

気泡混合土を繊維補強した構造物の技術開発

産学官共同研究報告書

平成 20 年 3 月

(財)福井県建設技術公社

発刊にあたって

(財)福井県建設技術公社は、建設事業に関する技術力の向上および普及啓発を行うとともに、建設事業の円滑かつ効率的な執行を図り、もって県民の福祉の向上に寄与することを目的とし、県の出捐により平成6年4月に設立されました。以来、研修業務の開催や調査・設計マニュアル等の作成、事業管理や発注事務の補助業務を通じて発注者支援を行ってまいりました。

このうち産学官共同研究支援事業は平成12年度に始まった事業で、大学等と民間企業および県の研究機関（雪対策・建設技術研究所）が連携し技術研究開発を行う共同研究を、当社がコーディネートすることで建設技術の高度化を促進しようとするものです。

ところで、地球温暖化問題をはじめとする環境問題に対する国民の意識が高まる以前から、建設業界を挙げて建設発生土の有効利用に取り組んでまいりました。本研究は平成17年度に始まり、建設発生土による気泡混合土に短繊維を混入して、セメント添加量を抑制しながら靱性の高い軽量土を開発したものです。狭隘な用地での落石防護擁壁築造を可能としたことで、防災という安全性能はもとより環境面でも社会貢献できる、高度な建設技術ということが出来ます。

本書はその研究成果をまとめ実務者向けにマニュアル化したもので、様々な防災対策にご活用いただければ幸いです。

最後に、この共同研究にご協力頂いた方々に対し、深く感謝申し上げます。

平成20年3月

(財) 福井県建設技術公社

理事長 **児玉 忠**

まえがき

福井県の海岸線や山岳地域は急峻な地形が多く、斜面崩壊や落石などの自然災害が少ない。地形が急峻であるため、道路や宅地から斜面までの距離が小さく、対策工を行うための十分な用地を確保できない場合も多い。

このような状況に対処するための一助として、(財)福井県建設技術公社がコーディネーターとなり、前田工織(株)、福井県土木部、福井県雪対策・建設技術研究所、福井大学が参加した産官学の共同研究により、新たな落石防護工法の開発と実用化を目指すこととした。

開発および実用化の目標としたのは、従来のコンクリート擁壁のような剛構造物ではなく、地盤の衝撃エネルギー吸収能力に注目した柔な土構造物により、落石を受け止める工法である。落石を受け止める衝撃吸収層(土砂)を堅固な構造で支えることにより、安定した落石防護構造物を建設できる。衝撃吸収層を支える構造として、短繊維を混入した気泡混合軽量土を用いることとした。この材料を用いることにより、構造物壁面への土圧や地盤への荷重を軽減したスレンダーで安定した構造を造ることが可能である。開発した落石防護構造物は、①非常に狭い用地でも適用できる、②基礎地盤が軟弱でも適用できる、③現地掘削発生土を再利用できる、④適切な設計を行うことによりコストダウンの可能性があり、などの多数の利点をもつ。

本報告書は、この共同研究による一連の研究成果をまとめたものである。

第1章では、気泡混合軽量土の概要を示す。第2章では平成17年度の研究成果として、短繊維を混入した気泡混合軽量土の基礎的な室内実験や現場実験の結果を示す。平成17年度はセメント配合量を比較的多くしたこともあり、短繊維混入の顕著な効果は認められなかった。第3章では平成18年度の研究成果として、セメント配合量を少なくした場合の室内試験を行って、短繊維混入の大きな効果が認められた結果を示す。第4章では平成18年度の研究成果として、第3章の結果を受けた少ないセメント配合量の気泡混合軽量土を用いた現場実験を行い、短繊維混入の大きな効果が認められた結果を示す。第5章では平成19年度の研究成果として、実際の県道(県道福井大森河野線:県道27号線)で落石防護構造物を建設し、重錘を用いて落下衝撃試験を行い、開発した落石防護構造物の性能を検証した結果を示す。第6章では、5章までの検討結果に基づいて、開発した落石防護構造物の設計、施工方法を示す。第7章では、開発した落石防護構造物の適用について示す。

