば、土質性状によって VC 値が大きく変動するため、管理基準としての適用性が低いと判断されたのではないかと推測される。しかし、「台形 CSG ダム設計・施工・品質管理技術資料」²⁾には、単位水量範囲について、“粒度毎の CSG 製造時の混合状況やミキサからの排出状況、供試体作製時の締固め状況など、施工性の観点から検討を行う”と記載されていることから、品質管理として CSG 工法では“締固め易さ”の管理を実施していないものの、“締固め易さ”を考慮していないわけではないことが伺える。

また、「CSG に関する試験的検討」⁴⁾には、平成 10 年度から平成 17 年度に実施した検討結果が取りまとめられている。この検討の中では、CSG においても“締固め易さ”の指標となる VC（Vibrating Compaction）値による評価が実施されている。ここで、VC 値は JSCE-F507 で規定された VC 試験により求める値で、RCD 用コンクリートなどのゼロスランプ材料のコンシステンシーを表す指標として利用されている。「CSG に関する試験的検討」⁴⁾では種々の試験が実施され、以下のような知見が報告されている。

- ① 単位ペースト量が多いほど、VC 値（コンシステンシー）が小さくなる傾向がある。
- ② 単位ペースト量が多いほど、供試体の外観の評価点が高くなる傾向がある。
- ③ 単位ペースト量が多いほど、供試体密度比が大きくなる傾向がある。
- ④ 単位ペースト量が多いほど、圧縮強度が大きくなる傾向がある。
- ⑤ コア密度比が大きいほど、コア圧縮強度は大きくなる傾向がある。

これらの知見より、CSG では大きなコア強度を発現させるために、コア密度比（＝コア密度／配合上の密度）を増大させることが重要で、そのためには空隙を十分に満たすだけの単位ペースト量が必要であると考えられている。また、図 1.2-1 には CSG 工法における“ひし形理論”の概念図を示すが、例え強度が大きくなる可能性があっても“ペースト不足により十分な締固めが行えない範囲”の配合は採用しない方針、すなわち、十分ペースト量を有し、コンシステンシー

の小さい配合を採用する方針が伺える。

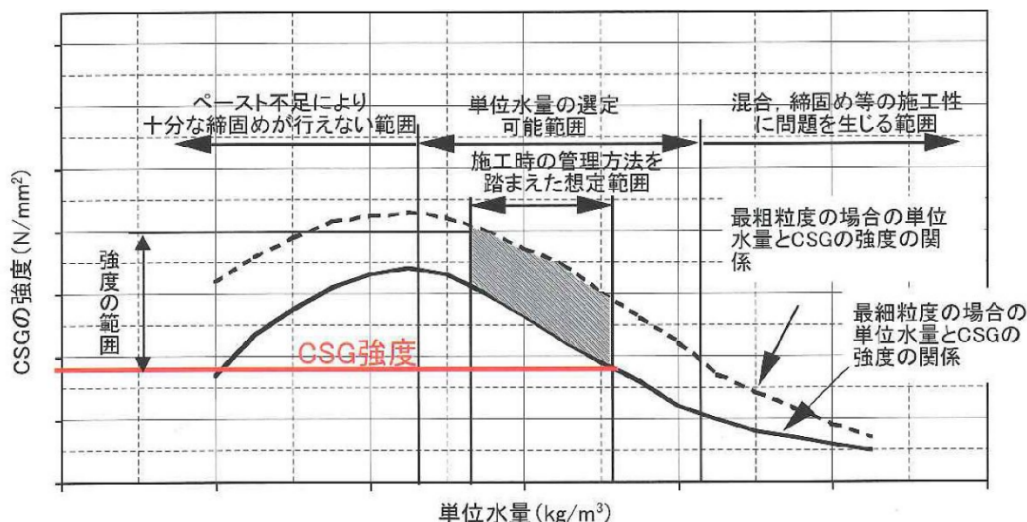


図 6.1-1 CSG 工法における“ひし形理論”概念図 2)

ここで、“空隙を十分に満たすだけの単位ペースト量”の判断は、「台形 CSG ダム設計・施工・品質管理技術資料」²⁾では、物理的な試験値で評価するのではなく、性状観察（目視）で実施することが示されている。しかし、「台形 CSG ダム設計・施工・品質管理技術資料」²⁾の発刊の前に多年度にわたる「CSG に関する試験的検討」⁴⁾が公表されていることを考慮すれば、VC 値によるコンシステンシー測定結果がその判断基準に反映されていることが類推される。

「CSG に関する試験的検討」⁴⁾では単位ペースト量に着目された評価がなされているが、①に示した知見に基づきコンシステンシー（VC 値）に着目すれば、②～⑤の知見は次のように整理することができる。

- 1) コンシステンシー（VC 値）が小さいほど、供試体の外観の評価点が高くなる傾向がある。
- 2) コンシステンシー（VC 値）が小さいほど、供試体密度比が大きくなる傾向がある。
- 3) コンシステンシー（VC 値）が小さいほど、圧縮強度が大きくなる傾向がある。
- 4) （コンシステンシー（VC 値）が小さいほど締固めやすく、）コア密度比が大きくなりコア強度が大きくなることが期待できる。

以上示したように、CSG 工法では、“締固め易さ”を直接的に管理しないものの、その重要性は認識されており、図 1.2-1 から明らかなように“締固め易さ”を考慮したうえで単位水量を設定する趣旨が明確に示されている。

以上のように、CSG 工法と同様に、ゼロランプ材料を使用する INSEM 工法においても、製造直後の INSEM 材の“締固め易さ”を考慮することが重要であることは明白である。

6.1.2 コンシステンシー測定方法の選定

INSEM 材は、土砂材料とコンクリート材料の中間的材料と位置づけられる¹⁾。

ここで、土砂材料の締固め易さは、「突固めによる土の締固め試験方法（JIS A 1210）」で評価することが一般的である。一方、コンクリート材料における締固め易さはコンシステンシーで評価することが一般的であり、通常のコンクリートでは JIS A 1101 で測定されるスランプで評価される。しかし、INSEM 材のような超固練り材料のコンシステンシー評価には「舗装用コンクリートの振動台式コンシステンシー試験方法（JSCE-F 501）」や「RCD 用コンクリートのコ

ンシステンシー試験方法（JSCE-F 507）」が適用される。

本章では、INSEM 材の母材として使用する土砂の締固め易さは JIS A 1210 に基づく最大乾燥密度により評価し、製造直後の INSEM 材の締固め易さは JSCE-F 507 に基づく VC 値により評価する。ここで、INSEM 材の配合設定において主流であるソイルアプローチ⁵⁾では、最大乾燥密度発現時の含水比、すなわち JIS A 1210 に基づく最適含水比を考慮して、配合上の含水比（量）が設定される。しかし、最適含水比による締固め易い含水比の管理は、INSEM 材の“締固め易さ”に対しては間接的な管理手法である。より直接的にかつ精度高く INSEM 材の“締固め易さ”を測定するために、同種工法・類似工法である CSG 工法並びに RCD 工法と同様にコンシステンシーを表す指標である VC 値に着目することが妥当と判断できる。加えて、VC 試験は INSEM 材の締固め易さ（コンシステンシー）を直接測定できるだけでなく、養生条件が影響しない締固め直後の単位体積重量及び締固め率を測定できることも同試験の採用理由のひとつである。

図 6.1-2 に VC 値を測定する VC 試験機の模式図を示すとともに、写真 6.1-1 に、小型 VC 試験機および VC 試験例を示す。

VC 試験機には、大型（内径 48cm×内高 40cm）及び標準（内径 24cm×内高 20cm）の 2 種類あるが、本研究では標準容器を使用し、40mm 以上の礫をウェットスクリーニングした材料（INSEM 材）を用いて実施する小型 VC 試験を採用した。なお、小型 VC 試験を“VC 試験”，小型 VC 試験により求めたコンシステンシーを表す値を“VC 値”として表記する。

VC 試験は、振動数 3,000rpm，振幅 1mm で材料（INSEM 材）を詰めた容器を振動させ、モルタル分が浮き上がるブリージング現象が 20kg 重錘をのせたプラスチック円盤の下面全体に発生するまでの時間（秒）を測定する⁷⁾。この時間を VC 値といい、軟質でコンシステンシーが小さい INSEM 材ほど VC 値は小さい値を示す。また、VC 試験では、容器内の試験試料の重量と試験後（締固め後）の試験試料の体積を計測して、締固め後の単位体積重量（ γ_{ve} ；以下、「VC 試験時の単位体積重量」と称す）を算出する。

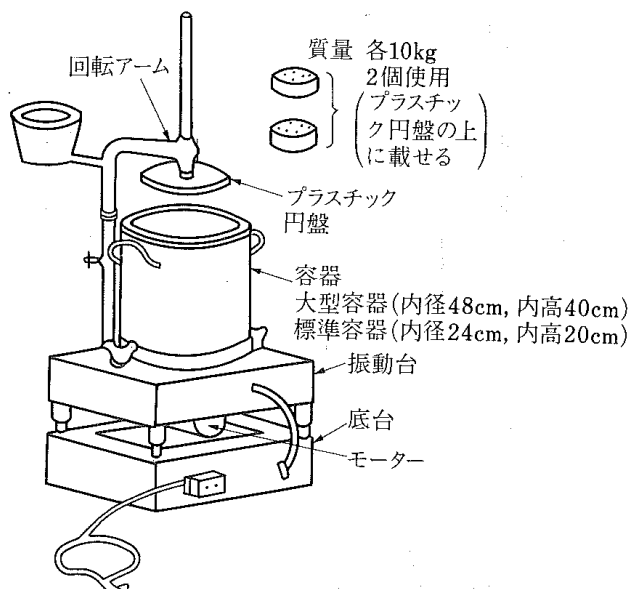


図 6.1-2 VC 試験機の模式図⁶⁾



(小型 VC試験機)



(VC試験状況)



(試験前状況)



(試験後(ブリージング)状況)

写真 6.1-1 小型 VC 試験機および VC 試験例

6.1.3 工法毎の目標とするコンシステンシー値の相違

INSEM 工法の同種工法である RCD (Roller Compacted Dam-concrete) 工法では、 VC 値 = 20 ± 10 秒を管理目標値とすることが多い⁸⁾。また、CSG 工法では、 VC 値を品質管理基準としていないが、「CSG に関する試験的検討」⁴⁾では RCD 工法と同様に VC 値 = 20 ± 10 秒を目安に試験が実施されている。

RCD 工法において、 VC 値の目標値を 20 ± 10 秒とする理由は、 VC 値と密度比には密接な関係があり、 VC 値を 20 ± 10 秒としておけば理論密度の 97%程度を確保できる⁹⁾ためとされている。なお、 VC 値が 20 ± 10 秒以下の場合、すなわち、よりコンシステンシーが小さい場合には理論密度に対する密度比も大きくなる。

また、鈴木らの研究¹⁰⁾では、同種工法である RCD 工法の連続打設において、連続打設面の付着に着目した場合、単位水量を増量し、コンシステンシーを VC 値 = 10 秒程度とした比較的やわらかい RCD 用コンクリートについて記されている。

6.1.4 施工事例に基づく INSEM におけるコンシステンシーの目安

写真 6.1-2、6.1-3 には、 20 ± 10 秒及び 5~10 秒を VC 値の目標とした場合の試験施工ヤードの打設面状況及び採取コア状況を示す。

写真 6.1-2 に示したように、 VC 値 = 20 ± 10 秒を目標とした INSEM では、打設面は“疎”の状態、ハンマーによる打撃音も“鈍い”音であった。当該施工では層厚約 25cm×2 層の敷均し（転圧層厚約 50cm）が採用されていたが、採取コア状況からも明らかなように、敷均し時の

ブルドーザのキャタピラ跡等がジャンカとなっていた。一方，写真 6.1-3 に示すように， VC 値 = 5～10 秒を目標とした場合の INSEM 材では，施工時の少雨の影響もあり，振動ローラ転圧時には打設面にペースト状の液体が確認される状態であった。この影響もあり，硬化後（打設翌日）の打設面は非常に緻密で，ハンマーによる打撃音は写真 6.1-2 の打設面と比較して，“高い”音を発したとともに，採取コアには敷均し面等のジャンカは認められなかった。



(打設面状況)



(採取コア状況)

写真 6.1-2 VC 値 = 20 ± 10 秒を目標とした INSEM 材の打設面と採取コア状況



(打設面状況；打設時)



(打設面状況；打設翌日(約 15h 後))



(採取コア状況)

写真 6.1-3 VC 値 = 5～10 秒を目標とした INSEM 材の打設面と採取コア状況

本事例は，INSEM においてコンシステンシーの重要性を実感させる。写真 6.1-2 に示した打設面状況は INSEM 構造体として支障があると評価されるものではない。むしろ写真 6.1-3 に示した約 15h 後の打設面の方が，不陸が大きく，ローラの轍も顕著で出来型としては良質ではない印象を受ける。しかしながら，コアの密実さに着目すれば明らかなように VC 値 = 5～10 秒を目標とした INSEM 材の方が良質である。INSEM のみならず，構造体は原則的に密実な状態とな

るようにすべきであり，そのために INSEM 材の“締固め易さ”や“コンシステンシー”などが重要であるといえる。

以上示したように，構造体内部の弱層の発生を抑制することを含めて，INSEM 材の配合では，前述した CSG と同様に，単位ペースト量を多くして，コンシステンシー（VC 値）の小さい状態，すなわち締固め易い状態で施工を実施することが重要であると考えられる。なお，単位ペースト量を多くするとは，単位水量を増大させることにほぼ等しい。上記の事例を考慮すれば，INSEM 材におけるコンシステンシー（VC 値）は，RCD 工法，CSG 工法等に採用されている 20 ± 10 秒よりも小さい値を目安とすることが妥当であると判断される。

ここで，INSEM 工法において，RCD 工法，CSG 工法で採用される VC 値（ 20 ± 10 秒）よりも小さい値が妥当と判断する理由には，使用施工機械の影響もある。すなわち，RCD 工法，CSG 工法の転圧・締固めには，RCD 工法用に開発された SD450¹¹⁾の後継機種である SD451 が使用される。SD451 は垂直機械振動式の高い締固めエネルギーを持つタンデム型 10t 級振動ローラである。一方，INSEM 工法の転圧・締固めには，市場性を考慮し，3～4t 級振動ローラを標準としている。同規格の振動ローラは，一般的に水平機械振動式であり，INSEM 工法では，後方輪がタイヤとなるコンバインド型が標準機械とされている¹²⁾。すなわち，INSEM 工法に使用する振動ローラは RCD 工法，CSG 工法に使用する振動ローラと比較して低規格であることから，コンシステンシーの小さい状態で施工した方が十分な締固めが期待できる。その結果として，VC 値 = 20 ± 10 秒よりも小さい VC 値を採用することがよいことが推測される。

6.2 INSEM 材に要求されるコンシステンシーの目安に関する研究

6.2.1 研究の目的

振動ローラ転圧により、構造物を構築する INSEM 工法では、INSEM 構造物は密実なほど、強度発現が高くなることが期待できる。第 3 章第 4 節及び第 5 節に示したように、INSEM の耐久性能は、圧縮強度と正の相関を有する。前述したように、密実な INSEM 構造物ほど大きな強度を発現し、その結果として凍結融解や摩耗に対する耐久性能が期待できるといえる。

以上のように INSEM 材の締固め率を高めることが、構造物の品質及びその安定性を向上させることになることから、INSEM 材の品質として製造直後から転圧・締固め時までの“締固め易さ”に着目する必要がある。

INSEM 材の締固め率は、INSEM 工法の施工規格と INSEM 材の“締固め易さ”とにより決定される。INSEM 工法の施工規格では、振動ローラの性能、転圧層厚、転圧回数等が、固め率の決定要因となる。これらの施工規格は、従来から施工前の試験施工により検証・検討されることが多い。なお、締固め率の向上には、高性能振動ローラの使用、転圧層厚の薄層化、転圧回数増加が効果的であり、試験施工結果に加え、施工性・経済性を考慮して INSEM 構造物の要求品質を発現するための施工規格を決定することが一般的である。

一方、“締固め易さ”を含む INSEM 材の締固め特性に関する研究事例は少ない。また、これらの研究の中でも“締固め易さ”の指標である VC 値は、萩原らの研究¹³⁾では VC 値=5~10 秒、國友らの研究¹⁴⁾では VC 値 $\leq$ 5 秒、河合らの研究¹⁵⁾では VC 値=30.4~48.5 秒、片山らの研究¹⁶⁾では VC 値=15~45 秒が示されており、これらには大きな隔たりがある。締固め率を向上させ密実な INSEM 構造物を構築することが、INSEM 工法による品質確保において最も留意すべき点のひとつにあげられるにもかかわらず、製造直後の INSEM 材の品質評価は、フェノールフタレイン溶液散布による混合状態の確認のみで実施している事例が多い。これは前述した INSEM のコンシステンシーを想定するにふさわしいと考えられる VC 試験の市場性が低く、VC 試験が特殊な試験とみなされることに対し、フェノールフタレイン溶液散布による混合状態の確認は、容易かつ簡便であるためと推測される。

INSEM 材の締固め特性に着目した研究のひとつである國友らの研究¹⁷⁾では、供試体の単位体積重量を配合上の単位体積重量で除した締固め率という概念を用いて INSEM 材の締固め特性を整理し、配合設計手法の相違により締固め率が異なることを指摘している。しかし、当該研究は配合設計精度向上のための締固め率の評価を主眼としており、INSEM 材の“締固め易さ”への着眼度合いは低いものであった。また、データ数が少ないこと、養生条件の影響を受ける圧縮強度試験用供試体の単位体積重量による評価であることなどの課題を有するものであった。

このような実状を踏まえ、本研究では、INSEM 材の“締固め易さ”の条件を把握することを目的として、INSEM 材の配合試験データ及び試験施工時のコンシステンシー試験（VC 試験）データを対象とし、コンシステンシーと締固め率に着目して整理・解析した結果をまとめる。

6.2.2 検討条件

6.2.2.1 収集データ

本検討では、23 事例の配合試験及び試験施工における VC 試験結果を整理した。ここで、配合試験時のデータを対象とした理由は、同一の単位セメント量に対し単位水量を変化させたコン

システンシー（ VC 値）が広範囲にわたるデータを有するためである。また、それに引き続いて実施された試験施工時のデータも存在する場合にはあわせて整理対象とした。

なお、表 6.2-1 に後述するように、今検討対象データは、熟練者が実施した試験結果と、施工現場で試験経験の少ない施工者が実施した試験結果により構成されている。

6.2.2.2 試験方法

本検討における INSEM 材のコンシステンシー測定は、「RCD 用コンクリートのコンシステンシー試験方法（JSCE-F 507）」に示された標準容器を使用する小型 VC 試験によって行う。この試験による VC 値と、配合上の単位体積重量（理論密度）と VC 試験後の単位体積重量（密度）の比（以下，“締固め率”と称す）をもって“締固め易さ”を評価するものとする。

6.2.2.3 INSEM 母材条件

検討対象の 23 事例における INSEM 母材の粒度分布を図 6.2-1 に示す。図 6.2-1 から明らかに、検討対象データの INSEM 母材の粒度分布は広範囲にわたっている。0.075mm 未満含有率は 0.3～8.7%，5mm 未満含有率は 30.1～83.7%を示す。特に No.23 及び No.12 は細粒分の多い INSEM 母材が使用されている。

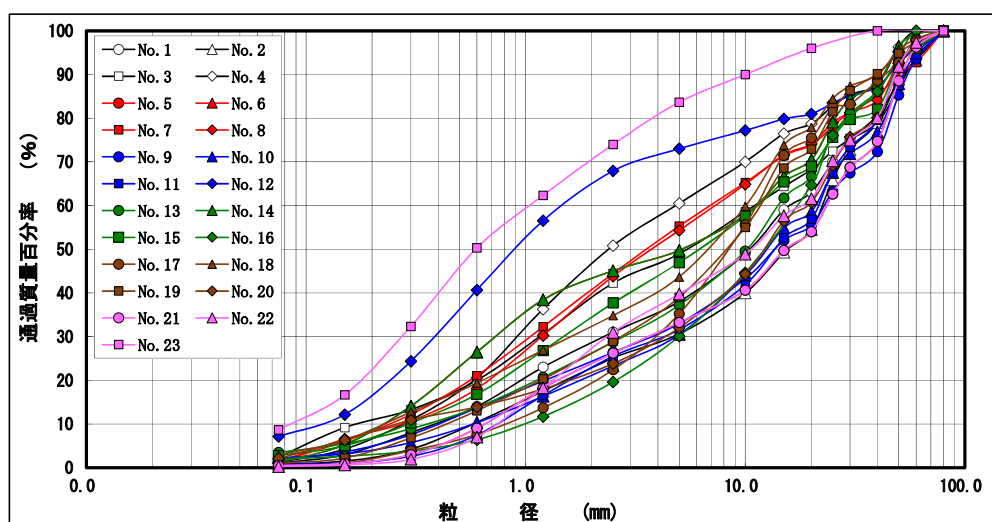


図 6.2-1 粒度分布

6.2.3 検討結果及び考察

6.2.3.1 全データによるコンシステンシーと締固め率の関係

図 6.2-2, 6.2-3 に VC 値及び VC 試験における締固め率を示す。図 6.2-2 より、検討対象データにおける VC 値は 30 秒以下が多く、最頻値は 4～6 秒であった。これは、過去の経験より VC 値＝5～10 秒を目標とし、下限値である VC 値＝5 秒近傍となるコンシステンシーの配合が採用された試験データが主体であったためである。

図 6.2-3 より、 VC 値における締固め率は、最頻値は 98～100%を示し、RCD 工法で VC 値の設定根拠とされる理論密度の 97%以上⁹⁾を占める割合が高い（223 データ/301 データ＝74.1%）ことが確認できた。ここで、締固め率が 100%を越える理由は、INSEM 母材の物性値の測定精度や変動の影響が考えられるほか、小型 VC 試験では相対的に単位体積重量が小さくなる傾向を

有する 40mm 以上の大礫をウェットスクリーニングで除去したうえで、 VC 試験が実施されることや、ブリージングにより単位体積重量の小さい水分が排除された容積で体積を測定していることなどの試験特性の影響もあると考えられる。

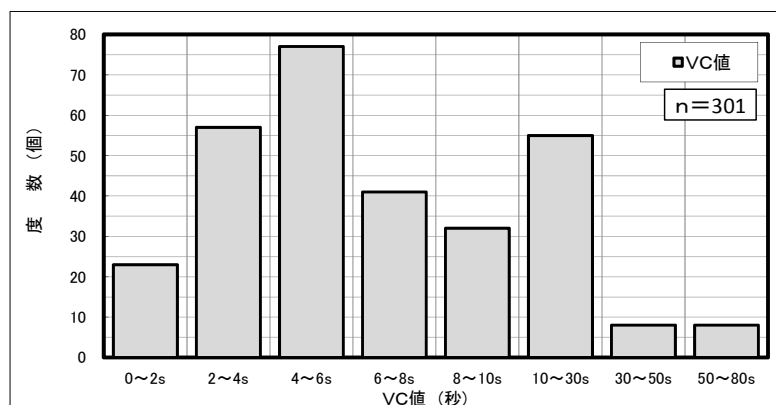


図 6.2-2 VC 値のヒストグラム (全データ)

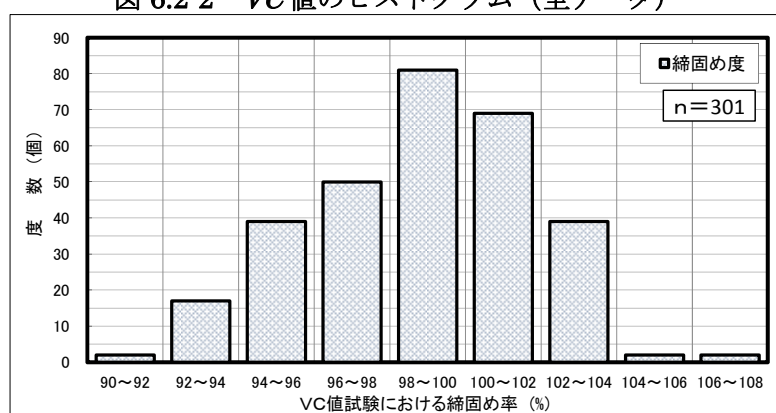


図 6.2-3 VC 試験における締固め率のヒストグラム (全データ)

図 6.2-4 には、 VC 値の最大値と締固め率 97%以上 ($\gamma_{vc}/\gamma_{com} \geq 0.97$) の発現率データ数の関係を示す。なお、 γ_{vc} は VC 試験による単位体積重量を、 γ_{com} は配合上の単位体積重量 (=理論密度) を示す。図 6.2-4 より、締固め率 97%以上の発現率は、 VC 値=10 秒以上の条件で 72.8~74.1%と低いものの、 VC 値=8~10 秒間で若干高い傾向を示し、 VC 値=4 秒以下で相対的に高い発現率を示すことが確認された。ただし、 VC 値=2 秒以下でも 86.4%と高いとはいえない発現率であった。

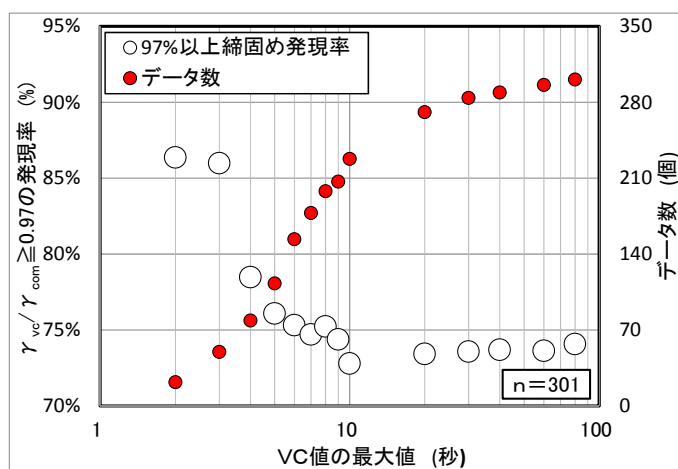


図 6.2-4 VC 値の最大値と $\gamma_{vc}/\gamma_{com} \geq 0.97$ の発現率, データ数の関係 (全データ)

6.2.3.2 試験実施者のコンシステンシーと締固め率の関係

図 6.2-4 において、締固め率 97%以上の発現率が低いことを考慮し、その要因を分析すること、精度高く INSEM 材の“締固め易さ”の条件を設定することを目的で、表 6.2-1 に示すように収集データを CASE1,CASE2 の 2 つに分類した。この分類は、経験上、VC 試験実施時の容器への INSEM 材の詰め込み状態が、試験者により異なることを認識していたことから、実施したものである。

CASE1 は INSEM 材における VC 試験に関する経験が多い“熟練試験者”による試験結果であり、CASE2 は経験の少ないもしくは乏しい複数の“施工担当者”が実施した結果である。

表 6.2-1 試験データ区分

	区分内容	該当データ
CASE1	単独の熟練試験者によるVC試験結果	室内配合試験及び試験施工 No.1, No.2, No.5, No.9, No.10, No.11, No.12, No.21, No.22, No.23
CASE2	複数の施工担当者によるVC試験結果	現場配合試験及び試験施工 No.3, No.4, No.6, No.7, No.8, No.13, No.14, No.15, No.16, No.17, No.18, No.19, No.20

図 6.2-5, 6.2-6 には、表 6.2-1 に示した試験データ別の VC 値のヒストグラム及び VC 値毎の発生確率を示す。図 6.2-5, 6.2-6 より、VC 値=2~4 秒で CASE1 の発生確率が高いことが認められるものの、全体的にほぼ同じ傾向が認められた。この結果より、VC 値の測定には、CASE1, CASE2 の相違点、すなわち試験者の熟練度の影響は小さいと判断できる。

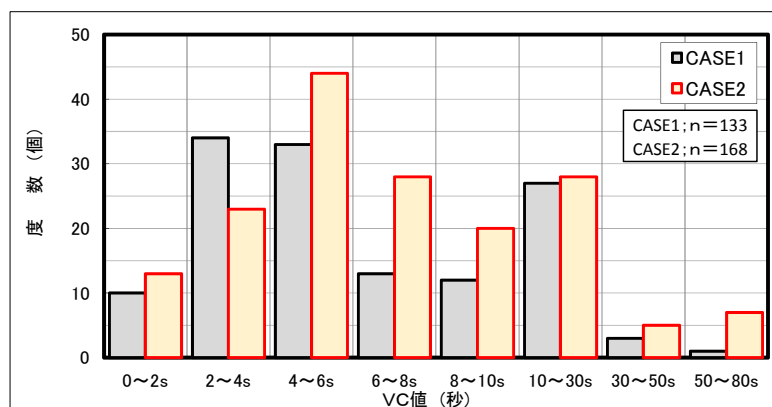


図 6.2-5 VC 値のヒストグラム (CASE 別)

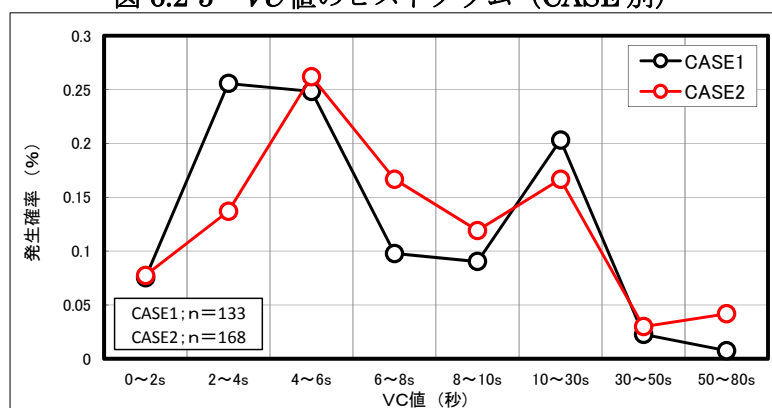


図 6.2-6 VC 値毎の発生確率 (CASE 別)

図 6.2-7, 6.2-8 には、表 6.2-1 に示した試験データ別の VC 値試験における締固め率のヒストグラムと締固め率毎の発生確率を示す。図 6.2-7, 6.2-8 より、CASE1 では締固め率 98~102% が卓越していることに対し、CASE2 では締固め率 94~100%が多いものの、CASE1 と比べ卓越度は低い。

CASE2 のデータが CASE1 に比べ、締固め率のピークが小さい。これは、施工担当者による容器への INSEM 材の詰め込み量が少なかったためと推測される。また、卓越度が低い理由として、単独の試験者におけるばらつきや複数の試験者毎の差の影響と推測される。前述したように、経験上、VC 試験において、試験への熟練度及び理解度が低く者が試験を実施する場合には、容器への INSEM 材の詰め込み量が、少なかったり、ばらつきがあったりする状況を確認していた。図 6.2-7、6.2-8 に示した結果は、このような実態が数値化されたものと推測される。

以上の結果に基づけば、VC 試験では、VC 値の測定に対する試験者別の差は小さく VC 値は統一的に評価・分析することは可能であるが、VC 試験による締固め率は、試験者別の差が大きく、熟練者のデータ (CASE1) のみで評価・分析を実施することが妥当であると判断される。

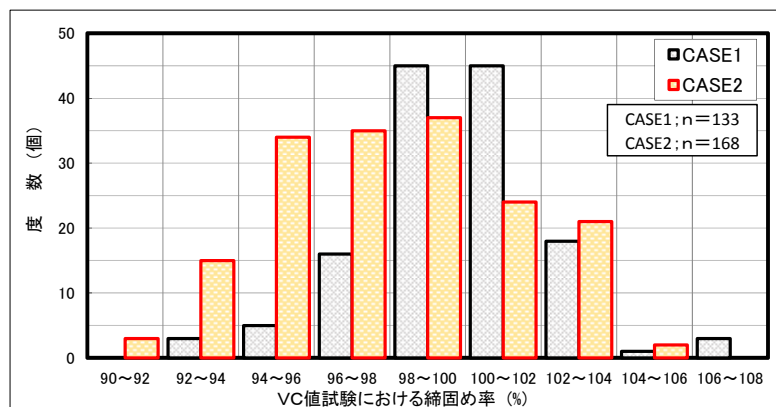


図 6.2-7 VC 値試験における締固め率のヒストグラム (CASE 別)

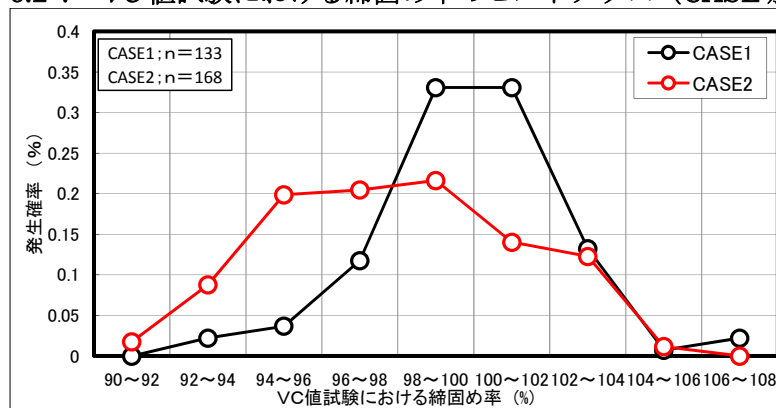


図 6.2-8 VC 値試験における締固め率毎の発生確率 (CASE 別)

図 6.2-9 には、VC 値と VC 試験による締固め率の関係を示す。

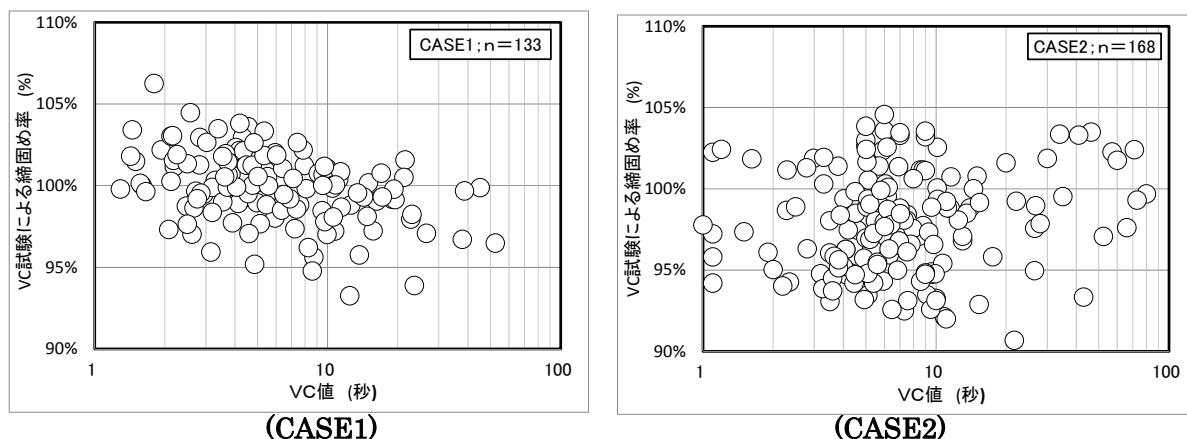


図 6.2-9 VC 値と VC 試験による締固め率の関係

CASE1 では VC 値，すなわちコンシステンシーが大きく，硬質な状態ほど締固め率が低下する傾向が認められる。しかし，CASE2 では VC 値と VC 試験による締固め率は認められない。本結果からも熟練者のデータ（CASE1）のみで締固め率を評価することが妥当と判断できる。

図 6.2-10 には，CASE1 における VC 値の最大値と締固め率 97%以上 ($\gamma_{vc}/\gamma_{com} \geq 0.97$) の発現率，データ数の関係を示す。

図 6.2-10 より， VC 値 ≤ 8 秒で締固め率が高くなる傾向が認められる。この結果は，「6.1.4 施工事例に基づく INSEM におけるコンシステンシーの目安」に示した，施工事例で得られた結果と調和的であると考えられる。

従って，“締固め易さ”を考慮した場合の INSEM 材のコンシステンシーは VC 値 ≤ 8 秒程度を目安とすることが妥当と判断できる。ただし，コンシステンシーに関しては使用する INSEM 母材の影響も想定されることから，実際には混合状況等を加味して判断することが妥当である。なお， VC 値が小さいほど締固め易いが振動ローラのスリップやスタックが発生することも懸念される。そのため， VC 値の下限値は，振動ローラが上載でき，転圧・締固めが実施できる状態を混合状態や試験施工等で確認したうえで設定することが妥当である。なお，この条件のひとつに，経験的ではあるがスランプ 0cm をあげることができる。

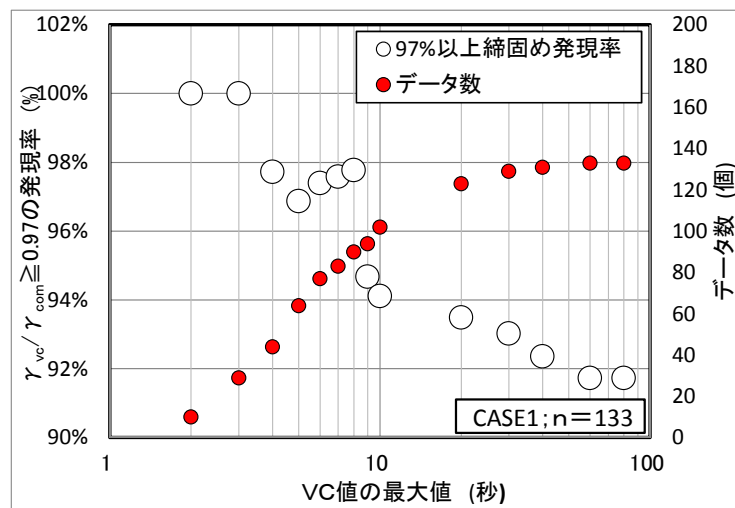


図 6.2-10 VC 値の最大値と $\gamma_{vc}/\gamma_{com} \geq 0.97$ の発現率，データ数の関係（CASE1）

参考として，図 6.2-11 に CASE2 における VC 値の最大値と締固め率 97%以上 ($\gamma_{vc}/\gamma_{com} \geq 0.97$) の発現率，データ数の関係の関係を示すが， VC 値 ≤ 3 秒で急激締固め率 97%以上の発現率が上昇することが確認された。ただし，CASE1 比べて締固め率 97%以上の発現率が極めて小さいことも確認できる。

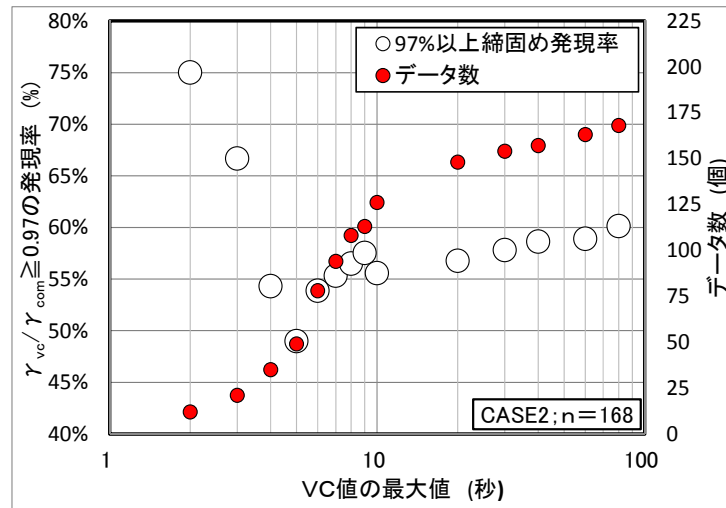


図 6.2-11 VC値の最大値と $\gamma_{vc}/\gamma_{com} \geq 0.97$ の発現率，データ数の関係（CASE2）

6.2.4 まとめ

本節では，VC値とVC試験時の締固め率に基づき，INSEM材の“締固め易さ”の目安について検討を実施した。本研究により得られた知見を以下にまとめる。

- 1) VC値において試験者の熟練度の影響は小さいが，VC試験における締固め率における試験者の熟練度の影響は大きい。VC試験における締固め率を評価・分析するためには，熟練試験者のデータのみに着目して実施することが妥当である。このことはVC値を品質管理の基準と定めることは可能であるが，VC試験による締固め率を品質管理とすることは妥当でないことを示唆している。
- 2) コンシステンシー（VC値）が小さいほどVC試験時の締固め率 γ_{vc}/γ_{com} が大きい。今回の検討結果ではVC値 ≤ 8.0 秒の条件において， $\gamma_{vc}/\gamma_{com} \geq 0.97$ の単位体積重量 γ_{vc} を，95%以上の確率で発現することが確認できた。この結果より，INSEM材の“締固め易さ”の条件として，VC値 ≤ 8.0 秒をひとつの目安とすることができると判断した。
- 3) VC値の下限値は，振動ローラが上載でき，転圧・締固めが実施できることを条件に，混合状態や試験施工等で確認して設定する必要がある。
- 4) 振動ローラなどの建設機械が上載可能なゼロスランプ（スランプ 0cm）を条件とし，VC値は設定しないことが妥当と考えられる。

6.3 所要コンシステンシー確保のための配合条件に関する研究

6.3.1 研究の目的

『6.2 INSEM 材に要求されるコンシステンシーの目安に関する研究』に示したように、INSEM 材の“締固め易い”状態として、 VC 値 ≤ 8 秒程度を目安とすることができることを確認できた。INSEM の配合設定では、必要とする強度が発現でき、かつ、このコンシステンシーを満足するように単位水量（含水量）を設定した配合を採用することが妥当と考えられる。

しかしながら、 VC 値を測定する VC 試験の認知度が低いこと、 VC 試験機の市場性が低く入手が困難であるということなどの課題もあり、現状でも INSEM 工法の標準的な品質管理項目として、 VC 試験は採用されていない¹⁾。そのため、コンシステンシーよりも圧縮強度に重点を置いて、配合が設定されていることが実状である。INSEM 材の“締固め易さ”を考慮して配合を設定する意識があっても、適切な試験方法がなく、目視、手触りなどの定性的な内容では、品質管理基準としての採用は困難である。

このような実状を踏まえ、INSEM の配合において“締固め易さ”を確保するための配合条件の目安を設定することを目的に、 VC 値や VC 試験時の締固め率と配合条件とを対比させた検討を実施する。なお、通常の INSEM 工法では、ソイルアプローチ（表 6.3-3 参照）による配合計算が採用されることを考慮し、コンクリートアプローチ（表 6.3-3 参照）だけでなくソイルアプローチにおける配合条件についても関与対象とする。

6.3.2 検討条件

6.3.2.1 検討対象データ

本検討は、表 6.3-1 及び図 6.3-1 に後述する 8 事例の INSEM 母材における配合試験及び試験施工等の試験結果に基づき実施した。これらの INSEM 母材では、最大乾燥密度 ρ_{dmax} 、土粒子の密度 ρ_G 及び吸水率 Q が測定されており、表 6.3-3 に後述する 2 つの配合設計手法であるソイルアプローチ、コンクリートアプローチ間の配合変換が可能な試験値を有している。

ここで、No.1～8 のうち、No.1 及び No.3～8 は配合試験時にコンクリートアプローチにより配合が設定され、No.2 は配合試験時にソイルアプローチにより配合が設定されている。コンクリートアプローチによる配合は、図 6.3-2 に後述する手法でソイルアプローチ変換し、ソイルアプローチによる配合は図 6.3-3 に後述する手法でコンクリートアプローチに変換する。なお、 VC 試験は表 6.2-1 に示した単独の熟練試験者が実施した結果である。

6.3.2.2 試験方法

本検討における INSEM 材のコンシステンシー測定は、『6.2 INSEM 材に要求されるコンシステンシーの目安に関する研究』と同様に「RCD 用コンクリートのコンシステンシー試験方法（JSCE-F 507）」に示された標準容器を使用する小型 VC 試験によって行う。また、この試験によって得られる VC 試験における単位体積重量 γ_{vc} を、配合上の単位体積重量（ γ_{vc} ； 1m^3 の重量を全ての材料の配合量の合計とした値）で除した締固め率 γ_{vc}/γ_{com} も指標の 1 つとする。

6.3.2.3 INSEM 母材条件

本研究の対象とした 8 事例の INSEM 母材の諸元を表 6.3-1 に示すとともに、図 6.3-1 に

INSEM 母材の粒度分布を示す。表 6.3-1 及び図 6.3-1 より、対象とする INSEM 母材のうち No.1, 2, 8 の 3 母材で、0.075mm 未満や 5mm 未満の含有率 (F_c 及び S_c) が多く最大乾燥密度 ρ_{max} が小さい傾向が認められた。特に、No.1 及び 8 は吸水率 Q が大きく、最適含水比 ω_{opt} よりも自然含水比 ω_n が大きいことが特徴的であった。

表 6.3-1 INSEM 母材の諸元

区分	礫質分類	母 材 諸 元						
		最大乾燥密度 ρ_{max} (g/cm^3)	最適含水比 ω_{opt} (%)	自然含水比 ω_n (%)	表乾密度 ρ_a (g/cm^3)	吸水率 Q (%)	0.075mm 未満含有率 F_c (%)	5mm 未満含有率 S_c (%)
No.1	火山岩	1.732	15.0%	19.1%	2.158	11.62%	8.7%	83.7%
No.2	火山岩	1.672	8.2%	4.9%	2.500	3.12%	4.8%	61.9%
No.3	火山岩	2.014	9.8%	5.3%	2.474	4.21%	0.3%	39.8%
No.4	堆積岩	2.126	8.0%	5.4%	2.554	2.70%	2.0%	33.0%
No.5	堆積岩	2.256	6.6%	4.0%	2.703	1.96%	2.2%	30.5%
No.6	堆積岩	2.215	7.5%	2.9%	2.646	2.34%	0.7%	31.6%
No.7	火山岩	2.014	9.8%	7.2%	2.512	4.45%	0.6%	33.2%
No.8	火山岩	1.880	12.2%	14.7%	2.331	9.94%	7.1%	73.0%

・最大乾燥密度、最適含水比、自然含水比は0～40mmの母材の測定値。
・表乾密度、吸水率、0.075mm及び5mm未満の含有率は0～80mmの母材の測定値。

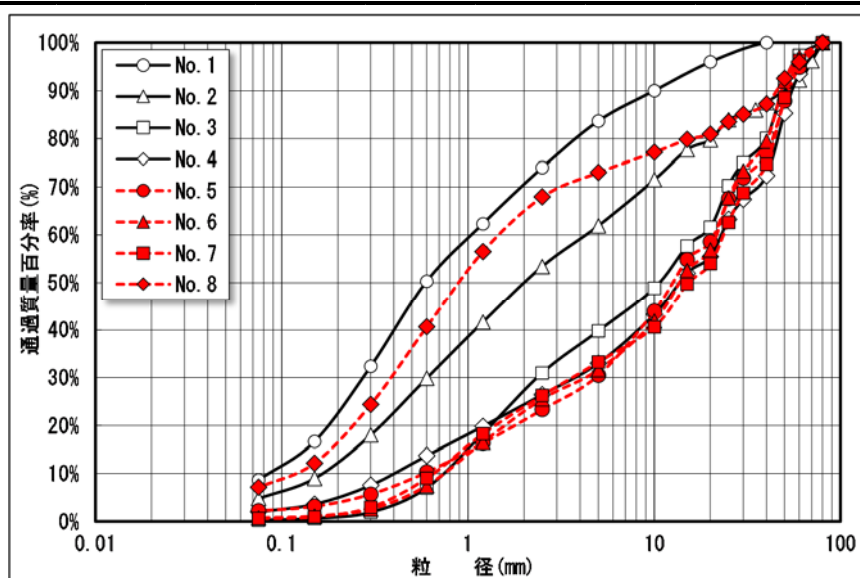


図 6.3-1 INSEM 母材の粒度分布

6.3.2.4 INSEM 配合条件

(1) 配合設計概要

表 6.3-2 には、本研究で検討対象とした総計 98 配合の INSEM 材の配合条件を示す。表 6.3-2 に示した全ての配合は“ゼロスランプ”，かつ INSEM 材の“締固め易さ”を表す VC 値及び VC 試験における締固め率が測定されている。また、No.1 及び 2 では配合試験に引き続いて試験施工が実施されており、この試験施工時の試験結果も検討対象とした。

ここで、INSEM 製造方法は、No.1～2 の配合試験では傾胴ミキサを使用され、No.3～8 は強制二軸ミキサが使用されている。また、試験施工における INSEM 製造は、No.1 では自走式攪拌機、No.2 ではアジテータ車により実施されている。

表 6.3-2 INSEM の配合条件

区分	主な 礫質	配合区分	配合数	INSEM 製造方法	配合量(kg/m ³)		
					セメント量 C	水量 W	土砂量 G
No.1	火山岩	配合試験	11	傾胴ミキサ	150~300	180~220	1,460~1,566
		試験施工	12	自走式攪拌機	200~260	190~230	1,445~1,574
No.2	火山岩	配合試験	2	傾胴ミキサ	117~119	168~183	1,909~1,574
		試験施工	3	アジテータ車	117~121	151~183	1,909~1,946
No.3	火山岩	配合試験	15	強制二軸ミキサ	80~200	100~150	1,952~2,092
No.4	堆積岩	配合試験	11	強制二軸ミキサ	120~160	80~130	2,082~2,193
No.5	堆積岩	配合試験	10	強制二軸ミキサ	120~160	110~140	2,169~2,259
No.6	堆積岩	配合試験	11	強制二軸ミキサ	120~160	110~140	2,114~2,211
No.7	火山岩	配合試験	16	強制二軸ミキサ	100~160	150~190	1,890~2,015
No.8	火山岩	配合試験	7	強制二軸ミキサ	140~200	170~210	1,669~1,769
・配合量はコンクリートアプローチによる算出値。土砂量は表乾状態の土砂量。							

(2) 配合設計手法

INSEM の配合設計手法にはソイルアプローチ及びコンクリートアプローチがある⁵⁾。表 6.3-3 に INSEM の配合設計手法を示す。

表 6.3-3 に示したようにソイルアプローチは、JIS A 1210 に基づく締固め試験で得た最大乾燥密度 ρ_{max} をもとに設定した基本土砂量に対し、加えるセメントや水の質量を設定する手法である。なお、水量は含水比で表現されることが一般的である。一方、コンクリートアプローチはセメント、水、土砂の質量をそれぞれの密度で除して容積を算出し、空気量（RCD 用コンクリートを参考に空気含有率 1.5%⁸⁾を想定して設定）を含めて 1m³ となるように配合量を設定する手法である。本研究では、主としてコンクリートアプローチによる配合方法で検討を進めているが、一般的にはソイルアプローチによる配合決定事例の方が多い。

表 6.3-3 INSEM の配合設計手法

配合設計手法	コンクリートアプローチ	ソイルアプローチ
配合設計手法	コンクリート配合設計手法に基づいた方法で、 <u>現地発生土砂、セメント、混合水の容積合計が1m³となるように実施する配合設計方法</u> 。なお、混合時の加水量は骨材の表面水を考慮している。また、配合時にゼロスランプ、VC値等の指標を採用している。	ソイルセメント配合設計手法に基づいた方法で、 <u>土の締固め試験から求めた所定量の現地発生土砂に所定量のセメントを混合する配合設計方法</u> 。なお、混合水量は含水比を考慮して決定される。自然含水比状態を基本とするが、含水量が少ない場合には、散水、加水により調節する。

(参考文献 5) を参考に作成)

コンクリートアプローチにおける“締固め易さ”の目安は、既に『6.2 INSEM 材に要求されるコンシステンシーの目安に関する研究』で把握されていることから、本研究では、同一配合を表 6.3-3 に示した 2 種類の配合設計手法に基づく配合量で表示したうえでコンシステンシーに関する試験結果を整理・分析し、ソイルアプローチにおける“締固め易さ”の配合条件の目安を設定することに主眼を置く。

ここで、2 種類の配合設計手法における相互配合量変換手順を図 6.3-2、6.3-3 に示す。

図 6.3-2 にはソイルアプローチによる配合量からコンクリートアプローチによる配合量への変換手順を示す。

ソイルアプローチによる配合量は、各材料の単位配合量を材料密度（セメント密度 ρ_C 、水密度 ρ_W 、土粒子密度 ρ_G ）で除して材料全量の総容積を算出し、この「総容積と空気量（空気含有率 1.5%すなわち 15L (=0.015m³) を想定）を除く 0.985m³ との比（変換係数 KI ）」をソイルア