以上の検討を通じて、短繊維を混入した気泡混合軽量土を用いた落石防護構造物の開発と、実際の道路での検証を行うことができた。共同研究においては、産官学のそれぞれの能力が自由に発揮されるとともに有機的に結合され、貴重な研究成果が得られた。産官学による共同研究の顕著な成功例の一つと考えられる。今後、多数の実際工事への適用を通じて、一層のコストダウンや設計方法の信頼性を高め、より広範な普及を図る必要がある。この共同研究の成果が落石などによる災害の防止に貢献することを期待したい。

平成20年3月

福井大学大学院教授 工学研究科 建築建設工学専攻

荒井 克彦

産学官共同研究支援事業 研究開発グループ

(平成 17 年度)

横田 善弘	前田工織(株)技術部 部長
斎藤 祐司	前田工織(株)技術部 主任
南 和弘	前田工織(株)技術部 主任
吉田 眞輝	前田工織(株)技術部
荒井 克彦	福井大学大学院工学研究科 教授
向川 泰弘	福井県雪対策・建設技術研究所 研究員
鳥山 公裕	福井県土木部土木管理課 企画主査
免 博彦	(財)福井県建設技術公社 業務課長
山木 忠嘉	(財)福井県建設技術公社 企画主査

(平成 18 年度)

横田 善弘	前田工織(株)技術部 部長
南 和弘	前田工織(株)技術部 課長
吉田 眞輝	前田工織(株)技術部 主任
小林 洋文	前田工織(株)技術部
荒井 克彦	福井大学大学院工学研究科 教授
佐々木 規充	福井県雪対策・建設技術研究所 技師
坂口 正雄	福井県土木部土木管理課 企画主査
免 博彦	(財)福井県建設技術公社 業務課長
山木 忠嘉	(財)福井県建設技術公社 企画主査

(平成 19 年度)

横田 善弘	前田工織(株)技術部 部長
南 和弘	前田工織(株)技術部 課長
吉田 眞輝	前田工織(株)技術部 主任
小林 洋文	前田工織(株)技術部
荒井 克彦	福井大学大学院工学研究科 教授
久保 光	福井県雪対策・建設技術研究所 研究員
坂口 正雄	福井県土木部土木管理課 企画主査
沢崎 幸夫	(財)福井県建設技術公社 業務課長
山木 忠嘉	(財)福井県建設技術公社 企画主査

産学官共同研究支援事業
気泡混合土を繊維補強した構造物の技術開発

報 告 書

目 次

〈 第 1 編 本 論 〉

第 1 章 序論	1
1. 気泡混合土工法について	1
1.1. はじめに	1
1.2. 可搬式多目的プラント (Multi Purpose Plant) について	3
1.3. 繊維技術を応用した気泡混合土について	4
2. 研究の目的	4
第 2 章 短繊維入り気泡ミルクおよび気泡混合土の基礎実験 (平成 17 年度実験)	6
1. 実験の目的	6
2. 室内試験	6
2.1. 試験概要	6
2.2. 試験結果および考察	6
3. 実物大モデル実験	8
3.1. 実験概要	8
3.2. 実物大モデル構築	11
3.3. 実験結果および考察	12
4. 室内試験および実物大モデル実験まとめ	12
4.1. 室内試験	12
4.2. 実物大モデル実験	13
第 3 章 貧配合での短繊維入り気泡混合土室内試験 (平成 18 年度実験)	14
1. 実験の目的	14
2. 実験概要	14
3. 実験結果および考察	15
3.1. 一軸圧縮強度試験結果	15
3.2. 圧裂引張り強度試験結果	18
3.3. 最大強度, 比重およびセメント添加量の関係	19
4. 室内実験まとめ	20

第4章 短繊維入り気泡混合土構造物の実物大モデルによる耐衝撃実験（平成18年度公開実験）	21
1 実験の目的	21
2 実験概要	21
2.1 実物大モデルおよび実験方法	21
2.2 計測項目	22
3 実物大モデルの施工	24
4 実験結果および考察	26
5 実物大モデル実験まとめ	29
第5章 短繊維入り気泡混合土を用いた落石防護壁現場実証実験（平成19年度公開実験）	30
1. 実験の目的	30
2. 実験の概要	30
2.1. 現場状況	30
2.2. 落石防護壁設計条件	31
2.3. 実験方法および実験条件	32
2.4. 計測項目	32
3. 防護壁の施工	34
3.1. 施工フロー	34
3.2. 使用材料	35
3.3. 使用資機材	36
3.4. 施工方法	37
3.5. 品質管理	41
4. 実験結果および考察	43
4.1. 実験状況	43
4.2. 計測結果	44
4.3. 考察	47
5. まとめ	50
第6章 短繊維入り気泡混合土を用いた落石防護壁の設計および施工について	51
1. 短繊維入り気泡混合土を用いた落石防護壁設計方法（案）	51
1.1. 設計法の概要	51
1.2. 防護壁形状の決定	52
1.3. 落石荷重の設定	52
1.4. 気泡混合土の必要強度	53
1.5. 気泡混合土部常時外的安定の検討	54

1.6.	壁面部の側圧に対する検討	55
1.7.	壁面材の検討	56
1.8.	重錘貫入量の確認.....	56
2.	短繊維入り気泡混合土の施工について.....	57
2.1.	施工方法について.....	57
2.2.	施工の事前調査について.....	58
2.3.	施工管理について.....	59
2.4.	プラント設備設置条件について.....	59
第7章 短繊維入り気泡混合土落石防護壁の適用について.....		61
1.	短繊維入り気泡混合土落石防護壁の特徴.....	61
2.	適用条件.....	61
3.	他工法との比較.....	62
3.1.	設置条件別での工法比較.....	62
3.2.	急峻な地形条件における工法比較.....	64
4.	今後の改良点.....	65
第8章 結論.....		66
1.	実験結果.....	66
2.	課題.....	67
3.	最後に.....	67
【参考文献】.....		68

〈 第2編 資料 〉

- 資料-1 平成19年度産学官共同研究
短繊維入り気泡混合軽量土を用いた落石防護擁壁構造計算書
- 資料-2 気泡混合土に関する文献, 資料調査内容

<第 1 編 本 論>

第1章 序論

1. 気泡混合土工法について

1.1. はじめに

気泡混合土は、スラリー化させた建設発生土などの原料土に固化材や気泡を添加・混合することで、軽量で安定した地盤を造り出す材料である。盛土や埋戻しの地盤材料として使用されている。気泡混合土は、軽量性・流動性および自硬性を有し、泥土などの低品質の土も利用することができるため、軟弱地盤上の盛土や道路拡幅材としての盛土・埋戻しおよび空洞充填材として施工実績を伸ばしている。