プローチによる各配合量に乗じて、コンクリートアプローチによる配合量へ変換した。

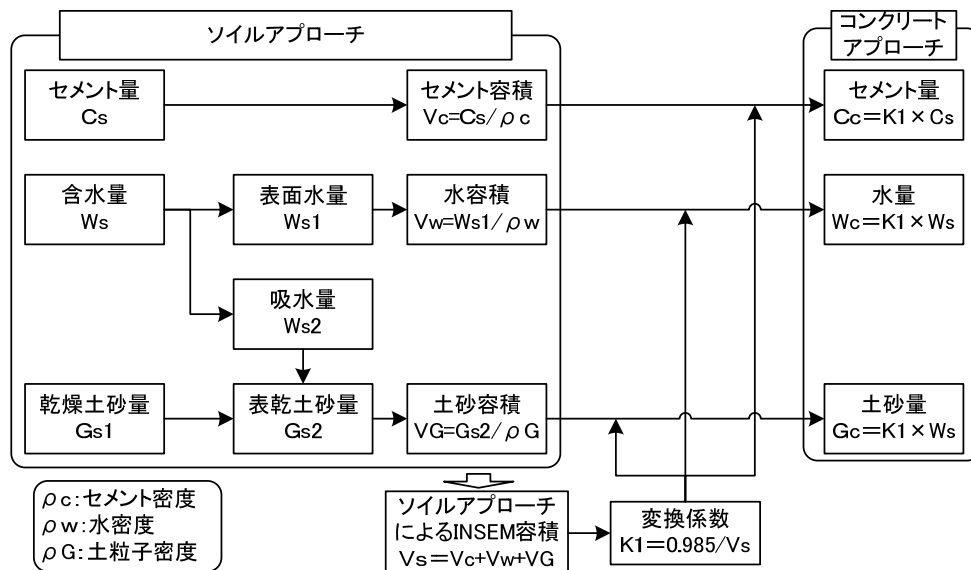


図 6.3-2 配合量変換手順(ソイルアプローチ⇒コンクリートアプローチ)

図 6.3-3 にはコンクリートアプローチによる配合量からソイルアプローチによる配合量への変換手順を示す。

コンクリートアプローチによる配合量は、単位土砂量 G_{c2} と吸水率 Q から乾燥状態の単位土砂量 G_{c1} と含水量 W_c を算定し、これらと単位セメント量 C_c に「基本土砂量（本検討では最大乾燥密度 ρ_{max} に対する 95% の乾燥土砂量を想定）との比（変換係数 $K2$ ）」を乗じて、ソイルアプローチによる配合量へ変換した。

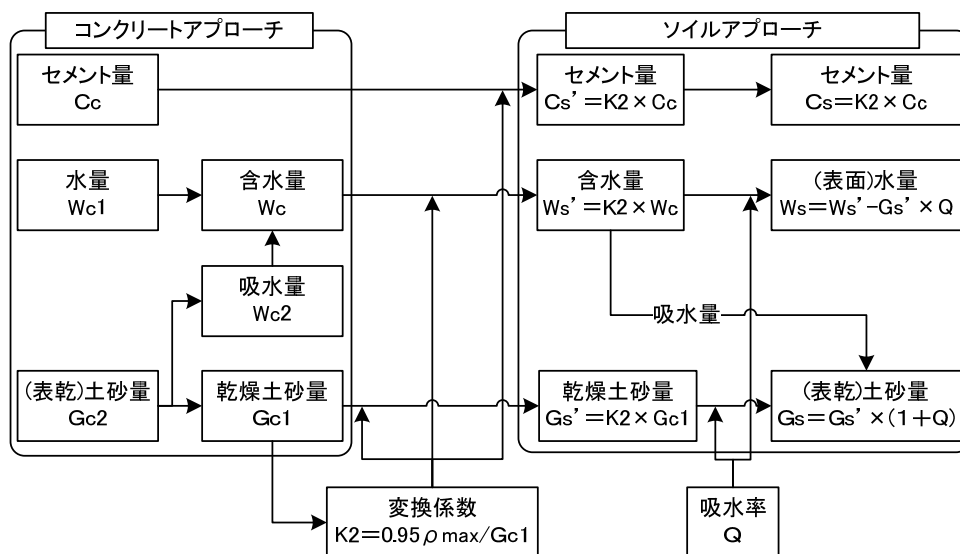


図 6.3-3 配合量変換手順(コンクリートアプローチ⇒ソイルアプローチ)

6.3.2.5 加水量条件

図 6.3-4 には、研究対象配合における加水量 W' と配合上の母材含水比 ω から母材の自然含水比 ω_n を減じた値の関係を示す。ここで、配合上の母材含水比 ω は、 1m^3 当たりの土砂の吸水量、表面水量及び加水量の合計を 1m^3 当たりの土砂の乾燥重量で除して求めた含水比である。

図 6.3-4 に示したように、本研究でまとめる INSEM 材は、全ての母材含水比 ω が自然含水比 ω_n 以上、すなわち加水領域で製造されたものである。加水量 W' は、コンクリートアプローチ

に基づく配合では、 $W' = 23 \sim 157 \text{ kg/m}^3$ を示し、加水量 $W' \geq 80 \text{ kg/m}^3$ の配合が 75%以上であった。また、ソイルアプローチに基づく配合では、 $W' = 16 \sim 216 \text{ kg/m}^3$ を示し、加水量 $W' \geq 80 \text{ kg/m}^3$ の配合が 81%以上であった。

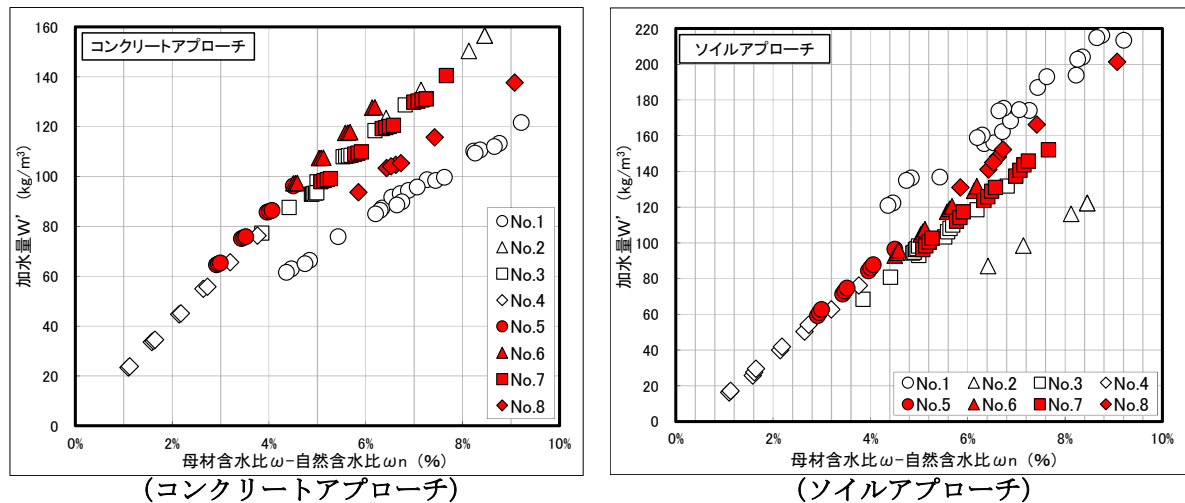


図 6.3-4 配合上の含水比特性

6.3.3 試験結果及び考察

6.3.3.1 VC 値と締固め率 97%以上の発現率

図 6.3-5 には、コンクリートアプローチによる配合における VC 値の最大値と締固め率 97%以上 ($\gamma_{vc}/\gamma_{com} \geq 0.97$) の発現率、データ数の関係を示す。図 6.3-5 は、『6.2 INSEM 材に要求されるコンシステンシーに関する研究』の図 6.2-10 に示した結果と同様に、VC 値 ≤ 8.0 秒の条件で、締固め率 97%以上の発現率が高くなる傾向が認められた。本結果から、VC 値 ≤ 8.0 秒が締固め易い INSEM 材のコンシステンシーの目安になることがあらためて確認できた。

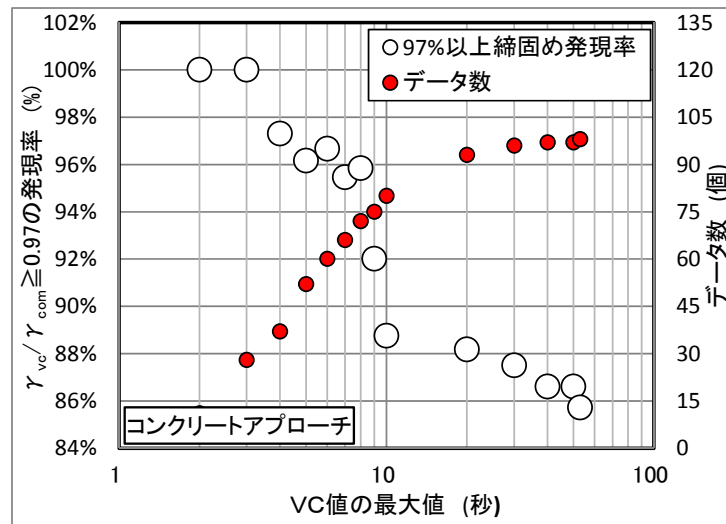


図 6.3-5 VC 値の最大値と締固め率 97%以上 ($\gamma_{vc}/\gamma_{com} \geq 0.97$) の発現率、データ数の関係

6.3.3.2 配合要素のコンシステンシー (VC 値) への影響

図 6.3-6～6.3-8 には、INSEM 材のコンシステンシーに影響を及ぼすと考えられる単位水量 W 、見掛けの含水比 ω 、セメントペースト量 Lm と VC 値の関係をコンクリートアプローチ、ソイル

アプローチ毎に求めて示す。

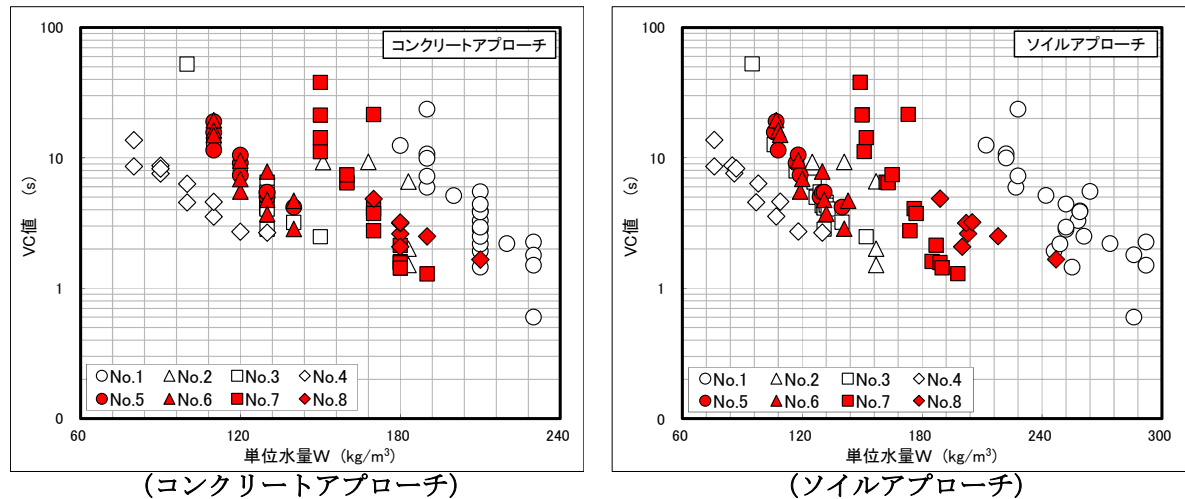


図 6.3-6 単位水量と VC 値の関係

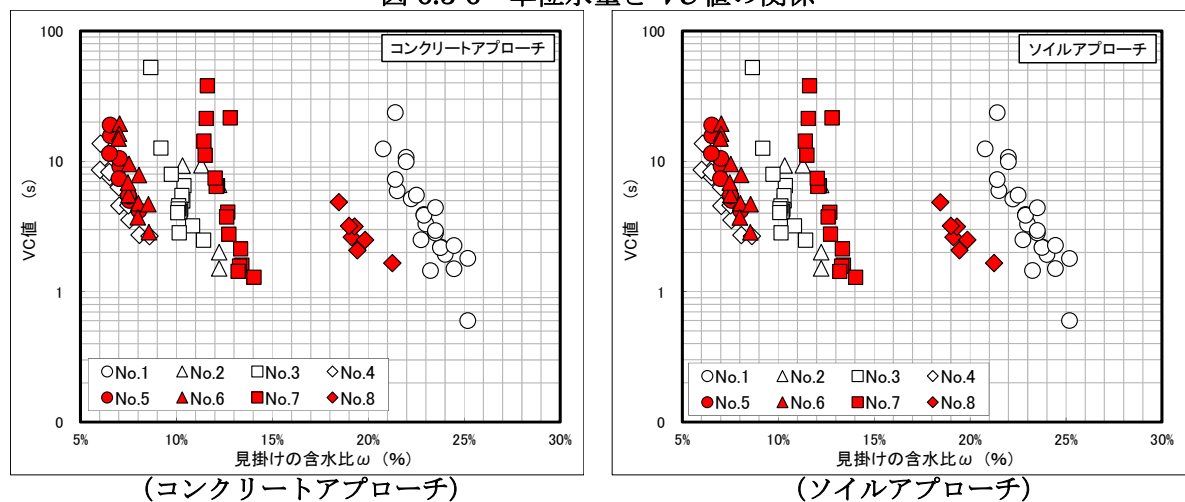


図 6.3-7 見掛けの含水比と VC 値の関係

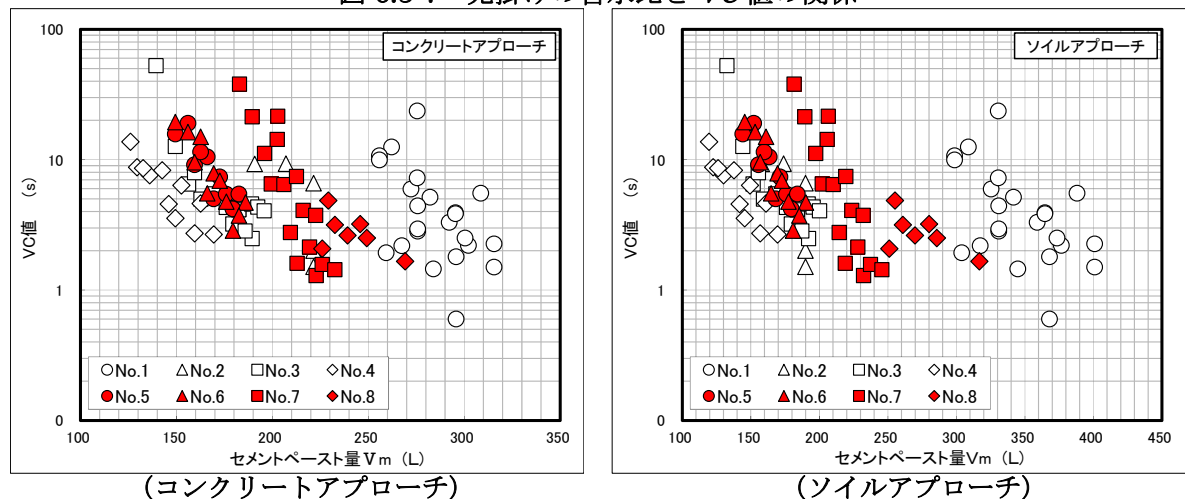


図 6.3-8 セメントペースト量と VC 値の関係

図 6.3-6 には、単位水量 W と VC 値の関係を示した。図 6.3-6 より、コンクリートアプローチにおいては、INSEM 母材毎に違いはあるものの、単位水量 W が多くなるにつれコンシステンシー（VC 値）が小さくなる傾向が認められる。一方、ソイルアプローチでも同様な傾向が認められるが、コンクリートアプローチに比べ単位水量 W の幅が大きい。単位水量の幅がコンクリートアプローチに比べて大きくなったデータは、No.1, 8 のデータによるものであり、これらの特

徴は、表 6.3-1 から、現地発生土砂の土粒子の表乾密度 ρ_G や吸水率 Q が影響している可能性がある」と推測される。

図 6.3-7 には、見掛けの含水比 ω と VC 値の関係を示した。ここで、見掛けの含水比 ω とは、INSEM の配合上の含水量（＝単位水量＋土粒子中の総吸水量）をセメント重量と土粒子の絶乾重量の和で除した値の百分率である。図 6.3-7 より、見掛けの含水比 ω が大きくなるにつれ、コンシステンシー（ VC 値）が小さくなる傾向が認められる。なお、見掛けの含水比 ω は、コンクリートアプローチ及びソイルアプローチとも同一値を示した。

図 6.3-8 には、セメントペースト量 V_m と VC 値の関係を示した。ここで、セメントペースト量 V_m は、セメント重量 C と単位水量 W の総和である。そのため、セメントペースト量 V_m は、単位水量 W の影響が大きく、図 6.3-6 に示した結果と同様に、表乾密度 ρ_G が小さく吸水率 Q が大きい No.1, 8 で、配合設計の違いによるばらつきが大きいことが確認できる。

以上、INSEM 材のコンシステンシー（ VC 値）を、単位水量 W 、見掛けの含水比 ω 、セメントペースト量 V_m に着目して整理した。その結果、各 INSEM 母材で差異はあるものの、これらの値が大きくなるに従い、コンシステンシーが小さくなる傾向が確認された。なお、これらの要素は配合上の水量の影響を強く受けるものであり、INSEM 材のコンシステンシー、すなわち締固め易さを確保する場合、INSEM 中の水量を適切に管理する必要があるといえる。また、単位水量 W 及びセメントペースト量 V_m に着目した場合、INSEM 母材の表乾密度 ρ_G が小さく吸水率 Q が大きい場合には、コンクリートアプローチよりもソイルアプローチでばらつきが大きくなることが確認できた。

6.3.3.3 VC 試験時の単位体積重量

図 6.3-9 に VC 試験時の単位体積重量 γ_{vc} と、 VC 試験時の単位体積重量 γ_{vc} を配合上の単位体積重量 γ_{com} で除して算出した VC 試験時の締固め率 γ_{vc}/γ_{com} の関係を示す。 VC 試験時の単位体積重量 γ_{vc} が大きくなるにつれ、 VC 試験時の締固め率 γ_{vc}/γ_{com} が大きくなる傾向が認められる。2 種の配合設計手法を比較すると、No.1, 2, 8 で大きな違いが認められる。これらの INSEM 母材では、表 6.3-1 より、0.075mm 未満含有率 F_c 及び 5mm 未満含有率 S_c が多く、最大乾燥密度 ρ_{max} が小さい INSEM 母材を使用した事例であり、これらの影響と推測される。

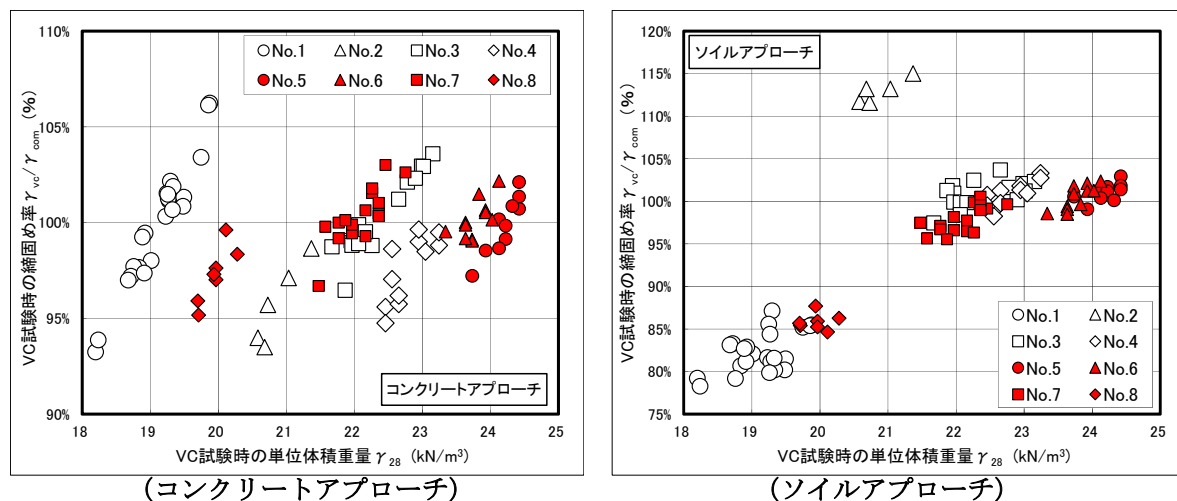


図 6.3-9 VC 試験時の単位体積重量と VC 試験時の締固め率の関係

図 6.3-10 には、 VC 値と VC 試験時の単位体積重量 γ_{vc} の関係を示す。図 6.3-10 より、No.1,

2, 8では、相対的に VC 試験時の単位体積重量 γ_{vc} が小さい傾向を示すとともに、 VC 値が大きくなるにつれ VC 試験時の単位体積重量 γ_{vc} が小さくなる傾向が認められるが、No.3~7では、 VC 値が大きくなるにつれ VC 試験時の単位体積重量 γ_{vc} は、上に凸、ほぼ一定、又は若干上昇の傾向が認められる。 VC 値が大きくなる条件は、単位水量 W が少なくなる条件とほぼ同義である。この結果より、No.1, 2, 8は、最も締固め易い単位水量は今回の試験値より多い（すなわち VC 値が小さい）可能性が想定される。細粒分を多く含む土砂では最適含水比が多くなる傾向があるため、本結果は No.1, 2, 8 が No.3~7 より 0.075mm 未満含有率 F_c が多いことに起因していると推測される。

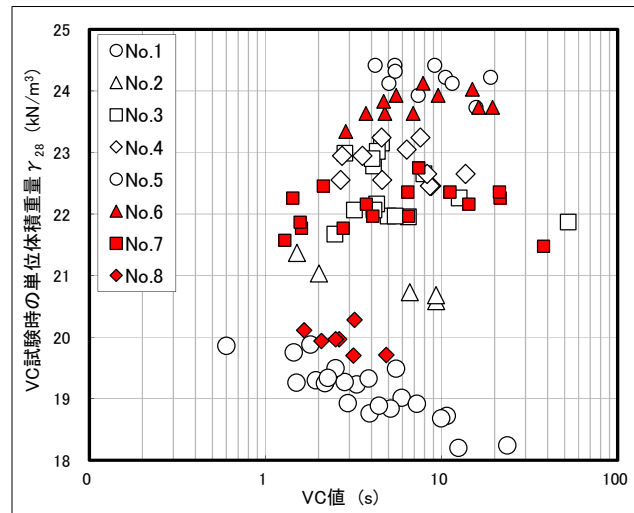


図 6.3-10 VC 値と VC 試験時の単位体積重量 γ_{vc} の関係

6.3.3.4 VC 試験及びコアの締固め率

図 6.3-11 に VC 値と VC 試験時の締固め率 γ_{vc}/γ_{com} の関係を示す。

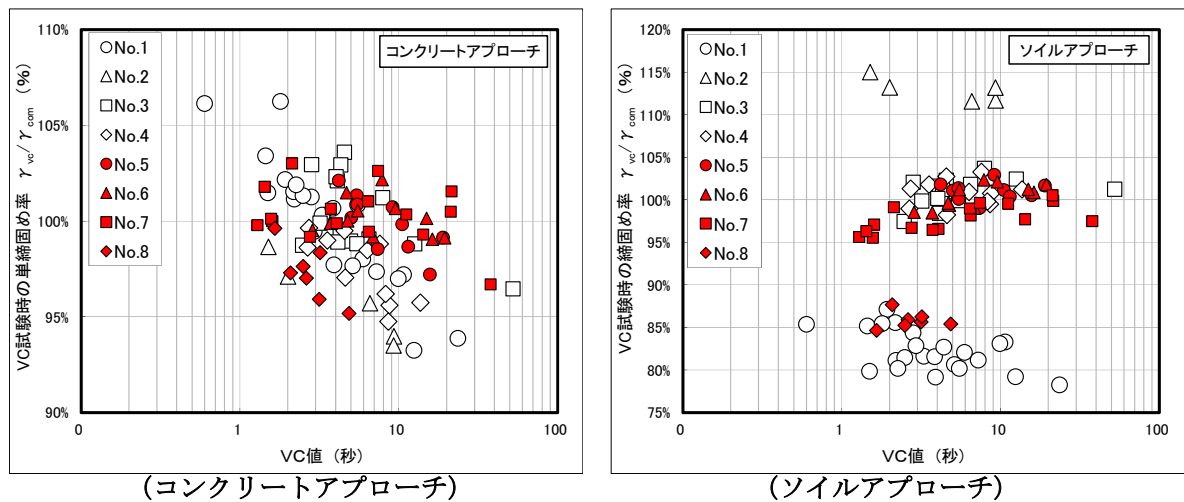


図 6.3-11 VC 試験時の締固め率 γ_{vc}/γ_{com} と VC 値の関係

図 6.3-11 より、コンクリートアプローチでは、 VC 値が小さいほど VC 試験時の締固め率 γ_{vc}/γ_{com} が大きくなる傾向が確認された。なお、全データではばらつきが大きい印象を受けるが、INSEM 母材別のデータに着目した場合、その変動幅は小さいことが確認できる。一方、ソイルアプローチでは、No.3~7 の VC 試験時の締固め率 γ_{vc}/γ_{com} の分布範囲は、コンクリートアプローチとほぼ同じであるが、分布形状は異なっていること、No.1, 2, 8 の VC 試験時の締固め率 γ_{vc}/γ_{com} は、No.3~7 の値と比べて大きく異なっている。従って、No.1, 2, 8 のような 0.075mm

未満含有率 F_c が多く、最大乾燥密度 ρ_{max} が小さい INSEM 母材使用時には、ソイルアプローチに基づく結果で締固め特性を評価することは妥当ではない場合もあると判断できる。

No.1, 2 では、配合試験のみでなく試験施工も実施されている。図 6.3-12 には、No.1, 2 における、配合上の単位体積重量 γ_{com} に対するコアの単位体積重量 $\gamma_{コア}$ の比 $\gamma_{コア}/\gamma_{com}$ と VC 値の関係を示す。なお、コアは硬化した試験施工構造体から採取したものである。