図-1.1.1 に各材料の密度および強度、表-1.1.1 に気泡混合土の一般的な適用範囲における特徴を示す。

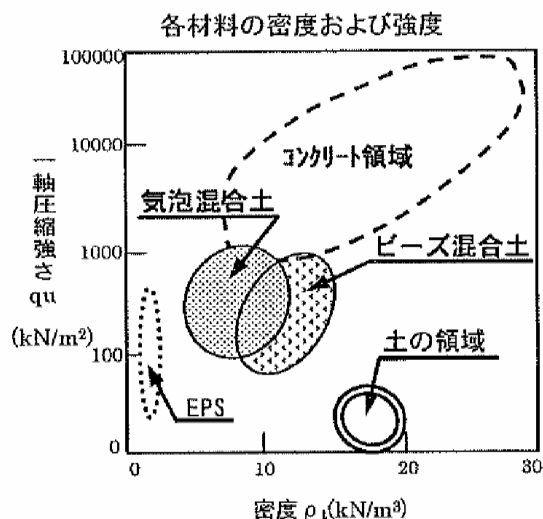


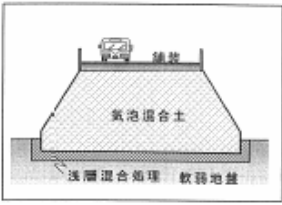
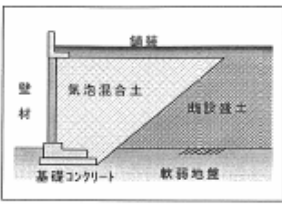
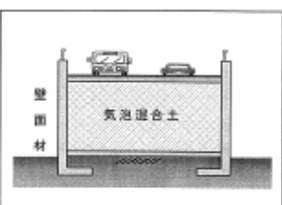
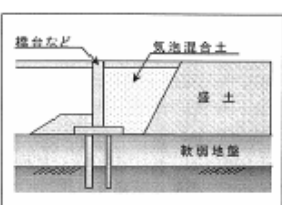
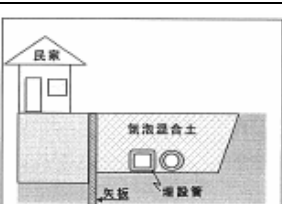
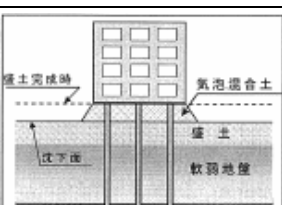
図-1.1.1 各材料の密度及び強度

表-1.1.1 気泡混合土の特徴

項目	特徴
密度	密度を $0.6 \sim 1.2 \text{g/cm}^3$ の間で任意に設定可能 (軽量化材の混合量により密度を調整する)
強度	一軸圧縮強さ qu を 1000kN/m^2 程度まで任意に設定可能 (固化材添加量で一軸圧縮強さ qu を調整する)
流動性	空洞充填、狭小部埋め戻し等のポンプ圧送による施工が可能 (流動性が大きくセルフレベルリングが保てる)
施工性	転圧・締め固め・均し作業が不要なため、施工の省力化が可能
有効利用	各種発生土の有効利用が可能 (第3種発生土, 第4種発生土, 泥土等も利用できる)

前述の気泡混合土の特長を活かし、沈下低減，土圧の軽減，側方変位の抑制および施工性の向上などの工法に適用されている。適用例および効果を表-1.1.2 に示す。適用にあたっては、気泡混合土の密度や強度について、対象とする利用形態に応じた適切な評価を行う必要がある。

表-1.1.2 気泡混合土工法の効果および適用例

利用方法	利用方法内訳	効果	イメージ図
盛土材としての利用	軟弱地盤上の盛土	荷重軽減 沈下低減(地盤改良軽減) 側方変位抑制	
	道路拡幅材としての盛土	荷重・土圧軽減，沈下軽減， 側方変位防止 (構造断面縮小，既設盛土への影響小)	
	両直方盛土	荷重・土圧軽減(構造断面の縮小)，用地・施工幅縮小， 側方変位防止(滑り破壊の防止)	
裏込め材としての利用	構造物の背面材	荷重・土圧軽減(構造断面の縮小，既設盛土への影響小) 沈下低減、側方変位防止(沈下による段差防止)	
埋戻し材としての利用	埋設構造物への埋戻し	荷重・土圧軽減，上載荷重の軽減(構造物，埋設管などの保護)	
充填材としての利用	空洞充填	流動性により、空洞充填および狭小部への埋戻し荷重・土圧軽減，沈下低減	

1.2. 可搬式多目的プラント（Multi Purpose Plant）について

気泡混合土に使用する機械は、施工能力を十分考慮し検討する必要があり、流動化処理工法および気泡モルタル工法で使用するバッチ式や、管路処理システムで使用する連続式の施工機械が使用可能である。可搬式多目的プラント（以後、MPプラントと称す）は、前田工織(株)と(株)チダエンジニアリングが共同開発（共同特許出願）した気泡混合を主体としたプラントで、混合装置は管路ミキサーの連続練り方式を採用している。

MPプラントは、一つの装置で多種多様な原料・構造物・工事形態に対応できる混合装置により、高品質な製品製造を連続的に管理し行えること、本体を小型・ユニット化することで、現場での設備組立・解体を簡略化することをコンセプトに開発を行った。また、独自の発泡装置により、細かく高強度の気泡の製造を可能としている。写真-1.1.1にMPプラント、図-1.1.3に気泡混合土製造時のMPプラントの構成とフローを示す。



写真-1.1.1 MPプラント本体

MPプラント

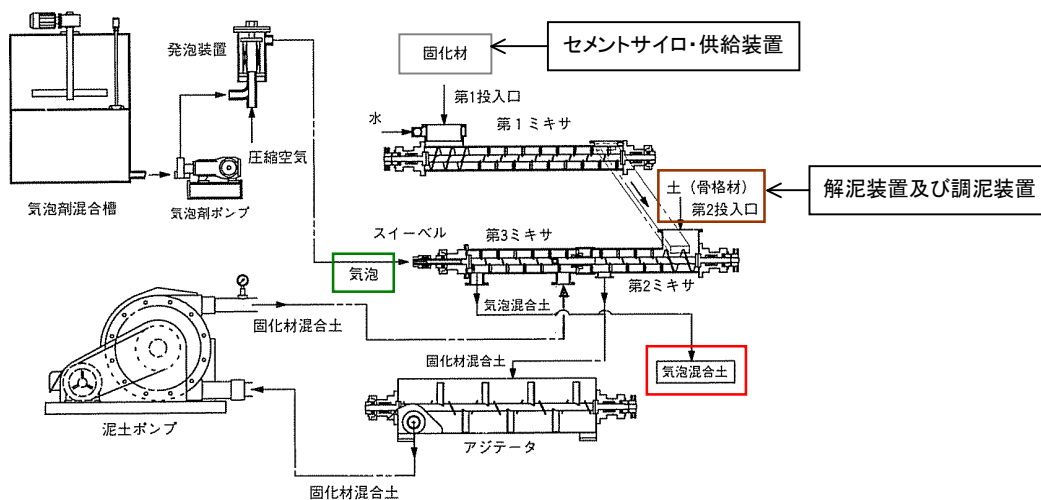


図-1.1.2 気泡混合土製造時のMPプラント構成フロー

1.3. 繊維技術を応用した気泡混合土について

土質材料に繊維技術を応用したものに、短繊維混合補強土工法がある。土に短繊維を不規則に混合することで、土粒子の拘束や応力集中の防止などの靱性・強度の増加や、降雨・流水に対する耐浸食効果、などに効果が現れる。強度・靱性の向上については、土質材料の粒度分布、短繊維の形状および混入量の違いにより大きく異なる。粘土質砂では短繊維の混入量が土に対する乾燥重量比で0.2%の短繊維混合補強土については、一軸圧縮強度の増加はないが、靱性の向上は確認されている。また、土に対する短繊維混入重量比を0.5%以上にすることにより、粘着力の増加が報告されている。この工法で使用される短繊維は、経済性・品質安定性および入手の容易さよりポリエステル繊維が一般的である。図-1.1.3に示すように堤体の法面保護、堤体の補強に適用されている事例が多い。

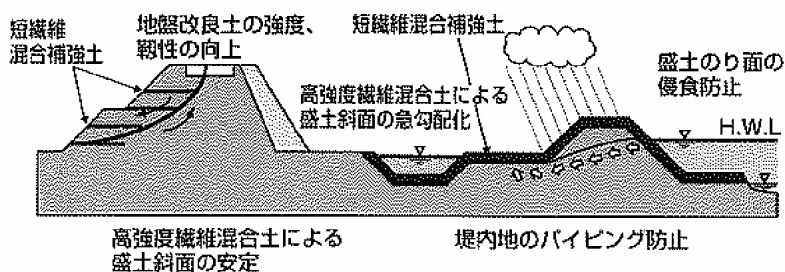


図-1.1.3 繊維混合補強土工法適用例

気泡混合土工法に短繊維を混入した現場での事例は少なく、有明海沿岸道路において橋台背面の盛土材に用いられた程度である。これについて、短繊維混入による強度増加によって現地発生土を使用できたことによるコスト削減、短繊維混入によるひび割れ防止の効果はあったが、室内試験における短繊維量と強度増加の関係については、不明瞭であったことが報告されている。

開発にあたり、気泡混合土工法に関する過去の文献や資料について調査し研究の参考とした。調査した文献、資料名を表-1.1.3に示す。(調査内容を第2編 資料に掲載する。)

2. 研究の目的

福井県は、海岸線沿いや山岳地域において急峻な地形が多いため、流動性があり軽量で自立性の高い気泡混合土は、構築材として有効な材料の一つである。また、近年、能登半島沖地震や中越沖地震などで被害が報告されている橋台まわりの耐震化においても、気泡混合土の地盤反力の小ささや土圧低減効果は注目されている。反面、気泡混合土の強度や変形特性の変動の大きさおよび亀裂発生による耐久性の低下などが懸念されている。