図 6.3-12 より、コンクリートアプローチでは、コアの締固め率 $\gamma_{コア}/\gamma_{com}$ は、VC 値が小さいほど大きくなる傾向が認められる。ただし、その比率は、図 6.3-11 に示した VC 試験時の締固め率 $\gamma_{コア}/\gamma_{com}$ と比べて小さい傾向が認められた。また、ソイルアプローチでは、図 6.3-11 に示した結果と同様に、No.1 と No.2 には、コアの締固め率 $\gamma_{コア}/\gamma_{com}$ に大きな差が認められる。これも、0.075mm 未満含有率 F_c や最大乾燥密度 ρ_{max} の影響と想定される。

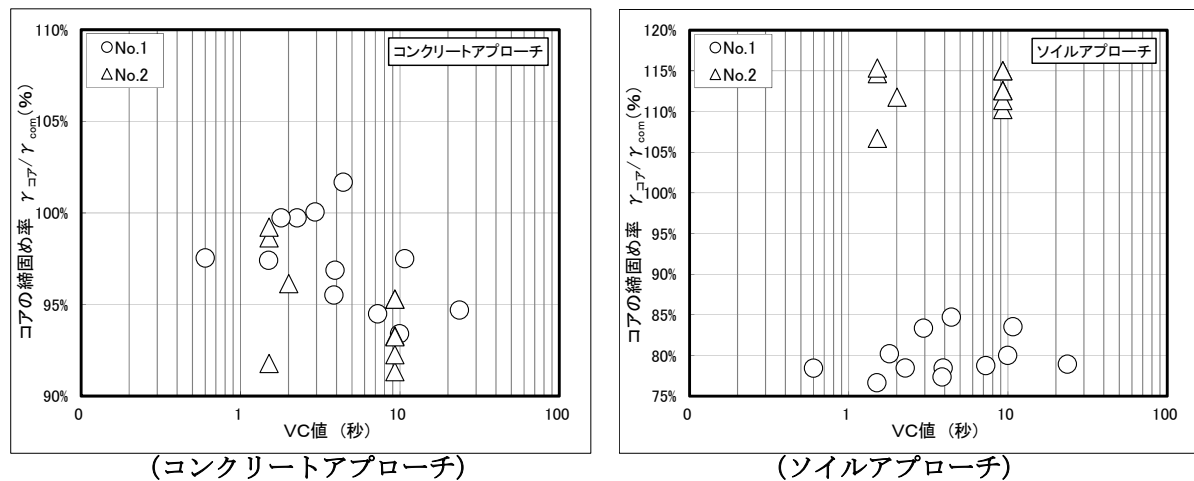


図 6.3-12 コアの締固め率 (締固め率) と VC 値の関係

6.3.3.5 配合設計手法の影響

図 6.3-13 には、ソイルアプローチとコンクリートアプローチによる VC 試験時の締固め率 γ_{vc} / γ_{com} の比較図を示す。

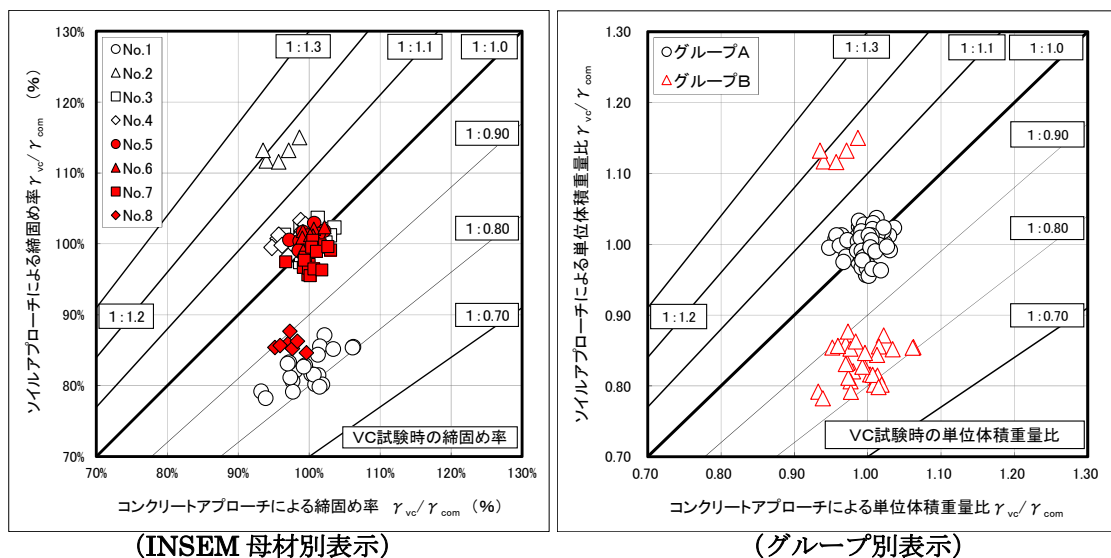


図 6.3-13 2 種の配合設計手法による締固め率

ソイルアプローチによる VC 試験時の締固め率 γ_{vc}/γ_{com} は、0.78～1.15 (平均 0.96) を示し、コンクリートアプローチによる VC 試験時の締固め率 γ_{vc}/γ_{com} は、0.93～1.06 (平均 0.99) を示し

た。ソイルアプローチによる VC 試験時の締固め率 γ_{vc}/γ_{com} の方が、ばらつき範囲が大きいことが確認されるとともに、表 6.3-4 に示すようにコンクリートアプローチによる締固め率 γ_{vc}/γ_{com} に対して、差が小さいデータと大きな差異を有するデータに分類できることが確認された。なお、表 6.3-4 に示したデータ分類における INSEM 母材のグルーピングは、前述までに示した結果、すなわち、No.1, 2, 8 と No.3~7 との分類と一致している。

表 6.3-4 締固め率によるデータ分類

データ分類	分 類 基 準	備 考
グループA	コンクリートアプローチとソイルアプローチによる締固め率(γ_{vc}/γ_{com})の差が小さい。	No.3, 4, 5, 6, 7
グループB	コンクリートアプローチとソイルアプローチによる締固め率(γ_{vc}/γ_{com})に大きな差異がある。	No.1, 2, 8

6.3.3.6 配合設計手法の差異に影響を及ぼす材料特性

配合設計手法の違いが締固め率へ及ぼす影響から、本研究に使用したデータは表 6.3-4 に示したように 2 つのグループに分類できた。このグループ分類における材料特性の影響を把握するため、最大乾燥密度 ρ_{max} 、最適含水比 ω_{opt} 、表乾密度 ρ_G 、吸水率 Q 、0.075mm 未満含有率 F_c 、5mm 未満含有率 S_c の物理特性に着目し、これらの物性値の小さい値からの順位とグループ区分を表 6.3-5 に整理した。

表 6.3-5 材料物性値とグループ区分

物性値 順位	最大乾燥密度 ρ_{max} (kg/m^3)	最適含水比 ω_{opt} (%)	表乾密度 ρ_G (g/cm^3)	吸水率 Q (%)	0.075mm未満 含有量 F_c (%)	5mm未満 含有量 S_c (%)
1	1.672	6.6%	2.158	1.96%	0.3%	30.5%
2	1.732	7.5%	2.331	2.34%	0.6%	31.6%
3	1.880	8.0%	2.474	2.70%	0.7%	33.0%
4	2.014	8.2%	2.500	3.12%	2.0%	33.2%
5	2.014	9.8%	2.512	4.21%	2.2%	37.0%
6	2.126	9.8%	2.554	4.45%	4.8%	39.8%
7	2.215	12.2%	2.646	9.94%	7.1%	61.9%
8	2.256	15.0%	2.703	11.62%	8.7%	83.7%

※) 塗りつぶしなしがグループA, 塗りつぶし部がグループB

表 6.3-5 及び図 6.3-14~6.3-16 より、最大乾燥密度 ρ_{max} 及び 0.075mm 未満含有率 F_c では、他の 4 つの材料特性値に比べ、明瞭なグループ境界が存在することが確認できた。

表 6.3-5 に示したように、最大乾燥密度 ρ_{max} 及び 0.075mm 未満含有率 F_c により、配合設計手法の違いによる VC 試験時の締固め率 γ_{vc}/γ_{com} の特性を、明瞭に区分できる閾値が存在することが確認された。この閾値は、本研究ではデータ数が少ないこともあり、現状では便宜的といわざるを得ないが、表 6.3-5 及び図 6.3-14~6.3-16 より、最大乾燥密度 $\rho_{max}=2.0\text{g}/\text{cm}^3$ 、0.075mm 未満含有率 $F_c=4\%$ に設定することができる。従って、表 6.3-4 で分類したグループは、母材の物理特性に着目すれば表 6.3-6 に示すように分類できる。

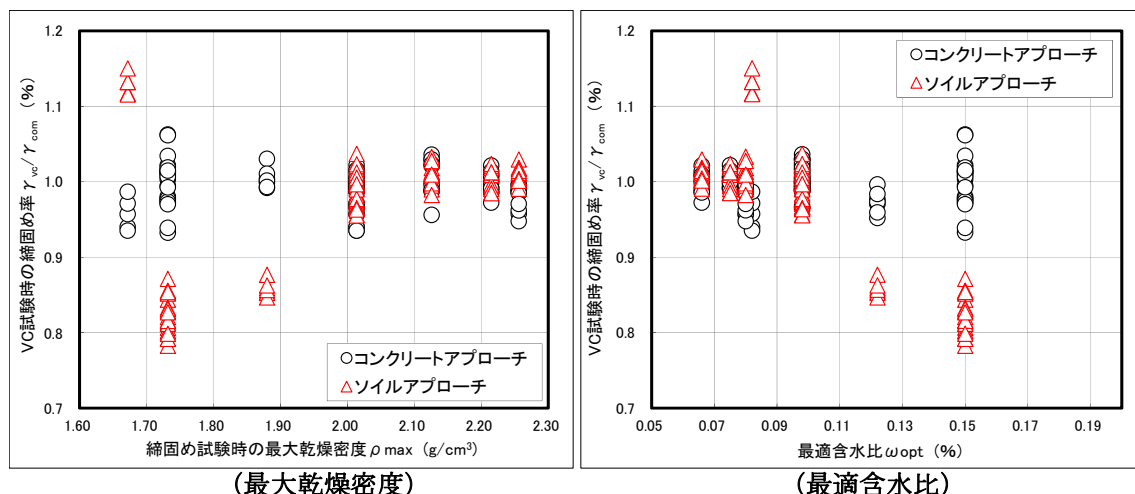


図 6.3-14 材料特性と VC 試験時の締固め率の関係 (その 1)

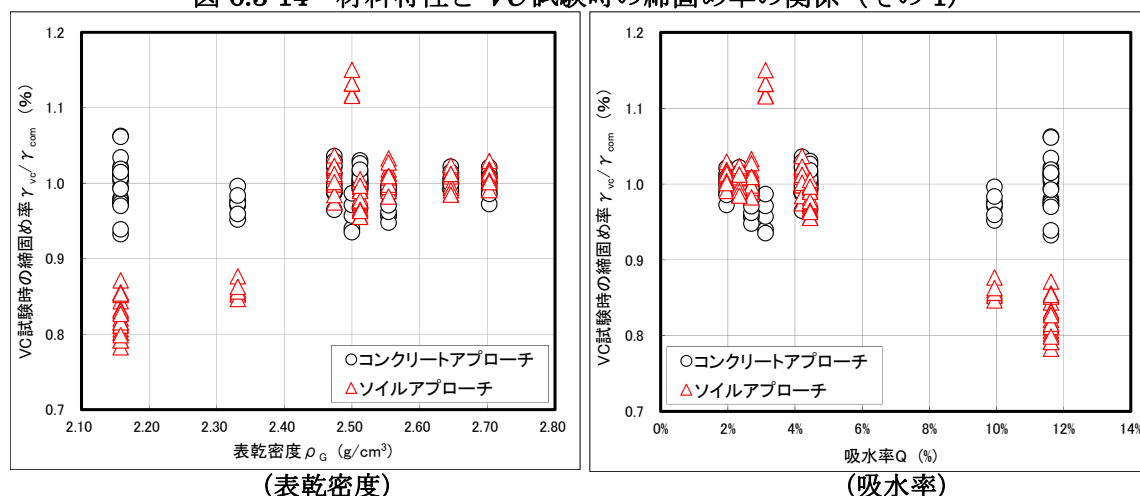


図 6.3-15 材料特性と VC 試験時の締固め率の関係 (その 2)

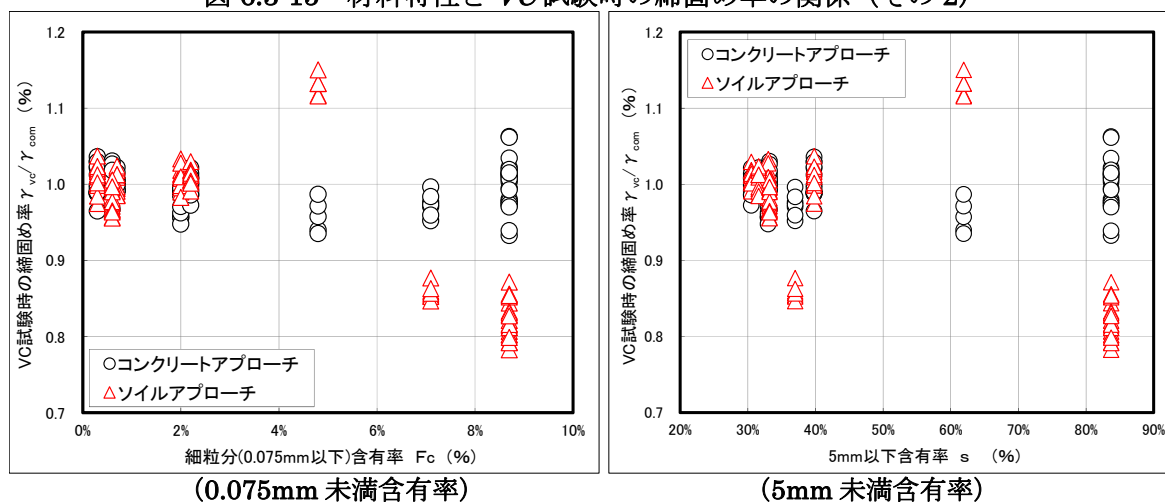


図 6.3-16 材料特性と VC 試験時の締固め率の関係 (その 3)

表 6.3-6 母材の物理特性によるデータ分類

データ分類	分類条件
グループA	$\rho_{\max} \geq 2.0 (\text{g/cm}^3)$ かつ $F_c \leq 4(\%)$
グループB	$\rho_{\max} < 2.0 (\text{g/cm}^3)$ かつ $F_c > 4(\%)$

6.3.3.7 母材物性値の影響

(1) 母材の物理特性による分類の妥当性

母材物性値の影響を確認するため、図 6.3-6、6.3-7、6.3-9、6.3-10、6.3-11 に示した図を表 6.3-6 に示したグループ A、B に分類して図 6.3-17～6.3-20 に示す。

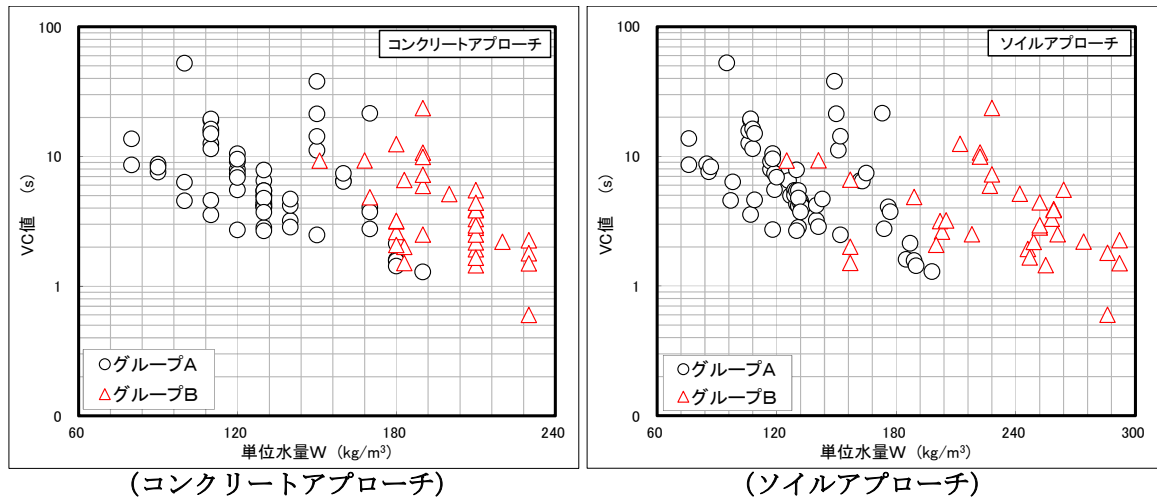


図 6.3-17 単位水量と VC 値の関係

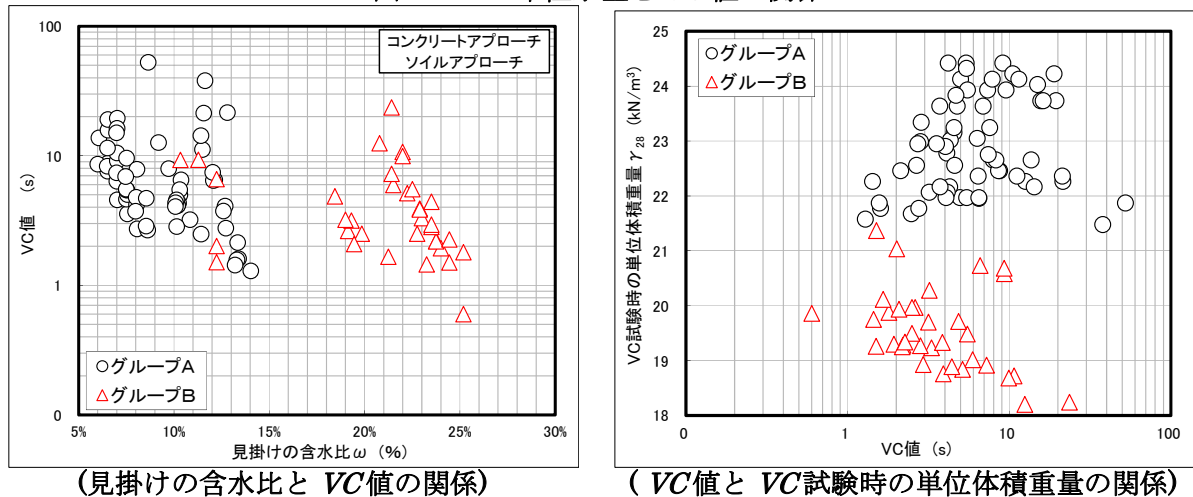


図 6.3-18 見掛けの含水比と VC 値及び VC 値と VC 試験時の単位体積重量の関係

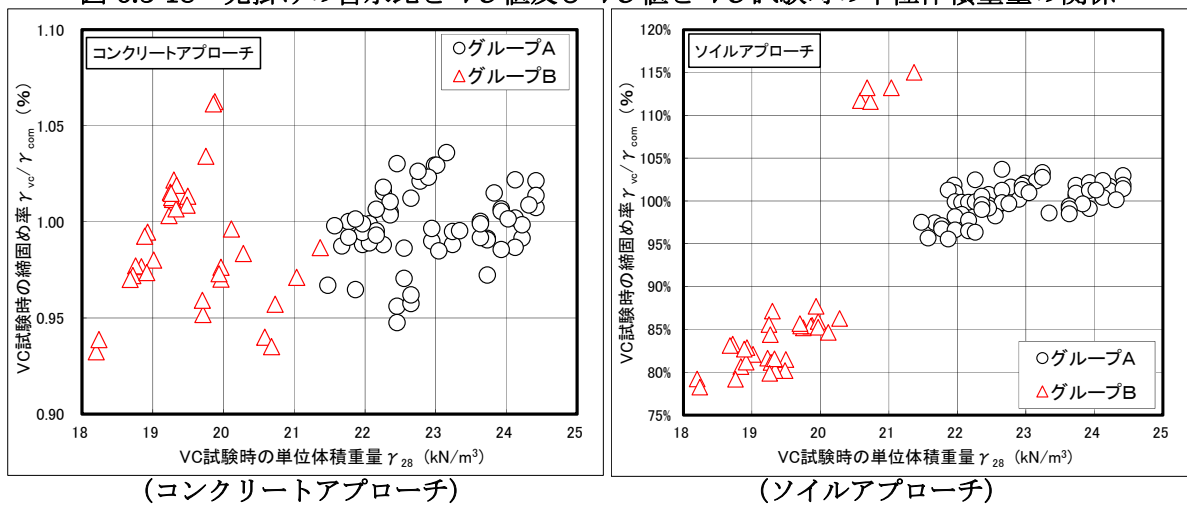


図 6.3-19 VC 試験時の単位体積重量と締固め率の関係

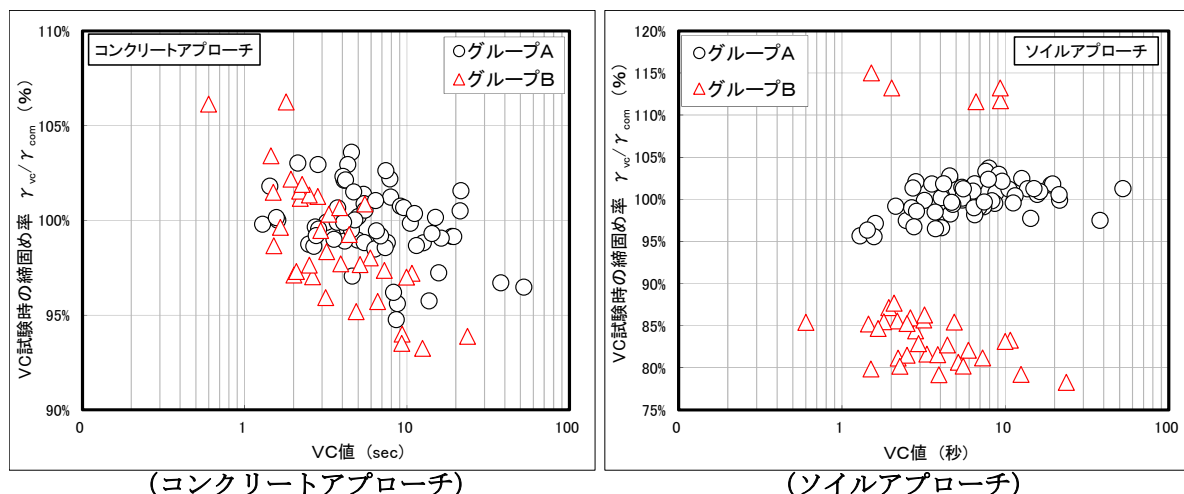


図 6.3-20 VC値と VC試験時の締固め率の関係

図 6.3-17～6.3-20 より、INSEM のコンシステンシー並びに締固め易さは INSEM 母材の性状の影響を受けることが確認でき、表 6.3-6 に示した分類が妥当であることが確認できた。なお、表 6.3-6 に示した分類は 8 事例の分類の結果のため、今後のデータの蓄積により、閾値は変動する可能性があることに留意が必要である。

(2) INSEM の締固め特性並びに配合における母材物性値の影響

図 6.3-21 には、見掛けの含水比 ω と最適含水比 ω_{opt} の差と、VC 値及び VC 試験時の単位体積重量の関係を示す。左図より主として 1～10 秒程度のコンシステンシーを確保する条件における見掛けの含水比 ω と最適含水比 ω_{opt} の差は、グループ B の方が相対的に大きい。見掛けの含水比 ω と最適含水比 ω_{opt} の差が大きいことは、単位水量 W が多いことを意味する。これは、グループ B の INSEM 母材は細粒分が多いことから、所要のコンシステンシーを発現するためには、単位水量 W が多く必要であったためと考えられる。また、右図より、グループ B の方が締固め時後の単位体積重量 γ_{vc} が小さい傾向を示すが、これはグループ B の最大乾燥密度 ρ_{max} が小さいことの影響と考えられる。

図 6.3-21 中のグループ B のデータを No.2 と No.1, 8 に区分して示したが、No.2 はグループ A に近いデータであることがわかる。これは表 6.3-1 からわかるように、No.2 は最大乾燥密度 ρ_{max} や細粒分含有率 F_c がグループ B に分類されるものの、最適含水比 ω_{opt} や自然含水比 ω_n 、表乾密度 ρ_G におけるグループ A のデータとの差が小さいためと考えられる。

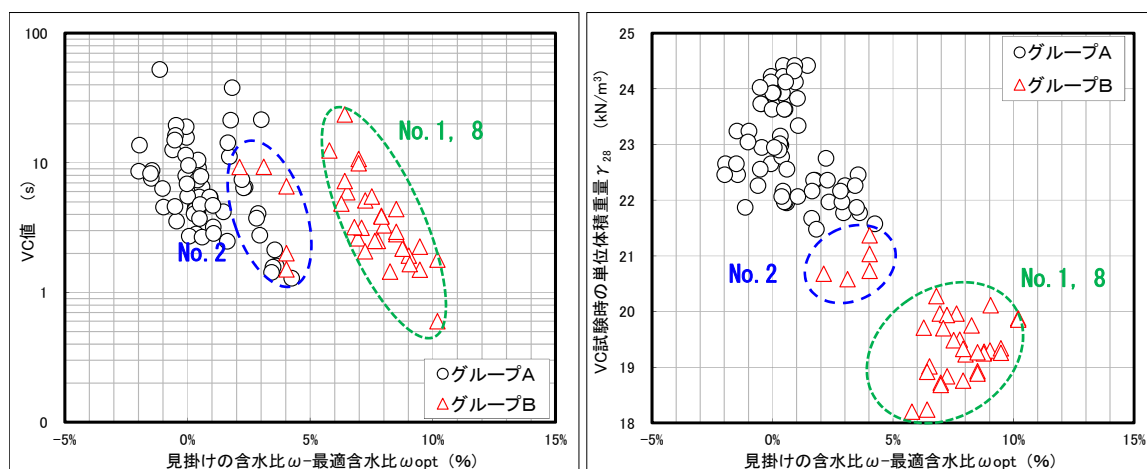


図 6.3-21 見掛けの含水比と最適含水比の差と VC 値及び VC 試験時の単位体積重量の関係

図 6.3-22 に配合設計手法毎の配合上の単位体積重量の関係を示す。

図 6.3-22 に示したように，グループ B はコンクリートアプローチとソイルアプローチで配合上の単位体積重量に大きな差が認められる。No.2 ではコンクリートアプローチの方が大きな単位体積重量を示すが，No.1，8 ではソイルアプローチの方が大きな単位体積重量を示す。これは，表 6.3-1 に示したように，No.2 と No.1，8 では最大乾燥密度 ρ_{max} と 0.075mm 未満含有率 F_c は同じ傾向があるが，最適含水比 ω_{opt} や表乾密度 ρ_G では明瞭な差を有するためと考えられる。