本共同研究は、前述した気泡混合土の問題解決を含め、気泡混合土に繊維技術を応用することで、新しい材料および経済性・施工性に優れた工法を開発することを目的とする。

表-1.1.3 調査文献, 資料

項目	論文名および資料名	著者および出版名
JH	高速道路における気泡混合軽量盛土 (FCB) 工法	吉村雅宏 : 基礎工 Vol. 32, No. 12, 軽量盛土工法 pp.15~18, 2004.12
	気泡混合軽量土 (FCB) の耐久性検討	北村佳則, 藤岡一頼 : 基礎工 Vol. 32, No. 12, 軽量盛土工法 pp.37~40, 2004.12
HGS 気泡	気泡混合土工法 技術資料	ハイグレードソイル研究コンソーシアム 気泡混合土工法部会 : 2005.4
	HGS 気泡混合土と HGS 発泡ビーズ混合軽量土について	金嘉章 : 基礎工 Vol. 32, No. 12, 軽量盛土工法 pp.6~8, 2004.12
SGM	港湾における軽量混合処理土工法 -SGM 軽量土工法	渡部要一 : 基礎工 Vol. 32, No. 12, 軽量盛土工法 pp.19~22, 2004.12
	軽量混合処理土「SGM 軽量土工法」の施工事例	橋本文男 : 基礎工 Vol. 32, No. 12, 軽量盛土工法 pp.44~46, 2004.12
HGS ビーズ	HGS 気泡混合土と HGS 発泡ビーズ混合軽量土について	金嘉章 : 基礎工 Vol.32, 軽量盛土工法 pp.6~8, 2004.12
	HGS 発泡ビーズ混合軽量土工法の施工例	小橋秀俊, 工藤英宇, 佐藤利行 : 基礎工 Vol.32, 軽量盛土工法 pp.47~49, 2004.12
全般	軽量盛土工法の概要	千田昌平 : 基礎工 Vol. 32, No. 12, 軽量盛土工法 pp.2~5, 2004.12
FCB	金沢技術事務所 平成 14 年度業務報告書 (2), (3)	日本道路公団北陸支社金沢技術事務所 : 2003, 3
EPS	廃棄発泡スチロール軽量盛土工法の施工例	檜垣貫司, 工藤英宇 : 基礎工 Vol. 32, No. 12, 軽量盛土工法 pp.50~52, 2004.12
軟弱地盤	軟弱地盤の軽量安定処理	鈴木敦巳 : 軟弱地盤講演会, 福井県小浜市, 2003.7
短繊維	各種短繊維を添加したセメント安定処理土および気泡混合軽量土の力学特性の改善効果	高山英作, 安福規之, 落合英俊, 大嶺聖, 小林泰三 : セメント及びセメント系固化材を用いた固化処理土調査・設計・施工方法と物性評価に関するシンポジウム発表論文集, pp.335~338, 2005.01
	短繊維入り気泡混合土の強度特性	小林嘉章, 新舎博, 渡邊雅哉, 藤井二三夫 : 平成 17 年度土木学会全国大会第 60 回, No.3-290
	現地発生土と短繊維を混入した気泡混合軽量盛土による橋台背面对策工	山口正明 : 平成 17 年度国土交通省国土技術研究会, No.23

第2章 短繊維入り気泡ミルクおよび気泡混合土の基礎実験(平成17年度実験)

1. 実験の目的

平成17年度の研究では、気泡ミルクおよび気泡混合土に短繊維を混入することによる効果を確認する為、室内試験と実物大モデルを使った実験を行った。

2. 室内試験

2.1. 試験概要

(1) 室内試験1

気泡ミルクに短繊維を混入し、一軸圧縮試験、曲げ強度試験、圧裂引張強度試験を行った。気泡ミルクの配合は、「気泡混合軽量土を用いた軽量盛土工法の設計施工指針」(日本道路公団H8年9月)の暫定配合表に記載されている、一軸圧縮強度 300kN/m^2 のK0-3にて行った。使用した短繊維は、黒原着再生ポリエステル(PET)(15dtex)であり、繊維混入水準は①混入無し②長さ $7.5\text{mm}-0.5\text{kg/m}^3$ ③長さ $30\text{mm}-2.0\text{kg/m}^3$ の3水準にて行った。