従って，ここでは，INSEM 配合に影響を及ぼす要因として，表 6.3-6 に示したように最大乾燥密度 ρ_{max} と 0.075mm 未満含有率 F_c を抽出したが，今後，より多くのデータを収集・整理する場合には，最適含水比 ω_{opt} や表乾密度 ρ_G などの新たな諸元を考慮することで，より詳細な因子を設定でき，その影響を推測できる可能性が期待される。

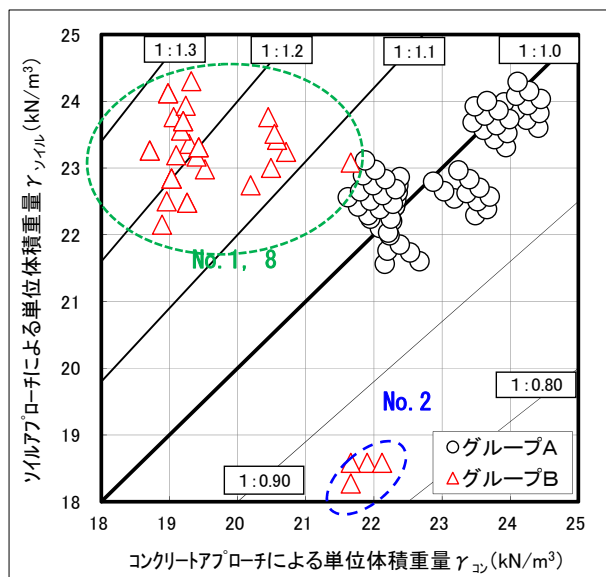


図 6.3-22 配合設計手法毎の配合上の単位体積重量の関係

6.3.3.8 VC試験時の単位体積重量の経時変化

No.1 及び No.2 では，VC 値及び VC 試験時の締固め率の経時変化が測定した。

図 6.3-23 には INSEM 材製造後の経過時間と VC 試験時の締固め率 γ_{vc}/γ_{com} の関係を示す。

VC 試験は，直射日光下で曝露した約 100L の INSEM 材から所定の経過時間後に採取した試料を用い，VC 試験後の試料をその都度廃棄する非繰返し法で実施した。図 6.3-23 より，経過時間の増大とともに VC 値が大きくなり，これに合わせて VC 試験時の締固め率 γ_{vc}/γ_{com} が低下することが確認される。また，製造後 60 分経過までは VC 試験時の締固め率 γ_{vc}/γ_{com} が 95% 以上を示し，比較的良好な締固めが実施できる状態であることが確認された。No.1 では，製造後 90 分経過後から 120 分経過後までに大きなコンシステンシーの増大が認められ，製造後 60 分経過後から 90 分経過後までに締固め率の顕著な低下が認められた。すなわち No.1 では製造後 60 分経過後から INSEM が硬化しはじめていることが確認できる。

この理由として，表 6.3-2 から単位セメント量 C 及び単位水量 W の影響が強いと推察される。すなわち No.1 は，No.2 と比較して単位セメント量 C ，単位水量 W とともに多い配合のため，No.2 よりも早く水和反応が進行し，コンシステンシーが増大するとともに締固め率が低下したものと推測される。INSEM の配合において単位セメント量 C 及び単位水量 W が多くなる理由には，INSEM 母材において細粒分の細かな土砂の含有率が多いことがあげられ，表 6.3-1 から No.1，

2 における単位セメント量 C 及び単位水量 W の差が、細粒分の含有率による影響であることが確認できる。ここで、急激なコンシステンシーの増大の要因のひとつには、外気温の影響による水和反応の促進も想定される。しかし、No.1 のデータは 11 月下旬（試験時間中の外気温(日陰)は 18.9～19.6℃，INSEM 温度 22.0～25.0℃）に実施された試験結果であり，No.2 のデータは 8 月下旬（試験時間中の外気温(日陰)は 33.0～38.0℃，INSEM 温度 33.0～39.0℃）に実施された試験結果であり，上述した結果において外気温の影響は小さいものであったと推測される。

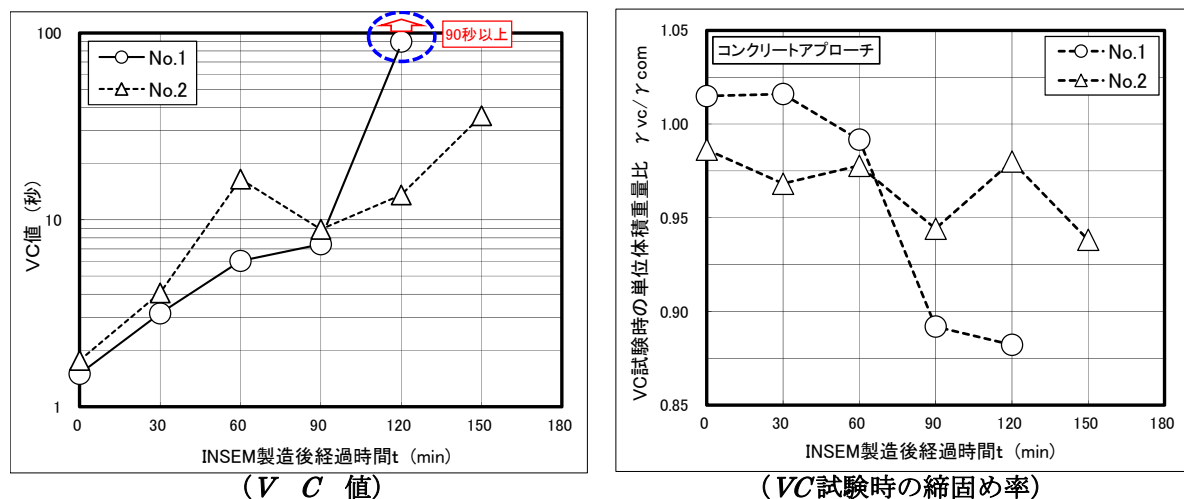


図 6.3-23 VC 値及び VC 試験時の締固め率の経時変化

以上の結果から，INSEM のコンシステンシーは経過時間の増大に伴い大きくなり，締固めにくくなる。特に INSEM 母材の細粒分を多く，単位セメント量 C ，単位水量 W の多い場合には，早い段階でコンシステンシーの変化する可能性があり，INSEM 材製造後短時間で転圧までを完了させることが必要となることに留意が必要である。

6.3.3.9 VC 試験時とコアの単位体積重量の相違点

図 6.3-24 には No.1, 2 におけるコアと VC 試験時の単位体積重量の関係を示す。

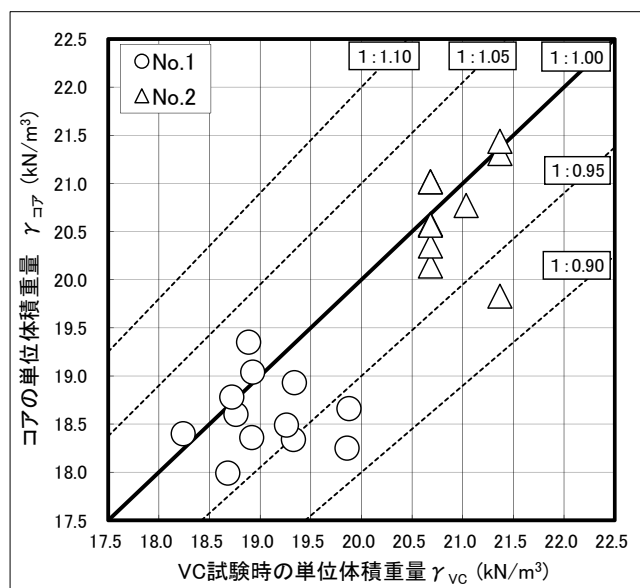


図 6.3-24 コアと VC 試験時の単位体積重量の関係

図 6.3-24 よりコアの単位体積重量 $\gamma_{\text{コア}}$ は 40mm 以上の大礫を含有するにも係らず， VC 試験時の単位体積重量 γ_{vc} よりも若干小さい値を示す傾向が認められる。この結果は， VC 試験と振動口

ーラで締固め条件が異なることや、前述したように INSEM 材のコンシステンシーが、VC 試験を実施した製造直後から振動ローラによる転圧完了までの間に大きくなったことの影響によるものと推察される。

6.3.3.10 INSEM 材の締固め特性に基づく配合設計留意点

(1) 締固め易さに着目した場合の水量条件の目安

本研究では INSEM 材の“締固め易さ”を VC 値で評価した。VC 値で管理を行う RCD 工法と同様なコンクリートアプローチでは“単位水量”という概念が明確であることもあり、VC 値の導入及び VC 値による管理は、比較的容易である。しかし、ソイルアプローチにより配合が設定される通常の INSEM 材では、VC 値管理ではなく含水比管理が実施され、含水比には INSEM 材のコンシステンシーに影響を及ぼすことのない土粒子内の水も含まれるため、その概念が理解しにくい。このような“コンシステンシー”という概念の低いソイルアプローチにおいても、INSEM 材の“締固め易さ”に着目して配合を決定するためには、VC 値 ≤ 8.0 秒に相当する水量条件を適切に設定することが望まれる。

図 6.3-25、6.3-26 にソイルアプローチにおける母材含水比 ω と最適含水比 ω_{opt} の差と VC 値並びに確率分布を示す。なお、図 6.3-25 は全データを対象としたものであり、図 6.3-26 は、グループ A のみを対象としたものである。図 6.3-25、6.3-26 では、締固め易い INSEM 材のコンシステンシーの目安となる VC 値 8.0 秒を閾値とした 2 つのデータに分割して整理した。なお、グループ A のみを整理した理由は、図 6.3-29 に後述するようにソイルアプローチにおいてグループ A の配合設計精度が高いためである。

図 6.3-25、6.3-26 より、VC 値 >8.0 秒の条件より VC 値 ≤ 8.0 秒の条件の方が、母材含水比 ω -最適含水比 ω_{opt} が大きいことが確認できた。また、母材含水比 ω -最適含水比 ω_{opt} は、VC 値 >8.0 秒のデータでは 0.0~1.0%が、VC 値 ≤ 8.0 秒のデータでは 1.0~2.0%が卓越する傾向が認められる。ここで、母材含水比 ω -最適含水比 $\omega_{opt} \geq 1\%$ のデータは、VC 値 ≤ 8.0 秒の条件において、全データで約 85%、グループ A のみで約 77%と高い割合を示す。一方、VC 値 >8.0 秒の条件では全データで約 40%とやや高いが、グループ A のみで約 25%と低い。これらの結果より母材含水比 ω -最適含水比 $\omega_{opt} \geq 1\%$ が、概略的な VC 値 ≤ 8.0 秒の目安になると判断できる。また、VC 値 ≤ 8.0 秒の条件では、母材含水比 ω -最適含水比 $\omega_{opt} \geq 1\%$ のうち 1~2%の含有率は、全データでは約 34%(=21/62；データ数 73 個，1%以上データ数 62 個，1~2%データ数 21 個)とやや低いものの、グループ A のみで約 64%(=21/43；データ数 43 個，1%以上データ数 10 個，1~2%データ数 21 個)と相対的に高い。

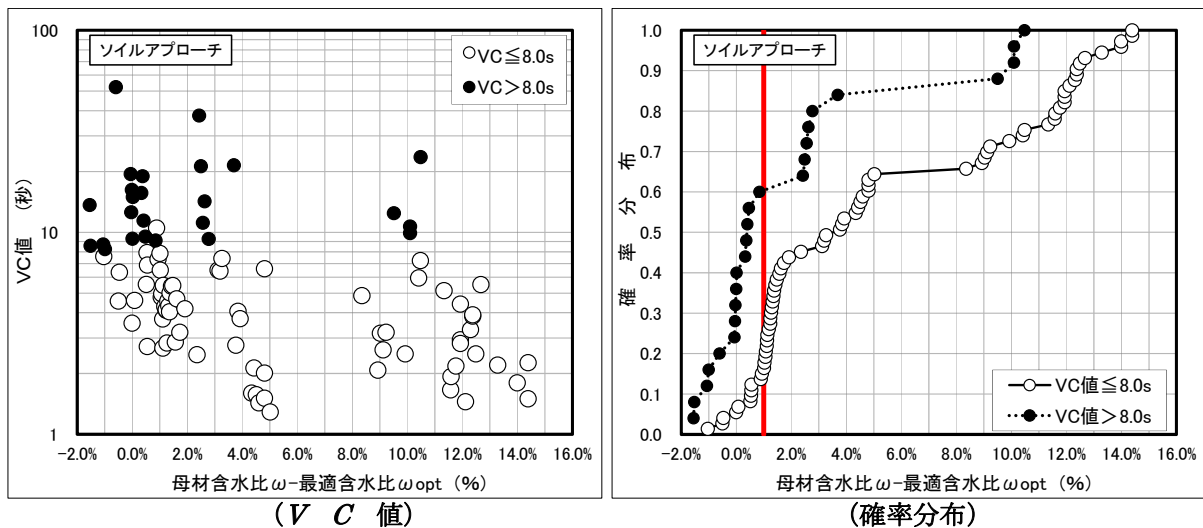


図 6.3-25 母材含水比と最適含水比の差の確率分布 (全データ)

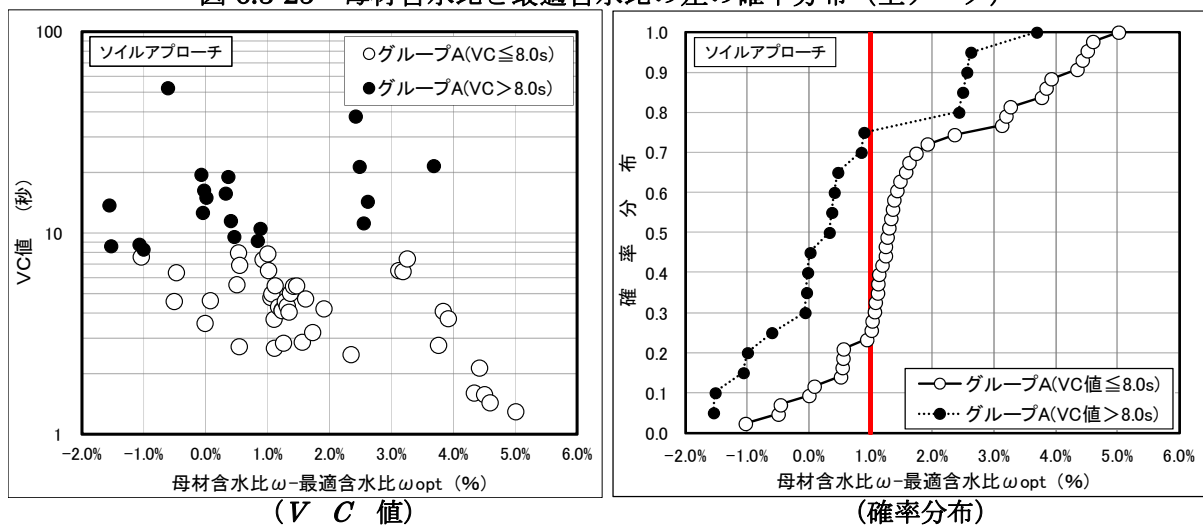


図 6.3-26 母材含水比と最適含水比の差の確率分布 (グループ A)

図 6.3-27, 6.3-28 にソイルアプローチにおける加水量 W' と VC 値並びに確率分布を示す。図 6.3-25, 6.3-26 と同様に、全データとグループ A のみを対象とした図を作成し、それぞれ VC 値 8.0 秒を閾値とした 2 つのデータに分割して整理した。

図 6.3-27, 6.3-28 より、加水量 W' は VC 値 > 8.0 秒の条件より VC 値 ≤ 8.0 秒の条件の方が多。また、加水量 W' は、VC 値 > 8.0 秒のデータで $80 \sim 100 \text{ kg/m}^3$ が、VC 値 ≤ 8.0 秒のデータでは $80 \sim 130 \text{ kg/m}^3$ が卓越する傾向が認められる。ここで、加水量 $W' \geq 80 \text{ kg/m}^3$ のデータは、VC 値 ≤ 8.0 秒の条件において、全データで約 86%，グループ A のみで約 89% と高い割合を示す。一方、VC 値 > 8.0 秒の条件では全データで約 48%，グループ A のみで約 50% とやや高いものの、VC 値 ≤ 8.0 秒の条件と比べて差を有する。これらの結果より加水量 $W' \geq 80 \text{ kg/m}^3$ が、概略的な VC 値 ≤ 8.0 秒の目安になると判断できる。また、VC 値 ≤ 8.0 秒の条件では、加水量 $W' \geq 80 \text{ kg/m}^3$ のうち $80 \sim 130 \text{ kg/m}^3$ の含有率は、全データでは約 87% (= 55/63；データ数 73 個， 80 kg/m^3 以上データ数 63 個， $80 \sim 130 \text{ kg/m}^3$ データ数 55 個)，グループ A のみでも約 89% (= 31/35；データ数 43 個， 80 kg/m^3 以上データ数 35 個， $80 \sim 130 \text{ kg/m}^3$ データ数 31 個) と高い。これらの結果より、ソイルアプローチによる配合試験における試験開始時の加水量 W' は INSEM 材の“締固め易さ”に着目した場合、加水量 $W' = 80 \sim 130 \text{ kg/m}^3$ を目安とすることができる。

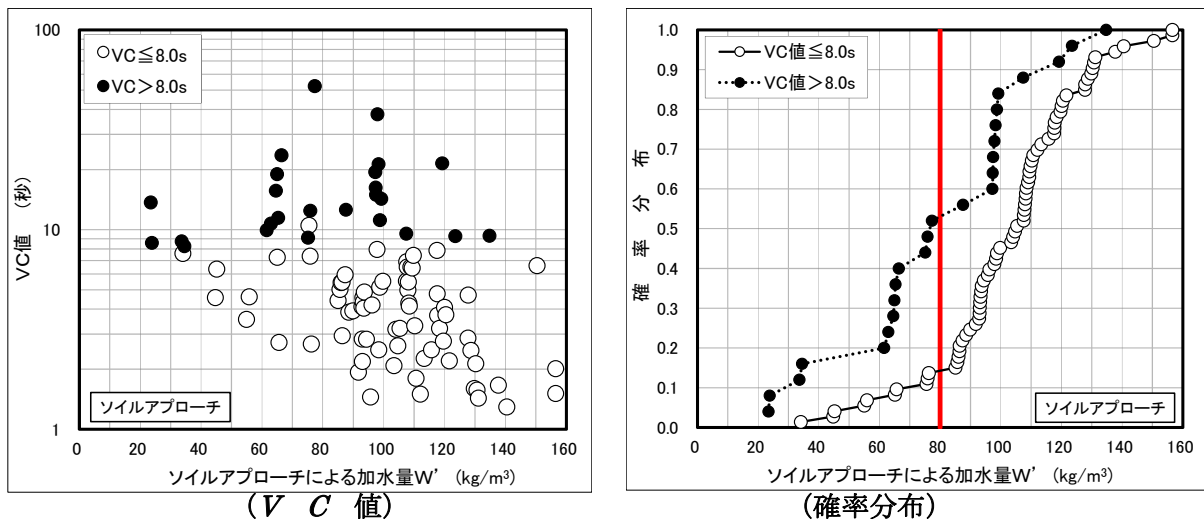


図 6.3-27 ソイルアプローチによる加水量 W' と VC 値, 確率分布 (全データ)

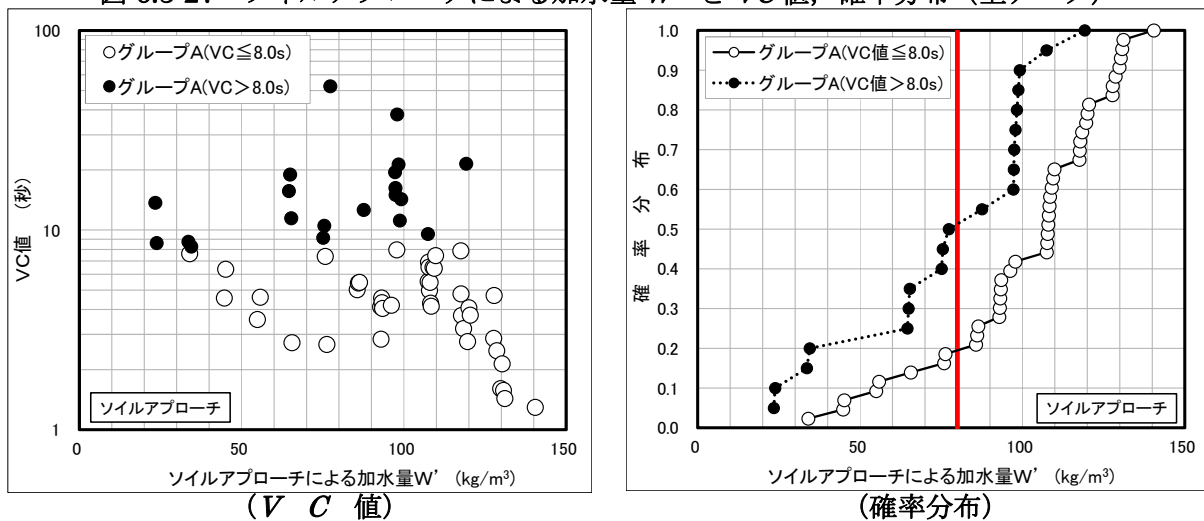


図 6.3-28 ソイルアプローチによる加水量 W' と VC 値, 確率分布 (グループ A)

これらの結果より, ソイルアプローチによる配合試験における試験開始時の水量条件は, INSEM 材の“締固め易さ”に着目した場合, 最適含水比 $\omega_{opt}+1\sim 2\%$ や加水量 $W' = 80\sim 130\text{kg/m}^3$ を目安として設定することが, 妥当かつ有効である可能性が高いといえる。

(2) ソイルアプローチにおける配合設計上の締固め率

ソイルアプローチでは, INSEM 母材量を最大乾燥密度 ρ_{max} に対する締固め後の INSEM 母材の乾燥状態の密度の比率 (以下, 「配合設計上の締固め率」と称する) を乗じて設定する。そのため, 配合設計時と構造物の単位体積重量の差を小さくするためには, この配合設計上の締固め率の精度が重要である。

図 6.3-29 には, 最大乾燥密度 ρ_{max} に対する配合設計上の締固め率を VC 試験時の単位体積重量 γ_{vc} の測定値から逆算した値と VC 値の関係を示す。

図 6.3-29 より, 配合設計上の締固め率は, グループ A で $90.7\sim 98.5\%$ の範囲に分布し, 平均値で 95.0% を示した。この結果より, 最大乾燥密度 $\rho_{max} \geq 2.0\text{g/cm}^3$, 0.075mm 未満含有率 $F_c \leq 4\%$ の条件の土砂を活用する場合, 配合設計上の締固め率は現在まで採用頻度の高い最大乾燥密度の 95% とすることの妥当性が検証された。

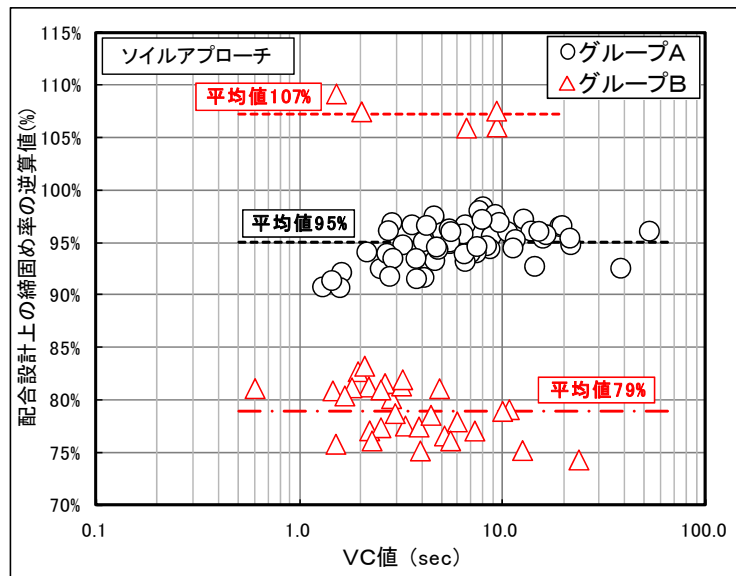


図 6.3-29 VC試験における配合設計上の締固め率の逆算値

一方、グループ B における配合設計上の締固め率は 74.4～109.3%と大きなばらつきを示すが、今回のデータでは 2 つの密度率（平均値 107%及び 79%）の集団に分類でき、それぞれの集団でのデータはほぼ同一の傾向を示した。この結果より、最大乾燥密度 $\rho_{max} < 2.0\text{g/cm}^3$ 、0.075mm 未満含有率 $F_c > 4\%$ の条件の土砂を活用する場合、配合設計上の締固め率が 95%と異なる場合が請じることもあると判断できる。

以上、ソイルアプローチにおける配合設計上の締固め率は、最大乾燥密度 $\rho_{max} \geq 2.0\text{g/cm}^3$ 、0.075mm 未満含有率 $F_c \leq 4\%$ の条件では 95%とすることの妥当性を得たが、最大乾燥密度 $\rho_{max} < 2.0\text{g/cm}^3$ 、0.075mm 未満含有率 $F_c > 4\%$ の条件においては使用する INSEM 母材毎に異なる可能性があることが確認された。ただし、この場合でもそれぞれの INSEM 母材毎に適切な最大乾燥密度 ρ_{max} に対する配合設計上の締固め率を、母材特性に応じて個別に設定することで、配合設計時と構造物の単位体積重量の差を小さくでき、セメント等のロスを減少できると判断される。

(3) コンクリートアプローチにおける空気率

コンクリートアプローチでは、締固めにより INSEM 材中の空気を排出し、配合設計上の空気含有率に近づけることで、配合設計時と構造物の単位体積重量の差が小さくなる。そのため、配合設計上の空気含有率を実際の締固め後の空気含有率に近い値を採用することが望まれる。

図 6.3-30 には、INSEM 材中の空気含有率を VC 試験時の単位体積重量 γ_{vc} の測定値から逆算した値と VC 値の関係を示す。図 6.3-30 より、逆算した空気含有率は -4.6～8.2%（平均値 2.1%）を示し、VC 値が大きくなるほど空気量が多くなる傾向が認められた。なお、相対的にグループ B の方が同一 VC 値における空気量が多くなる傾向を示した。

ここで、前述した締固め易いコンシンテンシーの目安である VC 値 ≤ 8.0 秒における空気含有率の逆算値は、ばらつきを有するものの、平均値で 1.44%を示し当初設定した 1.5%にほぼ等しい値であった。そのため、コンクリートアプローチにおいて、配合設計上の空気含有率 1.5%を標準的な値として用いることの妥当性が検証された。一方、VC 値 > 8.0 秒（最大 VC 値 = 52.4 秒）の条件では空気含有率は 3.91%とやや大きい値を示し、品質管理上の VC 値を 8.0 秒より大きい値に設定する場合には、空気含有率も大きめに設定する必要があることを確認した。

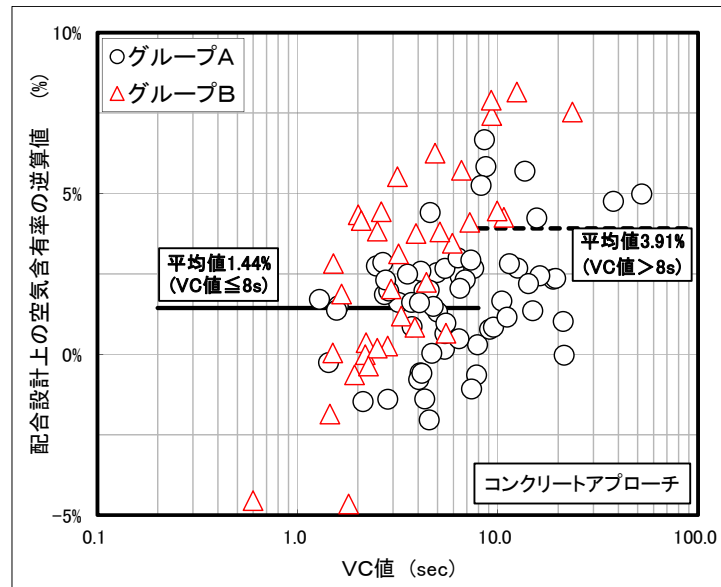


図 6.3-30 配合設計上の空気含有率の逆算値

6.3.4 まとめ

本研究では，製造直後の INSEM 材の“締固め易さ”をコンシステンシー，材料特性，配合設計手法に着目して， VC 値，水量条件， VC 試験時の単位体積重量及び締固め率に基づき整理・検討した。以下により得た知見を取りまとめる。

- ① INSEM 材のコンシステンシーは，単位水量 W ，見掛けの含水比 ω ，セメントペースト量 V_m などの増量に伴い低下する。これらの要素は配合上の水量の影響を強く受けるものであり，INSEM 材のコンシステンシー，すなわち“締固め易さ”の確保のためには，INSEM 材中の水量を適切に管理する必要があるといえる。
- ② コンシステンシー（ VC 値）が小さいほど VC 試験時の締固め率 γ_{ve}/γ_{com} が大きい。今回の検討結果では VC 値 ≤ 8.0 秒の条件において， $\gamma_{ve}/\gamma_{com} \geq 0.97$ の単位体積重量 γ_{ve} を，95%以上の確率で発現することが確認できた。この結果より，締固め易い INSEM 材のコンシステンシーとして， VC 値 ≤ 8.0 秒をひとつの目安にすることができると判断した。
- ③ 同一配合の VC 試験時の締固め率 γ_{ve}/γ_{com} をソイルアプローチ及びコンクリートアプローチで整理した場合，ソイルアプローチによる整理時の方が INSEM 母材の材料特性の影響によるばらつきが大きいことが認められた。また，今回の検討結果に基づけば，ソイルアプローチにおいて配合設計上と締固め後の単位体積重量に差が生じる指標として，最大乾燥密度 $\rho_{max} < 2.0\text{g/cm}^3$ ， 0.075mm 未満含有率 $F_c > 4\%$ を目安にできることを確認した。
- ④ INSEM 材のコンシステンシーは，単位セメント量と単位水量が多いほど経時変化が顕在化する可能性があることが確認された。ここで，単位セメント量と単位水量を多く必要とする INSEM 母材は，細粒分等の細かい土砂を多く含んでいる。このような単位セメント量と単位水量の多い INSEM 材を使用する場合には，INSEM 材製造後，短時間で締固めを実施する必要がある。
- ⑤ グループ A（最大乾燥密度 $\rho_{max} \geq 2.0\text{g/cm}^3$ ， 0.075mm 未満含有率 $F_c \leq 4\%$ ）の土砂におけるソイルアプローチ配合では， VC 値 ≤ 8.0 秒のコンシステンシーを有する INSEM 材の母材含水比 ω は，最適含水比 ω_{opt} より 1～2%の比率が高く，1%以上の含有率は約 77%と高い値を示

した。また、加水量 W' は $80\sim 130\text{ kg/m}^3$ の比率が高く、 80 kg/m^3 以上の含有率は約 89%と高い値を示した。これらの結果から、最大乾燥密度 $\rho_{max}\geq 2.0\text{ g/cm}^3$ 、 0.075 mm 未満含有率 $F_c\leq 4\%$ の土砂において、ソイルアプローチにおける締固め易い INSEM 材の条件として、母材含水比 ω =最適含水比 $\omega_{opt}+1\%$ 以上や加水量 $W'=80\text{ kg/m}^3$ 程度以上の水量条件を目安できることを確認した。

- ⑥ グループ A の土砂におけるソイルアプローチにおける最大乾燥密度に対する配合設計上の締固め率は、95%に設定することが支障ないことを確認した。すなわち、最大乾燥密度 $\rho_{max}\geq 2.0\text{ g/cm}^3$ 、 0.075 mm 未満含有率 $F_c\leq 4\%$ の条件下において、ソイルアプローチにおける INSEM 母材量は、最大乾燥密度 ρ_{max} の 95%の乾燥土砂量に設定して支障ないと判断される。
- ⑦ グループ B（最大乾燥密度 $\rho_{max}< 2.0\text{ g/cm}^3$ 、 0.075 mm 未満含有率 $F_c> 4\%$ ）の INSEM 母材活用時には、図 6.3-29 に示したように土砂毎の締固め率が概ね一定であることを考慮し、個別に最大乾燥密度に対する配合設計上の締固め率を設定することで、ソイルアプローチによる配合設計値の精度向上が図れるものと類推される。
- ⑧ コンクリートアプローチにおける空気含有率は、 VC 値 ≤ 8.0 秒の条件において平均値 1.5%を示し、締固め易い INSEM 材においては、配合設計上の空気含有率を 1.5%に設定することに支障ないことを確認した。ただし、 VC 値 $=8.0\sim 52.4$ 秒における空気含有率は 4.1%を示すことから、コンシステンシー（ VC 値）が大きい条件での施工を想定する場合には、空気含有率を大きく設定する必要があると判断される。

今後の課題としては、以下のような点があげられる。

- 1) 本研究結果に基づき INSEM 母材は、最大乾燥密度 $\rho_{max}=2.0\text{ g/cm}^3$ 、 0.075 mm 未満含有率 $F_c=4\%$ を閾値として分類したが、今後のデータ集積によって、本閾値は変動する可能性がある。
- 2) INSEM 材のコンシステンシー測定に使用した VC 試験機は、他の試験器具と比較すると市場性が低く調達が容易でない。この実状を考慮し、締固め易い目安と判断された VC 値 ≤ 8.0 秒を考慮した水量条件（母材含水比 ω =最適含水比 $\rho_{max}+1\%$ 以上や加水量 $W'=80\text{ kg/m}^3$ 程度以上）の目安を提案した。しかし、水量条件は、INSEM 材の締固め易さを定量的に評価できるものではない。そのため、簡易的に INSEM 材の締固め易さを図る方法及び基準の設定が必要である。本課題については『6.4 簡易なコンシステンシー測定試験方法に関する研究』で検討を行う
- 3) 今回の検討対象は、『6.3.3.8 VC 試験時の単位体積重量の経時変化』を除き、製造直後のフレッシュな状態の INSEM 材における締固め特性であった。しかし、実際の INSEM 工法における締固め完了までの時間は、製造後 1 時間以上経過後となることが多く、『6.3.3.8 VC 試験時の単位体積重量の経時変化』に示したように、INSEM 材の締固め易さや締固め特性は経時変化することが予想される。そのため、振動ローラによる転圧締固め時を想定した、すなわち、製造後 1~2 時間程度経過後のコンシステンシーや締固め率を測定し、この結果に基づく配合設計上の物性値（最大乾燥密度に対する締固め率、空気含有率）の検討を行う必要がある。

6.4 簡易なコンシステンシー測定試験方法に関する研究

6.4.1 研究の目的

INSEM 材において“締固め易さ”を考慮する必要性があることは『6.1 概説』に示したとおりであり，“締固め易さ”の目安として VC 値 $\leq 8s$ 程度とすることが妥当であることは『6.2 INSEM 材に要求されるコンシステンシーに関する研究』および『6.3 所要コンシステンシー確保のための配合条件に関する研究』中に示したとおりである。

また、田中らの研究¹⁸⁾では、細粒分を多く含む INSEM 母材では加水により強度増加する加水効果が報告されている。従って、細粒分を多く含む母材使用時の INSEM 材では、強度発現のために加水を実施することが望まれるが、加水量が多すぎると軟質化が顕在して振動ローラ転圧が困難となるといった課題が生じる。そのため、適切な単位水量（含水量）の設定・管理が重要となることが予想される。すなわち、強度発現と施工性の 2 つの条件を満足する適切な単位水量（含水量）、または加水量を設定・管理するためには、単位水量（含水量）の影響を因子にもち、施工しやすさの指標となるコンシステンシーという概念が重要である。

図 6.4-1 には、 VC 値 = 1~4 秒を管理値とした現場における配合上の単位水量 W と VC 値の測定事例を示す。24 日間の施工期間において VC 値 = 1.47~2.69s で管理時に、配合上の単位水量は 140~280kg/m³ と比較的大きなバラツキを示した。本事例の INSEM 母材は、図 6.4-2 に示すようにばらつきが大きく（0.075mm 未満含有量 6.8%~18.8%，5mm 未満含有量 44.8%~82.8%），採取位置によって細粒分量が大きく変化する現地発生土砂であった。この INSEM 母材の粒度等の変動に伴い、所定の VC 値を確保するために必要な単位水量が大きく変動したものと推測される。INSEM 母材の細粒分含有率等の変動が大きい場合、当初決定した INSEM の配合量では締固め易いコンシステンシーを確保することができない場合が想定され、そのような場合には、所要のコンシステンシーとなるように、適時加水量調整が必要となる。

このように“締固め易さ”に着目した場合、INSEM 工法においてコンシステンシー（ VC 値）管理は重要と考えられるが、実際の施工時に、 VC 試験を品質管理として採用する事例は少ない。この理由として、 VC 値を測定する小型 VC 試験機の市場性が低く入手しにくいことや、コンクリート標準示方書に示されている⁷⁾といえど VC 試験方法が特殊のため、試験方法を熟知した試験者が少ないことなどの影響と推測される。また、『6.3.4 まとめ』に示した、締固め易さの間接的な目安（ソイルアプローチによる配合における、母材含水比 ω = 最適含水比 $\omega_{opt} + 1\%$ 以上、もしくは加水量 $W' = 80\text{kg/m}^3$ 程度以上の水量条件）は、INSEM 母材の性状の影響を受けるとともに、“間接的な基準”であることから、最終的には施工者の“経験”やこれに基づく“感覚”に頼らざるを得ない状況が想定される。

このような実状を考慮し、本研究では、INSEM 材のコンシステンシーを簡易に測定し、試験に不慣れな施工者でも、容易にコンシステンシーを考慮した、INSEM 材の管理及び施工を実施するための試験方法の設定及び管理値目安の設定を目的に、INSEM 材の配合試験データ及び試験施工時の品質管理試験データのうち、 VC 値と『6.4.2.2 試験方法』に後述する簡易なコンシステンシー試験（以下、「簡易 VC 試験」と称する）結果を対比した検討結果をまとめる。

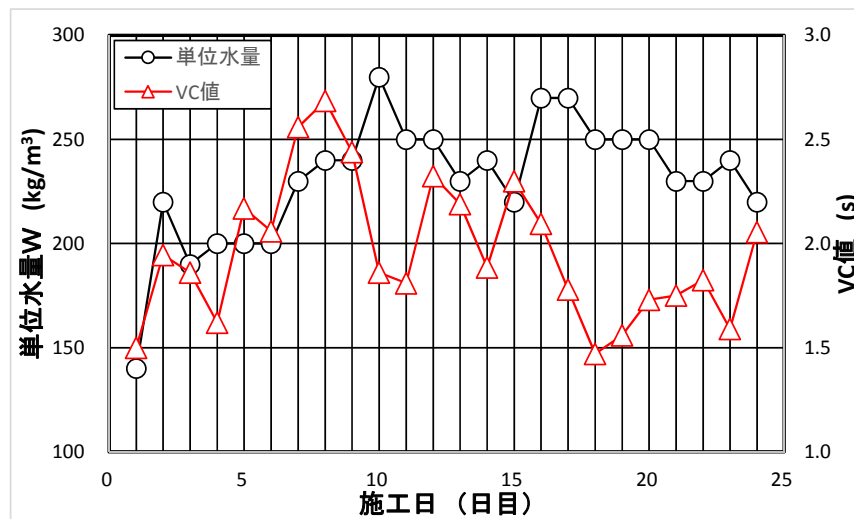


図 6.4-1 配合上の単位水量と VC 値の測定事例

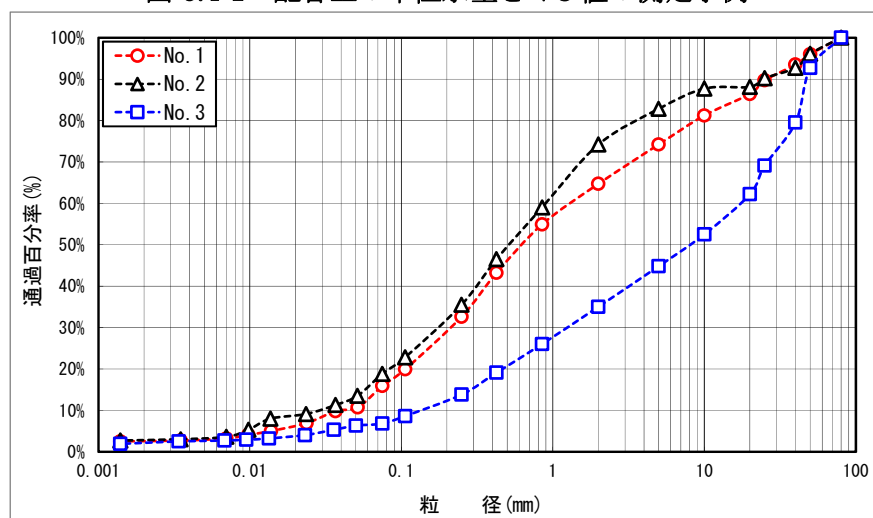


図 6.4-2 図 6.4-1 に示す施工現場における配合試験前の INSEM 母材の粒度分布

6.4.2 検討条件

6.4.2.1 収集データ

本検討では、図 6.4-3 に後述する 7 事例の配合試験及び試験施工等の試験結果を整理した。これらは『6.3 所要コンシステンシー確保のための配合条件に関する研究』中の表 6.3-1 及び図 6.3-1 に示した INSEM 母材のうち、『6.4.2.2 試験方法』に後述する簡易 VC 試験を実施していない“No.3”を除いたものである。従って、本節における INSEM 母材名は、『6.3 所要コンシステンシー確保のための配合条件に関する研究』との整合性を考慮し、同一名を使用するものとした。なお、VC 試験並びに簡易 VC 試験結果は、表 6.2-1 に示した単独の熟練試験者が実施した結果に相当する。

6.4.2.2 試験方法

本検討における INSEM 材のコンシステンシー測定試験は、砂防 CSG 工法の品質管理試験として採用が検討された簡易 VC 試験¹⁹⁾を一部修正した、以下に示す試験方法で実施する。なお、簡易 VC 試験は、渡辺が製作した簡便型振動式ウォーカビリチー測定機²⁰⁾を参考に、より簡易で現場で施工が実施可能なように改良した試験である。

(1) 簡易 VC試験方法 (案)

- 1) 目的：簡易 VC 試験は，INSEM 材等の超硬練り材料のコンシステンシーを簡易に調べる方法である。
- 2) 器具：本試験に用いる器具は，次のとおりとする。
 - ① 供試体型枠：圧縮強度用供試体型枠
(内径 12.5 cm × 高さ 25cm または 内径 15 cm × 高さ 30cm)
 - ② 振 動 機：ハンドガイド式 (INSEM 材の供試体製作用振動機，振動機の性能に関する指定事項・制約条件なし；写真 6.4-1 参照)
 - ③ 穴あき盤：載荷面に $\phi 5\text{mm}$ 程度の穴が無数に開いたもので振動機に接続可能なもの
(写真 6.4-1 参照)



(振 動 機)

(穴あき盤付アタッチメント)

写真 6.4-1 簡易 VC試験に使用する主な装置

- ④ 突 き 棒：先端を半球状とした $\phi 16\text{mm}$ ， L =約 500～600mm の丸鋼
(スランプ試験，コンクリートの供試体作製等に使用するものと同じ)
 - ⑤ ストップウォッチ：1/100 秒の測定が可能なもの
 - ⑥ は か り：30kg 程度の重量を g 単位まで測定可能なもの
 - ⑦ スケール：最小目盛 1mm
(⑥ はかり，⑦スケールは単位体積重量測定の場合のみ実施)
- 3) 試料：本試験に使用する試料は，均一に混ぜた INSEM 等の超硬練り材料を網ふるい 40mm のウェットスクリーニングによってふるい分け，通過した試料を切混ぜし，均一に攪拌したうえ，代表的なものを採取して用いる。
 - 4) 試験方法：
 - ① 使用する供試体型枠の質量 W_0 を測定する。(単位体積重量を測定しない場合は省略)
 - ② 供試体型枠に試料を 1/2 程度投入し，突き棒でならした後，コンクリートの供試体作製と同様に $1,000\text{mm}^2$ に 1 回の割合 ²⁾ (供試体型枠 $\phi 12.5\text{cm}$ の場合 13 回， $\phi 15\text{cm}$ の場合 18 回) で一様に突き固める。この作業を 2 回実施し，供試体型枠を満杯にする。ここで，2 層目を突く際は突き棒の先端が前層にほぼ達する程度とし，突き固め後は突き固めにより生じた穴を消失するようにジッキングを行う。なお，圧縮強度用供試体作成時と異なり，突き固め後の振動機による締固めは実施しない (写真 6.4-2 参照)。



(1/2 層目の試料投入及び突き固め)



(2/2 層目の試料投入及び突き固め)

写真 6.4-2 試料投入及び突き固め状況

- ③ 供試体の天端面を突き棒などで均して平坦にする（写真 6.4-3（左）参照）。
- ④ 供試体型枠の周囲についた INSEM 等の超硬練り材料を除去し、（供試体型枠＋供試体）の質量 W_1 を測定する。（写真 6.4-3（右）参照；単位体積重量を測定しない場合は省略）



(供試体天端面の整正)

(供試体型枠＋供試体の質量測定)

写真 6.4-3 供試体天端面整正及び(供試体型枠＋供試体)の質量測定状況

- ⑤ 先端に穴あき盤をセットした振動機を静かに供試体天端の平坦部におく（写真 6.4-4（右）参照）。



(供試体天端面)



(試験器具セット状況)

写真 6.4-4 簡易 VC試験開始前状況

- ⑥ 電源を入れ振動を加え，穴あき盤の穴及び供試体型枠との隙間より一様にブリージングが発生（写真 6.4-5（左）参照）するまでの時間を測定し，これを持って簡易 VC 値とする。ここで，振動中は振動機の荷重以外が加わらないように注意して試験を実施する。



(ブリージング状況)



(試験終了後の供試体天端面)

写真 6.4-5 簡易 VC試験完了後状況

- ⑦ 穴あき盤を取り除き沈下量を測定する（写真 6.4-6 参照）。沈下量は供試体型枠の中央部 1 箇所測定する。（単位体積重量を測定しない場合は省略）



写真 6.4-6 沈下量測定状況

5) 試験の結果：

試験結果より，簡易 VC 値，単位体積重量，締固め率を求めるものとする。
単位体積重量及び締固め率は，次式によって算出する。

$$\text{単位体積重量(kN/m}^3\text{)} = \frac{(W_1 - W_0) \times g}{r^2 \times \pi \times h}$$

ここで, W_I ; (供試体型枠+供試体) の質量 (t)

W_0 ; 供試体型枠の質量 (t), g ; 重力加速度 (=9.80665) (m/s²)

r ; 供試体半径 (m) , π ; 円周率

h ; 供試体高 (m)

$$\text{締固め率(\%)} = \frac{\text{簡易VC試験後の単位体積重量}}{\text{配合上の単位体積重量}} \times 100$$

6.4.2.3 INSEM 母材条件

本研究の対象とした7事例の INSEM 母材の諸元を図 6.4-3 に示す。

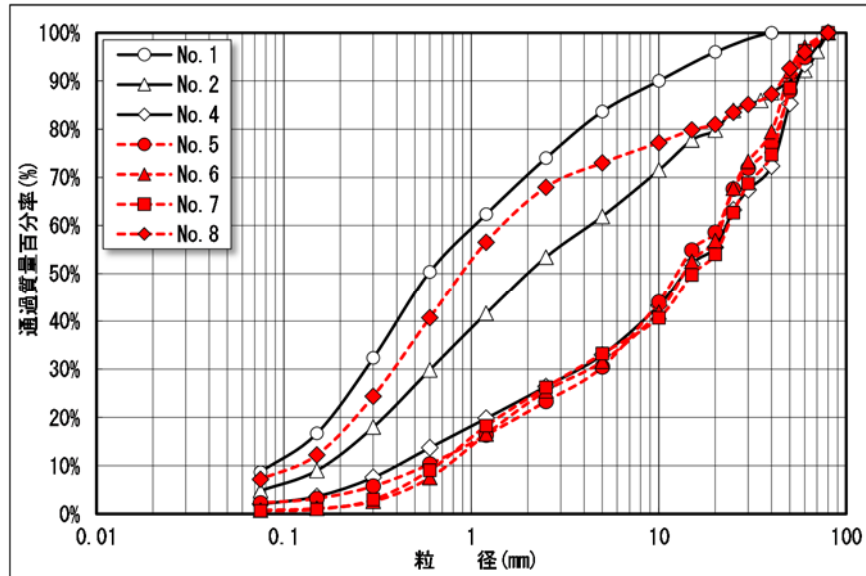


図 6.4-3 INSEM 母材の粒度分布

前述したように表 6.3-1 及び図 6.3-1 に示した INSEM 母材のうち “No.3” を除いたもの相当する。従って, INSEM 母材の諸元及び INSEM の配合条件は, それぞれ表 6.3-1 及び表 6.3-2 に示したとおりである。表 6.3-6 に示した基準に従えば, No.4~7 がグループ A (最大乾燥密度 $\rho_{max} \geq 2.00 \text{ g/cm}^3$, 0.075mm 未満含有率 $F_c \leq 4\%$), No.1, 2, 8 がグループ B ($\rho_{max} < 2.00 \text{ g/cm}^3$, $F_c > 4\%$) に分類される。

6.4.2.4 配合設計手法条件

本節における締固め率の算定に用いた配合上の単位体積重量は, 『6.3 所要コンシステンシー確保のための配合条件に関する研究』に示した INSEM の配合設計手法のうち, コンクリートアプローチにより算出した配合量に基づき算出する。

6.4.3 試験結果及び考察

6.4.3.1 簡易 VC 値と締固め率

図 6.4-4 に簡易 VC 値と簡易 VC 試験時の締固め率を示す。検討対象データは, データ数 78 データ, 簡易 VC 値=0.36~60 秒 (平均値 6.60 秒), 簡易 VC 試験時の締固め率=91.6~103.0% (平均値 97.8%) である。なお, 同 INSEM 材を用いた VC 試験結果は, VC 値=1.29~37.9 秒 (平均値 6.71 秒), VC 試験時の締固め率=91.9~101.8% (平均値 98.0%) を示すものであ

た。簡易 VC 試験の結果，すなわち，簡易 VC 値及び簡易 VC 試験時の締固め率は，VC 値及び VC 試験時の締固め率と比較して変動幅が大きいものの，平均値は概ね同じであった。