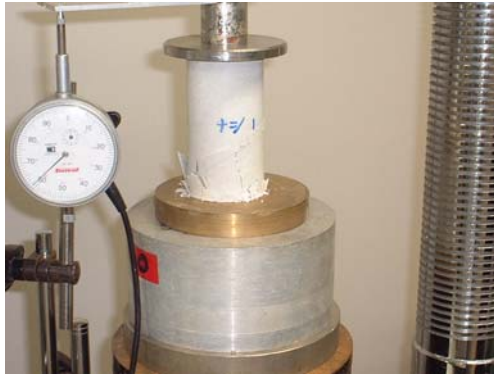
(2) 室内試験2

砂質粘土を原料土とした気泡混合土に短繊維を混入し、三軸圧縮試験・曲げ強度試験を行った。気泡混合土の配合は、比重1.53の調整泥土に高炉セメントを 1m^3 あたり100kg添加し、目標比重0.8(気泡量50%)とした。また、繊維の材質および混入水準は、室内試験1と同じ3水準とした。

2.2. 試験結果および考察

(1) 室内試験1

- ・ 一軸圧縮試験より、混入させる短繊維量を増やすと一軸圧縮強度が低下する結果となった。要因としては、短繊維を混入することで不均一な面ができ、セメントの結合が阻害されていることが考えられる。
- ・ 一軸圧縮試験では、短繊維を混入することでピーク強度を過ぎても応力の極端な低下が見られなかった。特に短繊維 $30\text{mm}-2.0\text{kg/m}^3$ 混入したものについては、ほとんど応力低下が見られず、靱性の向上効果が確認できた。
- ・ 曲げ強度試験では、強度増加が若干見られたが短繊維混入効果が期待できる値ではなかった。曲げ強度も一軸圧縮強度と同じく、短繊維 $30\text{mm}-2.0\text{kg/m}^3$ 混入したものについては、破壊後も応力が低下することなく、靱性の向上効果が確認できた。
- ・ 圧裂引張り試験も他の試験同様、繊維混入による強度増加は確認できなかったが、靱性の向上効果は確認できた。写真-2.2.1に試験状況写真を示す。



一軸圧縮強度試験



曲げ強度試験



圧裂引張り強度試験

- ・一軸圧縮強度試験は JIS A 1216
- ・曲げ強度試験は JIS A 1106
- ・圧裂引張り強度試験は JIS A 1113
に準じて行った。

写真-2.2.1 試験状況

(2) 室内試験 2

- ・三軸圧縮試験結果より、 c , ϕ ともに繊維混入による変化が無く、短繊維混入による効果を確認できなかった。
- ・短繊維を混入した試料では、三軸圧縮試験より得られた値にかなりばらつきが表れた。安定した品質確保の為に、短繊維および気泡の均等な攪拌に配慮が必要である。
- ・曲げ強度試験では、長さ 30mm 短繊維混入のみ強度増加が確認された。

写真-2.2.2 に試験状況を示す。

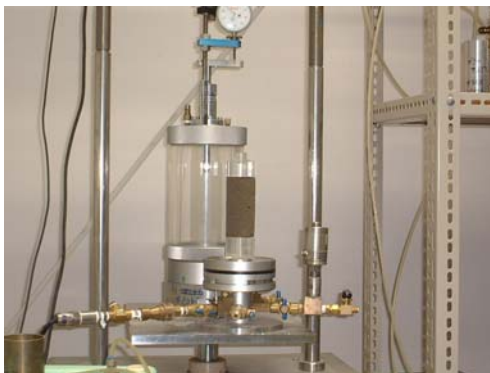


写真-2.2.2 三軸圧縮試験

3. 実物大モデル実験

3.1. 実験概要

繊維混入効果を実物大モデルで確認するため、繊維混入状態については混入ありと無し
の2パターン、載荷状態については耐震性試験、静的載荷試験および耐衝撃性試験の3パ
ターン、計6水準にて試験を行った。