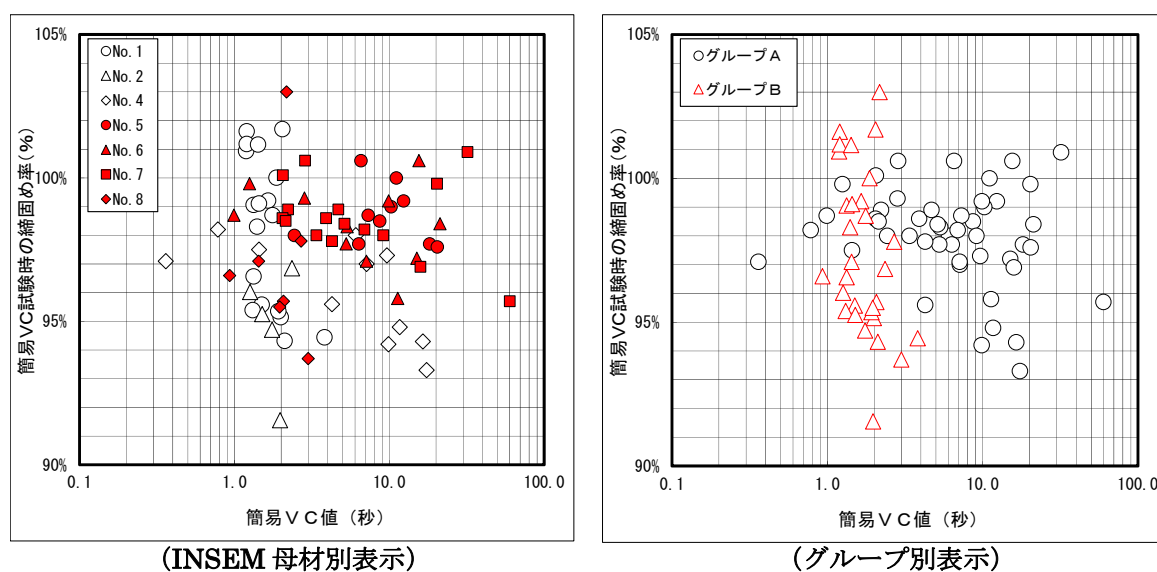


図 6.4-4 簡易 VC 値と簡易 VC 試験時の締固め率の関係（コンクリートアプローチ）

6.4.3.2 簡易 VC 値と VC 値

図 6.4-5 に簡易 VC 値と VC 値の関係を示す。

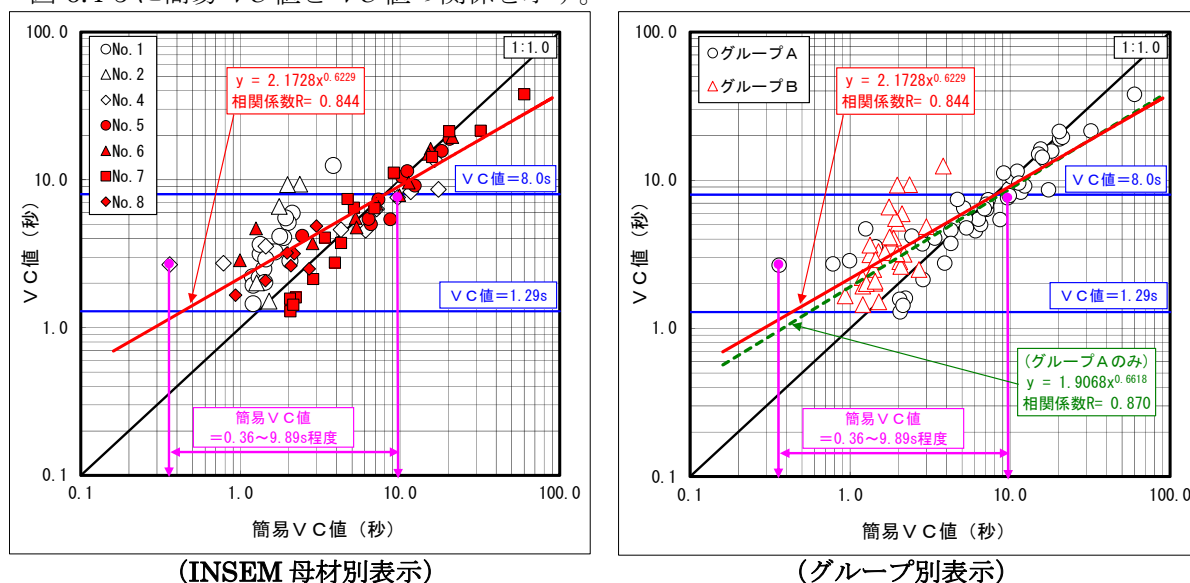


図 6.4-5 簡易 VC 値と VC 値の関係

図 6.4-5 より，簡易 VC 値と VC 値の間には，比較的高い相関関係があることが確認できる。ただし，VC 値が小さい場合，VC 値が簡易 VC 値より大きい値を示す傾向が認められる。また，VC 値が大きくなるに従い，簡易 VC 値が VC 値より大きくなる傾向が認められる。これらの境界は，図 6.4-5 では VC 値＝簡易 VC 値＝8 秒程度であった。また，締固め易い INSEM の目安となる VC 値 ≤ 8 秒（本データにおける最小値は 1.29 秒）における簡易 VC 値の値は 0.36～9.86 秒であった。

なお，図 6.4-5 右図に示したグループ B の結果は，簡易 VC 値の増大に伴う VC 値の増大量が全データに比べ大きい傾向が認められた。そのため，図 6.4-5 右図には，グループ A のみの近似

曲線もあわせて示したが、グループ A のみの近似曲線と全データの近似曲線はほぼ同じ傾向が認められた。この結果より、グループ B のデータが全データの中で特異に感じられるのは、グループ A のデータに比べて変動幅が大きいことや、相対的に大きな簡易 VC 値（例えば、簡易 VC 値 ≥ 10 秒）のデータが存在しないことの影響と考えられる。

図 6.4-5 では、簡易 VC 値 ≤ 5 秒で、相対的にばらつきが大きい傾向が認められることから、図 6.4-6 には、図 6.4-5 左図に示した結果を簡易 VC 値 ≤ 5.0 秒、簡易 VC 値 > 5.0 秒で分割して表示した。

図 6.4-6 より、簡易 VC 値 > 5.0 秒（相対的に硬質な INSEM 材）では VC 値と簡易 VC 値の相関性が高い傾向を示すことが認められるが、簡易 VC 値 ≤ 5.0 秒（相対的に軟質な INSEM）では VC 値と簡易 VC 値の相関性は低い傾向を示すことが認められる。

以上示したように簡易 VC 値と VC 値の関係では、コンシステンシー（VC 値）が小さい場合、簡易 VC 値は、ばらつきが大きく VC 値よりも小さい値を示す。一方、コンシステンシー（VC 値）が大きい場合、簡易 VC 値は VC 値よりも若干大きい値を示すとともに、簡易 VC 値と VC 値に高い相関が認められる。

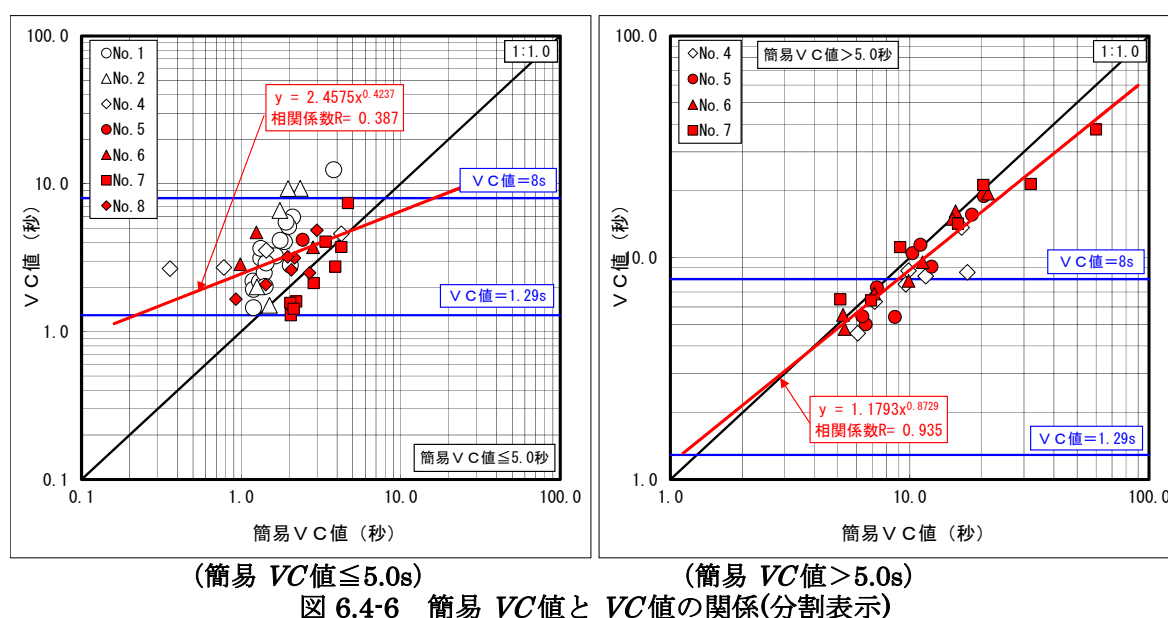
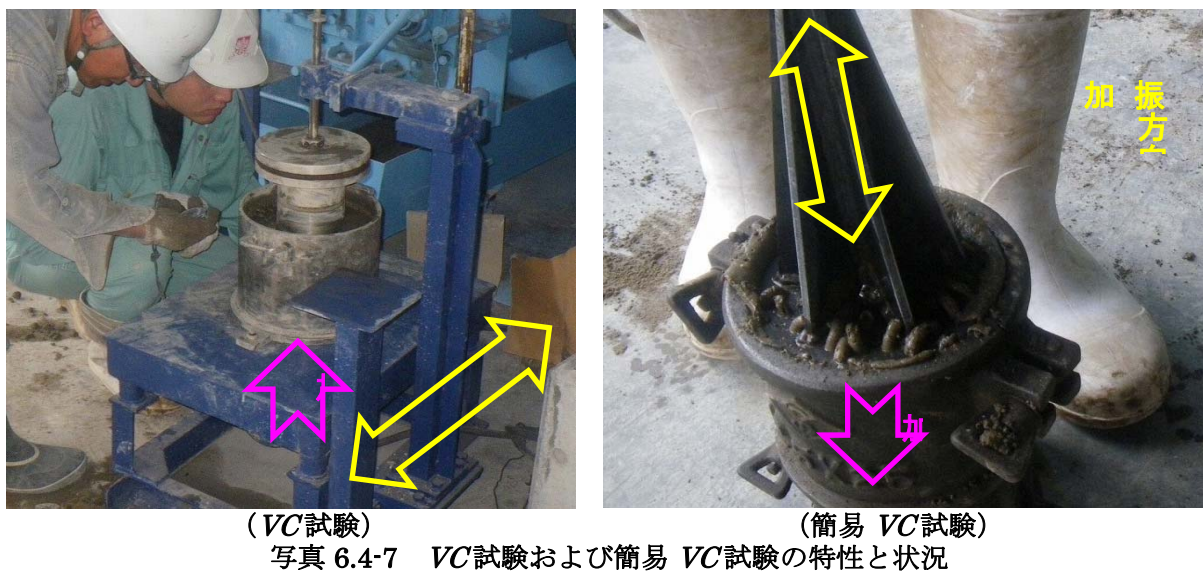


図 6.4-6 簡易 VC 値と VC 値の関係(分割表示)

これらの結果には、対数表示の影響や VC 値 10 秒以上のデータが少ないことなどの影響があると推測される。また、VC 試験は水平振動で供試体下部から加振（写真 6.4-7 左写真参照）され、簡易 VC 試験は鉛直振動で供試体上部から加振（写真 6.4-7 右写真参照）されるといった加振方向や加振箇所の違いによる影響も想定される。加えて、加振後ブリージングの確認後のストップウォッチ停止までの人為的誤差の割合が、測定値が小さいほど大きくなるといった測定限界の影響も想定される。

本結果を考慮すれば、締固め易さを考慮した場合の INSEM 材のコンシステンシー管理に簡易 VC 値を用いる場合には、VC 値以上に大きな範囲を設定する必要がある。図 6.4-5 右図を参考とすれば、ばらつきは大きいものの、締固め易い INSEM 材、すなわち VC 値 ≤ 8 秒の INSEM 材の場合、簡易 VC 値 ≤ 10 秒に設定することが可能である。今回収集した 78 のデータのうち、簡易 VC 値 ≤ 10 秒以下の 62 データのうち 57 データ（約 92%）と高い確率で VC 値 ≤ 8 秒を示すことから、締固め易い INSEM 材のコンシステンシーとして簡易 VC 値 ≤ 10 秒を目安とすることが

可能であると判断できる。



6.4.3.3 ヒストグラム

図 6.4-7 に簡易 VC値と VC値のヒストグラムを示す。

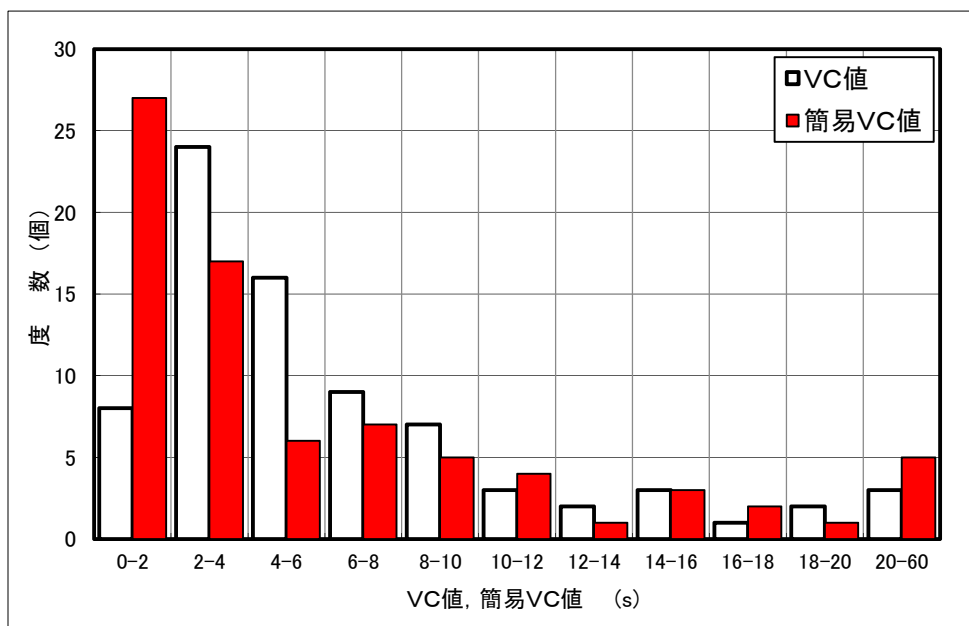


図 6.4-7 簡易 VC値と VC値のヒストグラム

図 6.4-7 より、VC 値、簡易 VC 値=0～2 秒において、簡易 VC 値の度数が非常に多い結果を示す。これは、先に示したように、簡易 VC 試験はブリージング観察面を鉛直方向に加振し、供試体表面部（観測面近傍）のブリージングを観測するといった試験特性のため、単位水量が多く軟質な INSEM の場合、供試体全体にモルタル分が浸透しなくとも表面の水分のみでブリージングが発生することが想定される。すなわち簡易 VC 試験では、単位水量 W が多く非常に軟質な INSEM 材の場合、十分な締固めが実施されなくとも、ブリージング現象が認められやすい傾向を有するといえる。この状況に対し、VC 試験はブリージング観測面と離れた下部から水平方向に加振し、下部から上昇したブリージングを観測するといった試験特性のためブリージングまでに若干の時間を必要とする。このような状況から、コンシステンシーが小さい条件ほど、簡易

VC値が小さい値となりやすいためと推測される。

6.4.3.4 簡易 VC と VC 値の差

図 6.4-8 に VC 値と (簡易 VC 値-VC 値) の関係を示す。図 6.4-8 より、簡易 VC 値と VC 値の差は概ね±4 秒以内にあり、その確率は 91% (=71/78) であった。データ数は少ないものの VC 値≥20 秒の条件で、簡易 VC 値は VC 値に比べ大きくなる傾向が認められた。これは VC 試験機が、簡易 VC 試験機具に比べ起振力が大きく締固め効果が高いことが影響していると推測される。また、グループ B では VC 値が大きくなるにつれ、簡易 VC 値よりも VC 値が大きくなる傾向が認められた。グループ B は、0.075mm 未満含有率 F_c が多いことから、所定のコンシステンシーを確保するためには INSEM 材の単位水量が多くなるとともにモルタル分 (セメント+水+5mm 以下の土砂) が多くなる。そのため簡易 VC 試験時のブリージング発生が、供試体全体が締め固まって発生するというより、加振箇所周辺すなわち供試体の極表面部のみ締め固めによってもモルタル分が浮き出す (分離する) ためと推測される。これは、図 6.4-4 右図のグループ B のデータで簡易 VC 値が小さいにもかかわらず締固め度の低いデータが多いことから推察される。また、図 6.4-7 の結果における簡易 VC 値≤2.0 秒のデータには、このような細粒分の影響もあるものと推測できる。

従って、簡易 VC 試験において、細粒分の多い INSEM 材の場合、コンシステンシーは小さく評価される可能性がある。そのため、品質管理値はこのような実状を考慮して小さな下限値まで許容範囲とすることが妥当である。

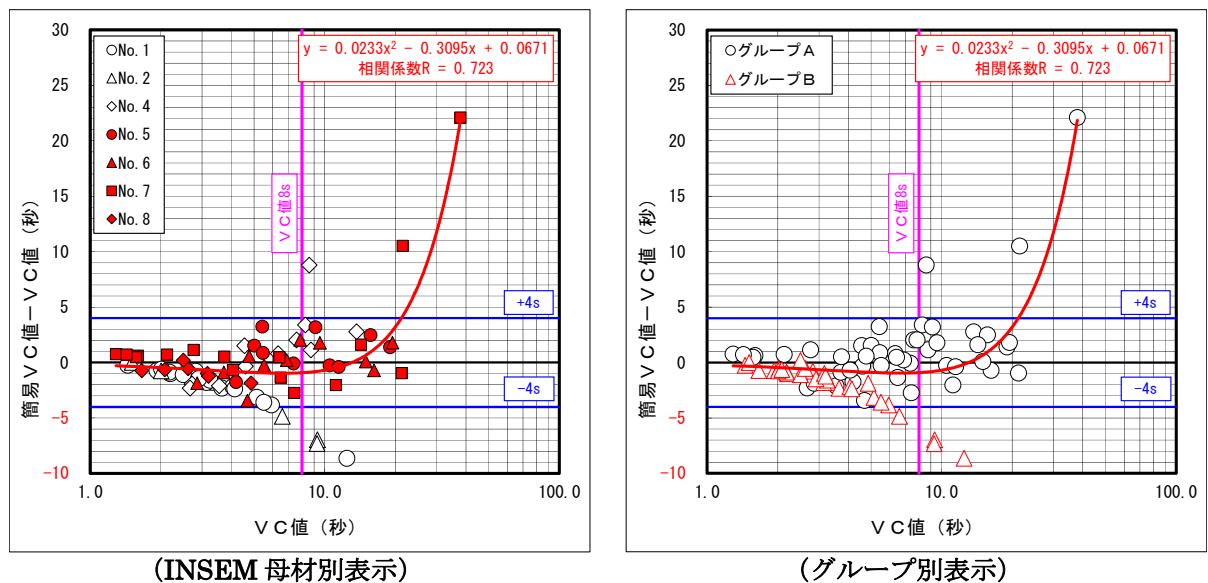


図 6.4-8 VC 値と (簡易 VC 値-VC 値) の関係

6.4.3.5 簡易 VC 試験時の締固め率と VC 試験時の締固め率

図 6.4-9 に簡易 VC 試験時の締固め率と VC 試験時の締固め率の関係を示す。図 6.4-9 より、相関係数は 0.609 と若干小さいもの、簡易 VC 試験時の締固め率と VC 試験時の締固め率には正比例の関係が認められた。なお、図 6.4-9 右図からも明らかなように細粒分を多く含有するグループ B でばらつきが大きいことがわかる。図 6.4-8 に示した結果を考慮しても細粒分を多く含む INSEM 材の場合、簡易 VC 試験におけるコンシステンシーの測定精度は VC 試験より低くなる

ものと推測される。

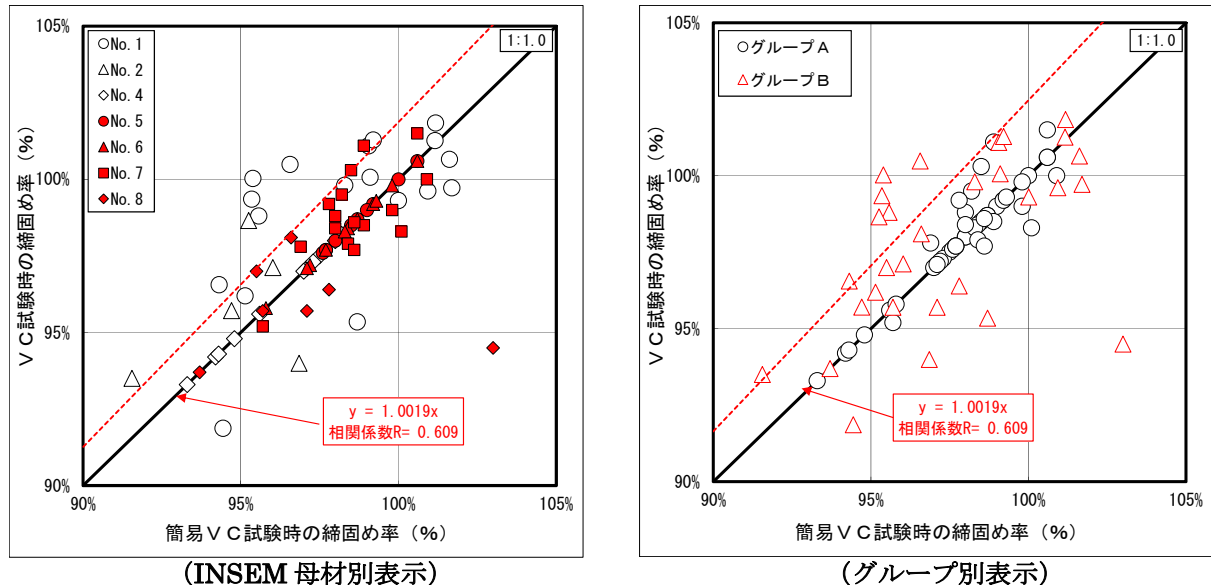


図 6.4-9 簡易 VC試験時の締固め率と VC試験時の締固め率の関係

6.4.4 まとめ

以上示した結果より、

- ① 簡易で容易な簡易 VC試験で INSEM のコンシステンシーを測定することは可能である。
- ② 簡易 VC試験は、INSEM 材の圧縮強度用供試体作製方法と同類のため、施工者でも容易に実施可能である。
- ③ VC値と簡易 VC値には、ばらつきを有するものの相関性が認められ、締固め易い INSEM 材の目安となる VC値 ≤ 8 秒は、簡易 VC値 ≤ 10 秒を目安にすることができる。
- ④ 簡易 VC試験は、その試験特徴からコンシステンシーの小さい軟質な場合、特に最大乾燥密度 ($\rho_{max} < 2.00\text{g/cm}^3$) が小さく、細粒分 (0.075mm 未満含有率 $F_c > 4\%$) が多い INSEM 母材使用には、VC値より小さい値を示す傾向がある。そのため、コンシステンシーが小さく、簡易 VC値が小さい場合、測定値のばらつきが相対的に大きい。
- ⑤ ただし、簡易 VC値と VC値の差はコンシステンシーが大きい場合 (簡易 VC値=60 秒) を除けば大きな差はない。
- ⑥ 簡易 VC試験による締固め率と VC試験による締固め率には、ばらつきがあるものの、正比例の関係が認められる。
- ⑦ このような状況を考慮すれば、簡易 VC値は VC試験に比べばらつきが大きいこと INSEM 母材の性状の影響を受けることなどの理由により、品質管理基準として厳密な値を設定した場合、外れることが多々生じることが推測され、厳密に管理することは困難であると想定される。しかし、領域の広い管理幅、特に試験原理上発生しやすい下限値側の閾値を小さく設定した管理幅を設定することで対応可能である。
- ⑧ 簡易 VC値では試験時に試験機に荷重をかけると小さい値となることが予想される。すなわち試験者及び試験者の理解度による誤差が生じることが懸念される。簡易 VC試験においては、この誤差の大きさ及びこの誤差を考慮した簡易 VC値の設定が今後の課題である。
- ⑨ 今回の試験では確認しなかったが、簡易 VC試験では圧縮強度用供試体作製の締固め機

を用いて使用することから，使用する締固め機の規格・仕様による試験値の変動も想定される。これらの使用機械の差の簡易 VC 値への影響について把握することも今後の課題のひとつである。

6.5 総 括

6.5.1 コンシステンシーで管理する利点

本研究では、“締固め易さ”の視点から、相対的に軟質な INSEM 材の妥当性を評価するため、“コンシステンシー”による定量的評価の概念を導入するとともに、コンシステンシーによる管理基準の目安を設定するに至った。

しかしながら、コンシステンシーで INSEM 材を管理する利点は、“締固め易さ”に限られるものではない。コンシステンシーで管理した場合、相対的に単位水量が多い状態の INSEM 材となる。そのため、適切な単位セメント量が採用されていれば、INSEM 材の中ではセメントペースト量が増大し土粒子の周りに付着する絶対量が増大するとともに、嶋らの研究²²⁾で着目されている水和反応が確実に期待でき発現強度が安定することが期待できる。また、田中らの研究¹⁸⁾で指摘されているように、細粒分を多く含有する場合でも強度が発現しやすくなる。さらに、中濃らの研究²³⁾や松井らの研究²⁴⁾で指摘されているように、水和反応の確実な進行によりセメント混合物において環境基準値を上回ることが懸念される六価クロムの溶出量を抑制する効果が期待される。

以上のように、INSEM 材において、コンシステンシーを管理することで多様な副次的効果も期待できる。

6.5.2 INSEM 材に要求されるコンシステンシーの目安に関する研究総括

当該研究では、INSEM 工法が振動ローラによる転圧締固めにより構造物を構築する工法であることを考慮し、INSEM 材の“締固め易さ”に着目した場合の配合条件について検討した。INSEM 材の“締固め易さ”の指標として VC 値に着目し、その締固め率から、VC 値 $\leq$ 8 秒程度が目安とできることを確認した。

当該研究の意義と課題を以下にまとめる。

現行の品質管理基準では、INSEM 材の“締固め易さ”は必ずしも考慮されていない。VC 値を用いることで直接的な締固め易さを考慮できることになる。また施工者においても、“締固め易さ”だけでなく、その結果として得られる INSEM の”密実さ”について意識を注ぐことが期待される。すなわち、“締固め易さ”に着目することが、間接的ではあるが、安定性能、発現強度や耐久性能等に効果がある”密実”な INSEM 構造体を構築するための条件の 1 つとなることを期待している。

VC 値 $\leq$ 8 秒程度の INSEM のコンシステンシーは、数値以上にバラエティに富んだ状態である。そのため、INSEM 母材の性状や使用機械、並びに施工手順などを考慮して、適切なコンシステンシー状態（VC 値）を選択することが妥当である。なお、“締固め易さ”が重要であることを認識すれば、材料条件・施工条件によっては、VC 値が 8 秒を超える状態であっても、施工に適した状態となる場合も想定されることにも留意が必要である。

締固め率から設定した VC 値 $\leq$ 8 秒という目安は、同種工法である RCD 工法や CSG 工法における目安である VC 値 $=20\pm 10$ 秒よりも小さい値である。この要因には INSEM 母材の性状も一因と考えられるが、RCD 工法や CSG 工法に使用する振動ローラと比べて、INSEM で使用する振動ローラは低規格・低性能であることが一般的であることから、RCD 工法、CSG 工法よりも“締固め易い”状態、すなわち VC 値 $=20\pm 10$ 秒よりも小さい値を目安とすることは妥当性が高

いと判断できる。

VC 値、すなわちコンシステンシーが小さすぎると、施工性の課題が発生する。実際の施工中にも、INSEM 母材は一度仮置きされたものを使用するが、一日の施工が進行し、仮置き盛土の内部に向かうにつれ自然含水比が増加することを、経験上、確認している。これは、一日の作業中に INSEM 母材の含水比が増加側に変動することを意味しており、その結果として INSEM 材のコンシステンシーも軟質側に変動することが想定される。このような状態の場合、振動ローラによる締固め時にスタックやスリップが発生する場合もある。なお、INSEM 材が想定以上に軟質な場合には、転圧開始前に時間を空けることで対応することが妥当である。

また、当該研究の中で、VC試験において、VC試験による締固め率は試験者による差があることが確認されたが、VC 値の測定に対する試験者の差は小さいものであった。このことより、VC 試験による締固め率を管理項目とすることは困難であるが、VC 値を品質管理項目と定めることについては支障ないものと判断できる。

6.5.3 所要コンシステンシー確保のための配合条件に関する研究総括

当該研究では、一つの配合量をコンクリートアプローチとソイルアプローチソイルによる配合量で表示し、比較することで、“締固め易さ”に着目した場合のソイルアプローチにおける配合条件を把握することを目的とした。当該研究の結果として、最大乾燥密度 $\rho_{max} \geq 2.0\text{g/cm}^3$ 、0.075mm 未満含有率 $F_c \leq 4\%$ の INSEM 母材におけるソイルアプローチ配合において、締固め易い INSEM 材の条件として、母材含水比 ω = 最適含水比 $\omega_{opt} + 1\%$ 以上や加水量 $W' = 80\text{kg/m}^3$ 程度以上の水量条件を目安できる可能性があることを確認できた。

当該研究の意義と課題を以下にまとめる。

施工状況や発現強度などから、コンシステンシーを管理しない現場においても、INSEM 製造時の状態を意識している話を聞くことがある。VC 値によるコンシステンシー管理は、この経験的な判断を定量的に示しているだけに過ぎない。また、CSG 工法では、VC 値などで管理していないが、“ペースト不足により十分な締固めが行えない範囲”の配合は採用しない方針²⁾であることから、数値化していなくとも締固め易い状態が前提であることに違いない。このような実状を考慮すれば、経験的であっても、ソイルアプローチにおいても上述した目安を参考に、INSEM の“締固め易さ”を考慮した配合設定、施工の実践を行うことが望まれる。

ソイルアプローチにおける配合時の VC 試験時の締固め率 γ_{vc}/γ_{com} は、INSEM 母材の物性値の影響を受け大きく変動することが確認された。ソイルアプローチによる単位体積重量は、締固め試験 (JIS A 1120) により得られた最大乾燥密度に基づき設定されるが、この値が細粒分を多く含む場合には、VC 試験機により締固めた場合よりも最大乾燥密度が小さくなる可能性が懸念される。すなわち、締固め試験 (JIS A 1120) の試験容器の直径に対して径の小さいランマ締固めでは、ランマによる突き固めた周囲の土砂の体積が大きく変化 (突き固め前よりも大きく膨張) し、土砂中の空隙を十分に排除できず、結果として VC 試験機での締固めに比べ最大乾燥密度が小さい値となっている想定される。一方、VC 試験機は試験容器のほぼ全面を押えて振動より締固めるため、締固め試験 (JIS A 1120) よりも大きなエネルギーとなり最大乾燥密度が大きくなる可能性が想定される。ただし、今回の INSEM 母材の物性値の閾値とした最大乾燥密度 $\rho_{max} \geq 2.0\text{g/cm}^3$ 、0.075mm 未満含有率 $F_c \leq 4\%$ は、限られた条件のため、今後のデータの集積と分析が

必要である。

6.5.4 簡易なコンシステンシー測定方法に関する研究総括

当該研究では、INSEM 工法の施工現場で簡易に“締固め易さ”を測定できる簡易 VC 試験により、INSEM 材のコンシステンシーの目安を検討した。その結果、INSEM 材の“締固め易さ”の目安である VC 値 $\leq$ 8 秒以下は、簡易 VC 値 $\leq$ 10 秒に相当すること確認でき、これをコンシステンシーの目安にできると判断した。

当該研究の意義と課題を以下にまとめる。

経験的なコンシステンシーの概念でも、施工者が意識することにより、INSEM 材の“締固め易さ”とこれに伴う INSEM の“密実さ”を確保できる可能性が高くなることが期待される。簡易 VC 試験は、INSEM の供試体を作製する機材を用いて使用する試験方法である。今回の試験方法では 2 層突き固めにより、型枠に INSEM 材をつめて、その上から振動を加えたが、今後、供試体作製時の最上層で試験を実施するように移行すれば、供試体作製時にコンシステンシーの管理試験の実施ができる。ただし、この場合、試験体の中で複数回にわたり、振動締固めがなされることから、締固め率は測定しないことが前提となることに留意が必要である。

ここで、簡易 VC 値は VC 試験に比べばらつきが大きいこと、INSEM 母材の性状の影響を受けることなどの理由により、品質管理基準として厳密な値を設定した場合、外れることが多々生じることが推測される。今回、管理基準の目安として提案した簡易 VC 値 $\leq$ 10 秒は幅の広い管理値であるが、これを外れる可能性も否定できない。上記のような趣旨を踏まえ、管理基準としなくとも、経験的な INSEM の状態判定、すなわち、加水量が少ない、または多いといった状態を瞬時に判断するための目安としての利用も可能である。

引用文献

- 1) (財)砂防・地すべり技術センター：砂防ソイルセメント設計・施工便覧，180pp.，2011
- 2) (財)ダム技術センター：台形CSGダム設計・施工・品質管理技術資料，p.2-30～2-32 及び p.5-6，2012
- 3) 天明敏行・大家通弘・村上祐治・高橋浩：材料が異なる CSG の締固め特性，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.2.，2000
- 4) 国土交通省国土技術政策総合研究所：国土技術政策総合研究所資料 No.330 CSG に関する試験的検討，191pp.，2006
- 5) 砂防ソイルセメント活用研究会：砂防ソイルセメント活用ガイドライン，p55，p.84-85，2004
- 6) 藤沢侃彦：コンクリートダムにおける品質管理，コンクリート工学，Vol.21，No.7，p.73－78，1983
- 7) (社)土木学会：JSCE-F 507-1999 RCD 用コンクリートのコンシステンシー試験方法，2013 年制定コンクリート標準示方書[基準編]土木学会基準および関連基準，p.259-260，2013
- 8) (財)日本ダム協会・RCD 工法施工研究会：改訂版 RCD 工法施工の手引き，p.12－21，1994
- 9) (社)日本コンクリート工学協会：超固練りコンクリート研究委員会報告書，p.5，p.83，1998
- 10) 鈴木敦，加納茂紀，原稔明：RCD 工法における連続打設に向けた基礎的研究，ダム工学，Vol.12，No.1，p 4-16，2002
- 11) 酒井重工業株式会社：締固め機械－理論と実践－，p81-95，1996
- 12) (財)建設物価調査会：国土交通省土木工事積算基準（平成 27 年度版），p420，2015
- 13) 萩原弘・大田原幸亘・白山昌義・中濃耕司：砂防 CSG 工法の試験施工について，砂防学会誌，Vol.53，No.1，p.26－34，2000
- 14) 國友優・高橋英一・大木鉄夫・時任勝宏・松井宗廣・中濃耕司・岡村祐介：武澤永純：細粒分・砂分を多く含む現地発生土砂の INSEM 工法への適用時の留意点，平成 24 年度砂防学会研究発表会概要集，p.46－47，2012
- 15) 河合源悟・角鹿一徳・山崎誠一・志村猛志・井川忠：中島鎌谷川第二堰堤における砂防ソイルセメントの配合試験に関する一考察，平成 21 年度砂防学会研究発表会概要集，p.132－133，2009
- 16) 片山哲雄・三上幸三・鬼頭政徳・松村和樹：天竜川上流域における河床土砂を用いた砂防ソイルセメントの検討，砂防学会誌，Vol.60，No.5，p.39－46，2008
- 17) 國友優，高橋英一，大木鉄夫，時任勝宏，松井宗廣，中濃耕司，岡村祐介，武澤永純：INSEM 材の配合設計手法に関する一考察，平成 24 年度砂防学会研究発表会概要集，p.40－41，2012
- 18) 田中秀基，野本幸男，大澤和幸，八木澤一哉：粘性土を対象とした砂防ソイルセメント (INSEM) の長期耐久性に関する試験研究，砂防学会誌 Vol.67 No.3，p.54-61，2014
- 19) (財)砂防・地すべり技術センター：平成 10 年度 CSG 工法検討業務報告書，p.78-84，平成 11 年 3 月
- 20) 渡辺昇：ウォーカビリチー測定のひとつの試み，セメント・コンクリート No.172，p.8-11，1961

- 21) (社)土木学会：JIS A 1132-2006 コンクリート強度試験用供試体の作り方，2013 年制定
コンクリート標準示方書[基準編] JIS 規格集，p.530-534，2013
- 22) 嶋丈示・秋山祥克・水山高久：INSEM 材の水和反応を保證する最小管理強度の導入，砂防
学会誌，Vol.68，No.2，p.14-22，2015
- 23) 中濃耕司・半田博幸：砂防ソイルセメントに関するいくつかの知見，平成 20 年度砂防学会
研究発表会概要集，p.82-83，2008
- 24) 松井宗廣・栗原淳一・武澤永純・飯塚幸司：砂防ソイルセメント（INSEM）における六価
クロムの溶出特性に関する試験研究，砂防学会誌，Vol.66，No.2，p.10-20，2013

結 論

本研究は、現地発生土砂を活用する INSEM 材を省資源型の建設材料と位置づけ、これを活用する省資源型砂防堰堤の普及・推進のために、その構築工法の特徴に起因した課題を、材料特性の視点より明確化するとともに、その解決を図ることを目的として実施したものである。

本研究で得られた成果要約すると以下のとおりである

(1) 砂防施設における低品質材料の適用可能性と省資源型の効果

諸研究に先立ち、研究対象である INSEM 工法を含む低品質材料の砂防施設（砂防堰堤）への適用可能性と、その適用による省資源型の効果について整理・検討を実施した。

1) 低品質材料の適用可能性

堤体内の最大圧縮応力を FEM 解析及び片持ち梁理論の簡便式（以下，“簡便式”）で算出したが、堰堤内に発生する最大圧縮応力は、下流のり面勾配が急なほど大きく、下流端で発生することを確認した。ただし、通常の砂防堰堤の下流のり面勾配 1 : 0.2 を対象とした FEM 解析では、固定端という境界条件の影響を受けても、発生圧縮応力は 1.0N/mm² 以下と小さい値を示した。

一方、簡便式の場合、堤体内の最大圧縮応力算定時に $(1 + n^2)$ （ n ：下流のり面勾配）を乗じて最大圧縮応力を算定することから、下流のり面勾配の影響が想定される。下流のり面勾配 n が 0.5～0.8 以上に緩くなると、下流のり面勾配 n の影響が大きくなり、簡便式に基づく発生圧縮応力は大きな値が算定されやすい。しかし、多少の差があっても、 $n \leq 1.5$ 程度であれば、0.6N/mm² 以下であることが算定でき、INSEM 工法の一般的な目標強度である 3.0N/mm² で対応できることを確認した。

いずれにせよ、下流のり面勾配を緩くすることは内部応力の抑制に寄与する。そのため、下流のり面勾配の緩勾配化により、強度の発現しにくい現地発生土砂の活用できることが期待される。

2) 省資源型の効果

省資源型の効果として“CO₂排出量”に着目した検討を実施した。CO₂排出量にはセメント量の使用量が大きな影響を及ぼすことが確認でき、次式により CO₂排出量の概略値を把握できることが検証できた。ただし、次式の係数 1.3 は CO₂排出原単位の変動に伴い、今後、変更が必要となる場合もあることに留意が必要である。

$$\text{CO}_2\text{排出量} = 1.3 \times k \times C$$

ここで、 k ；CO₂排出原単位（kg-CO₂/kg）、 C ；単位セメント量（kg/m³）

上式は、INSEM だけでなくコンクリートを含むセメントを使用した材料に適用できる。そのため、使用材料や工法選定時に本式を使用することにより、省資源効果（環境負荷の軽減度）の定量的評価を容易に実施することができ、CO₂排出量を使用材料・工法の選定の評価項目とすることができる。

(2) 現地発生土砂を活用する INSEM の工学的性状に関する研究

1) 圧縮強度及び単位体積重量

INSEM の基本性能である圧縮強度、単位体積重量に着目し、実際の設計、配合設定、施工時の品質管理において、判断の目安となる①若材齢における供試体強度の伸び率（ σ_{28}/σ_7 ）、②コ

アと供試体の強度比 ($\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}}$) , ③単位体積重量の発現比 (単位体積重量比, $\gamma_{28 \text{ コア}}/\gamma_{\text{配合}}$) についてとりまとめ, 以下のような知見を得た。

- ③ 目標強度 3.0N/mm^2 (目標供試体強度 4.5N/mm^2) 程度以下の条件において, 若材齢における供試体強度の伸び率は, $(\sigma_{28}/\sigma_7) = 2.0$ を目安とすることができる。本伸び率は施工時の品質管理時において, 7日強度から28日強度の推定に利用できる。
- ④ コアと供試体の強度比は, $(\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}}) = 0.75$ を目安とすることができる。ここで, 配合強度設定時に用いる割増係数 k を供試体強度のコア強度に対する倍率 (コアと供試体の強度比 ($\sigma_{28 \text{ コア}}/\sigma_{28 \text{ 供試体}}$) の逆数) と捉えると, 算術平均値 1.46, 近似式係数 1.3304 となり, 配合強度設定時に使用する現行基準における割増係数 $k = 1.5$ の妥当性が確認できた。
- ⑤ 単位体積重量比は, $(\gamma_{28 \text{ コア}}/\gamma_{\text{配合}}) \geq 0.95$ を目安とすることができる。この結果より, 配合計算で得られる配合上の単位体積重量 ($\gamma_{\text{配合}}$) に 0.95 を乗じることで, INSEM の単位体積重量 ($\gamma_{28 \text{ コア}} = 0.95 \times \gamma_{\text{配合}}$) を推定することができる。配合から単位体積重量を設定できることから材料試験で単位体積重量を推定することも可能となる。ただし, 本推定式は, 解析対象としたデータの関係上, コンクリートアプローチによる配合のみしか適用できない可能性があることに留意が必要である。

2) 圧縮強度の変動係数

INSEM の圧縮強度における変動係数 V 及び設計基準強度を下回る確率 p について整理・検討を実施し, 以下の配合設定に関する知見を得た。

- ① 今回のデータに基づけば, INSEM における変動係数 V と圧縮強度 σ の関係は, ISM と同じ傾向が認められ, 今後のデータ集積結果によっては, 統一化を図ることが期待される。
- ② 圧縮強度 6N/mm^2 以下において変動係数 V , 設計基準強度を下回る確率 p は, それぞれ $V = 30\%$, $p = 5\%$ に設定することが妥当であると判断された。
- ③ これらの変動係数 V , 設計基準強度を下回る確率 p の値を用いた上限側の値を指定することでソイルアプローチにおける配合が, より合理的に設定可能となる。具体的には, $V = 30\%$, $p = 5\%$ とした場合の割増係数は $1/(1-1.645 \times 30/100) = 1.974$ となることから, 目標強度 3.0N/mm^2 の場合, 現行の配合強度は 4.5N/mm^2 となる。これを下限値とし, かつ 4.5N/mm^2 以上の圧縮強度を発現する含水比が管理しやすい幅を有し, 圧縮強度の最大値が $4.5 \times 1.974 = 8.88\text{N/mm}^2$ 以上となる単位セメント量を選定することが妥当と判断できる。

3) 凍結融解抵抗性

JIS A 1148 に基づく凍結融解試験結果より, INSEM の凍結融解抵抗性に関して, 以下の知見を得た。

- ① INSEM の凍結融解抵抗性は, コンクリートと比較して著しく小さい。
- ② 質量減少率を指標とした場合, INSEM は必ずしも凍結融解抵抗性が低いとの判断にはならないが, 対動弾性係数を指標とした場合には凍結融解抵抗性が低いと判断された。
- ③ 室内試験で評価する凍結融解抵抗性は, 試験方法や評価方法によっても評価が異なることから, 実際の自然環境下において凍結融解抵抗性を検討する必要があると判断された。

4) 摩耗抵抗性

INSEM を対象とした摩耗試験結果より, INSEM の摩耗抵抗性に関して, 以下の知見を得た。

- ① INSEM の摩耗抵抗性は、コンクリートと比較して小さい。
- ② INSEM においても圧縮強度が大きいほど摩耗抵抗性が高くなる傾向を有する。
- ③ 長期材齢において INSEM の圧縮強度が増加した場合には、摩耗抵抗性も向上することが期待される。
- ④ 概略的な値として 3.0N/mm^2 の INSEM における摩耗抵抗性には、 18N/mm^2 のコンクリートの 30%程度以上が期待できることが確認された。そのため、INSEM 構造体には単発もしくは数回程度 of 出水・土石流程度によって容易に施設機能を損なうことがない程度の摩耗抵抗性は期待できると考えられる。ただし、今後、実際の土石流や流水による摩耗損傷を蓄積・分析したうえで、本知見の妥当性を評価する必要がある。

(3) INSEM 及び INSEM 構造体の経年変化に関する研究

室内試験では INSEM の耐久性能の把握が困難であることから、INSEM の耐久性能を把握する目的で、自然環境下における曝露供試体や曝露構造体による INSEM の経年変化の観測事例を取りまとめ、以下の知見を得た。

- ① 100 年超過確率の雨量の 80%を超える出水時に、構築中の砂防堰堤の材齢約 1 ヶ月の INSEM 打設面上を土石流が流下したが、顕著な摩耗は認められなかった。この結果より、INSEM には 1 回程度の出水や土石流の摩耗・衝撃では断面を著しく損なわない程度の摩耗抵抗性を有することが検証できた。なお、INSEM の目標強度は $\sigma_{28}=6.0\text{N/mm}^2$ 、元河床勾配は 1/21 であった。
- ② 材齢約 8～15 年の INSEM の曝露供試体及び構造体において、気中曝露状態では、中性化深の異常な進行、圧縮強度・相対動弾性係数の極端な低下、質量減少率の著しい増加などが認められなかった。また、冬期には凍結融解現象が発生していると推測できる浸水箇所周辺でも凍結に伴う変状は認められなかった。従って、これらの INSEM 及び INSEM 構造体において、凍結融解に伴う品質や機能・性能を低下させるような劣化は発生していないことが検証された。
- ③ 材齢約 8 年の完全浸水曝露供試体では、不測な状況で発生した約 1cm の浸水面からの突出部において凍結融解に伴う劣化（剥離）が認められた。しかし、圧縮強度や相対動弾性係数には著しい低下などの大きな変化が確認されず、同曝露供試体の大部分を占める浸水部では、顕著な劣化は発生していないと判断できた。
- ④ ②～③の結果から、寒冷な自然環境下であっても特殊な条件を除き、8～15 年（越冬回数 9～15 回）程度の目標強度 3.0N/mm^2 以上の INSEM 及び INSEM 構造体では、強度、構造的安定性や機能を低下させる劣化現象は発生していないことが確認できた。
- ⑤ 一般的な土木構造物の耐用年数は 50～80 年程度といわれ、今回の調査期間は、この耐用年数の 1/3.4～1/10 に過ぎない。そのため、今後も継続的に経年変化の確認を行い、INSEM の長期的な耐久性能の把握を進めるとともに、補修・補強のタイミングや方法等について検討していく必要がある。

(4) INSEM 構造体の弱部・弱層に関する研究

INSEM 工法の特徴に起因した発生が懸念され、かつ INSEM 構造体の早期劣化の要因となることが懸念される弱部・弱層の発生要因及び対策方法についてとりまとめ、以下の知見を得た。

- ① INSEM 構造体の弱部・弱層の発生状況の把握を、採取コアの直接目視観察による方法とサンプリング孔を使用する透水試験による間接的な方法で実施した。前者は点的な評価であったが、後者では面的な弱部・弱層の広がりの有無が確認できた。
- ② 透水性能（透水係数）により、弱部・弱層の主要な発生要因として、コンシステンシー、締固め層厚、最大礫径等があげられることが確認できた。
- ③ INSEM のコンシステンシー（VC 値）が大きい場合には、締固め不足が生じやすく、弱部・弱層の発生する可能性があることが確認できた。
- ④ 1 層あたりの敷均し層厚が厚い場合には、振動ローラ及び敷均し機械による締固め効果が低減される影響で、弱部・弱層の発生する可能性があることが確認できた。
- ⑤ 最大礫径が大きい場合には、大礫の集中箇所や、大礫の下部の十分に締固めエネルギーが伝達されない箇所等で、弱部・弱層が発生する可能性があることが確認できた。
- ⑥ 弱部・弱層の発生防止には、(a)INSEM 材の締固め易さの確保、(b)打継目の分離防止、(c)大礫径の集中防止等の対応が有効と考えられる。(a)ではコンシステンシーを考慮した INSEM 材の配合の採用、(b)では“清掃・散水+セメント散布”以上の打継目処理の実施、(c)では大礫の確実な除去、荷下し後の INSEM 材の二次攪拌の実施、空隙部への充填が期待できる敷モルタルの実施等を提案した。

(5) INSEM 材のコンシステンシー特性に関する研究

1) コンシステンシーの目安

VC 値と VC 試験時の締固め率 γ_{vc}/γ_{com} に基づき、INSEM 材の“締固め易さ”の目安について検討を実施し、以下の知見を得た。

- ① コンシステンシー（VC 値）が小さいほど VC 試験時の締固め率 γ_{vc}/γ_{com} が大きい。今回の検討結果では VC 値 ≤ 8.0 秒の条件において、 $\gamma_{vc}/\gamma_{com} \geq 0.97$ の単位体積重量 γ_{vc} を、95%以上の確率で発現することが確認できた。この結果より、締固め易い INSEM 材のコンシステンシーとして、VC 値 ≤ 8.0 秒を 1 つの目安とすることができると判断した
- ② VC 値の下限値は、振動ローラが上載でき、転圧・締固めが実施できることを混合状態や試験施工等で確認して設定する必要がある。

2) コンシステンシー確保のための配合条件

INSEM 材の配合設計手法（コンクリートアプローチ及びソイルアプローチ）が INSEM 材に及ぼす影響、及び“締固め易さ”を考慮した場合のソイルアプローチにおける配合条件を設定について検討をおこない、以下の知見を得た。

- ① 前項の検討結果と同様に、INSEM 材の“締固め易さ”の条件として、VC 値 ≤ 8 秒程度を設定することが妥当である。
- ② 同一配合の VC 試験時の締固め率 γ_{vc}/γ_{com} をソイルアプローチ及びコンクリートアプローチで整理した場合、ソイルアプローチによる整理時の方が、INSEM 母材の材料特性の影響によるばらつきが大きいことが認められた。また、今回の試験結果では、ソイルアプローチにおいて、配合設計上と締固め後の単位体積重量に差が生じる指標として、最大乾燥密度 $\rho_{max} < 2.0\text{g/cm}^3$ 、0.075mm 未満含有率 $F_c > 4\%$ を目安とできることを確認した。
- ③ 最大乾燥密度 $\rho_{max} \geq 2.0\text{g/cm}^3$ 、0.075mm 未満含有率 $F_c \leq 4\%$ の土砂（以下、“閾値以上の土砂”と称す）において、ソイルアプローチにおける締固め易い INSEM 材の配合条件として、

母材含水比 ω =最適含水比 $\omega_{opt}+1\%$ 以上や加水量 $W'=80\text{kg/m}^3$ 程度以上の水量条件を目安にできる可能性があることを確認した。

- ④ 閾値以上の土砂において、ソイルアプローチにおける INSEM 母材量は、最大乾燥密度 ρ_{max} の 95%の乾燥土砂量に設定して支障ないと判断される。
- ⑤ 閾値以上の土砂において、コンクリートアプローチにおける空気含有率は、 VC 値 ≤ 8.0 秒の条件において平均値 1.5%を示し、締固め易い INSEM 材においては、配合設計上の空気含有率を 1.5%に設定することに支障ないことを確認した。
- ⑥ ただし、今回の INSEM 母材の物性値の閾値である最大乾燥密度 $\rho_{max}\geq 2.0\text{g/cm}^3$ 、0.075mm 未満含有率 $F_c\leq 4\%$ （または最大乾燥密度 $\rho_{max}< 2.0\text{g/cm}^3$ 、0.075mm 未満含有率 $F_c> 4\%$ ）は限られた条件のため、今後のデータの集積と分析が必要である。

3) 簡易コンシステンシー測定試験

VC 試験機が調達できない条件を想定し、供試体を作製する器具を用いて測定できる簡易 VC 試験結果に基づき、INSEM 材の“締固め易さ”の判断目安について検討を実施し、以下の知見を得た。

- ① INSEM 材の圧縮強度用供試体作製方法と同類のため、施工者でも容易に実施可能な簡易 VC 試験で、INSEM のコンシステンシーを測定することは可能である。
- ② VC 値と簡易 VC 値には、ばらつきを有するもの、相関性が認められ、締固め易い INSEM 材の目安となる VC 値 ≤ 8 秒は、簡易 VC 値 ≤ 10 秒を目安にすることができる。
- ③ 簡易 VC 試験による締固め率と VC 試験による締固め率には、ばらつきがあるものの、正比例の関係が認められる。簡易 VC 値と VC 値の差は、コンシステンシーが大きい場合（簡易 VC 値=60 秒）を除けば大きな差はない。

謝 辞

本研究の実施を遂行するにあたり，九州大学大学院農学研究院 久保田哲也教授，篠原慶規助教には，始終御指導をいただきました。また，九州大学大学院工学研究院 橋本晴行教授，九州大学大学院農学研究院 東 孝寛准教授には多くのご教授を頂きました。国土交通省富士川砂防事務所，国土交通省日光砂防事務所，国土交通省大隅河川国道事務所及びこれらの事務所関係者，施工機関の関係者には，貴重なデータの御提供及び御助言を頂きました。最後に，東亜コンサルタント株式会社 梶原宏一郎氏，砂防エンジニアリング株式会社 藏重俊夫氏には格別の御配慮を頂きました。ここに記して深い感謝の意を表します。