実物大モデルの作成に用いた気泡混合土の配合は、先に行った室内実験2の配合と同じ
とした。また、繊維混入ありのモデルについては、長さ7.5mmの短繊維を1m³あたり0.5kg
混入した。

各載荷試験方法を図-2.3.1に、実験モデル配置を図-2.3.2に示す。

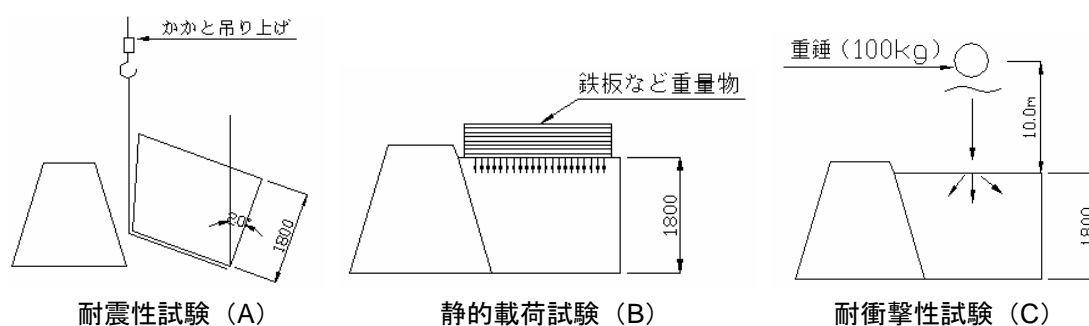


図-2.3.1 載荷試験方法図

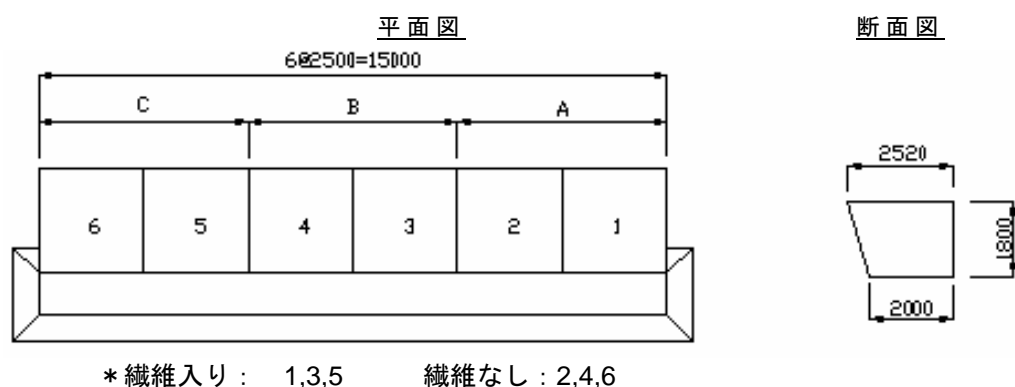


図-2.3.2 実物大モデル配置図

(1) 耐震性試験 (A)

「震度法」による水平震度を実物大モデルに与えることを目的とし、図-2.3.3の様にあら
かじめ背面に設置した吊り上げ用ジオグリッドに鋼管を取り付け、ラフタークレーンで
かかと側を吊り上げて試験体を傾け、耐震性の確認を行う。

計測項目を以下に示す。

- ・ 底盤部のつま先とかかるとに土圧計を設置し測定
- ・ 底盤一かかと部の離隔
- ・ クラック発生状況（ビデオ撮影）

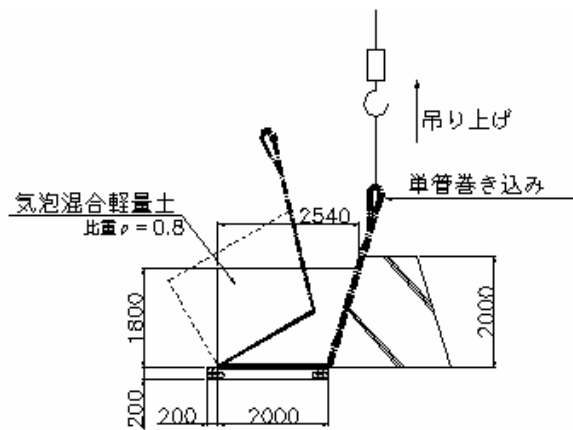
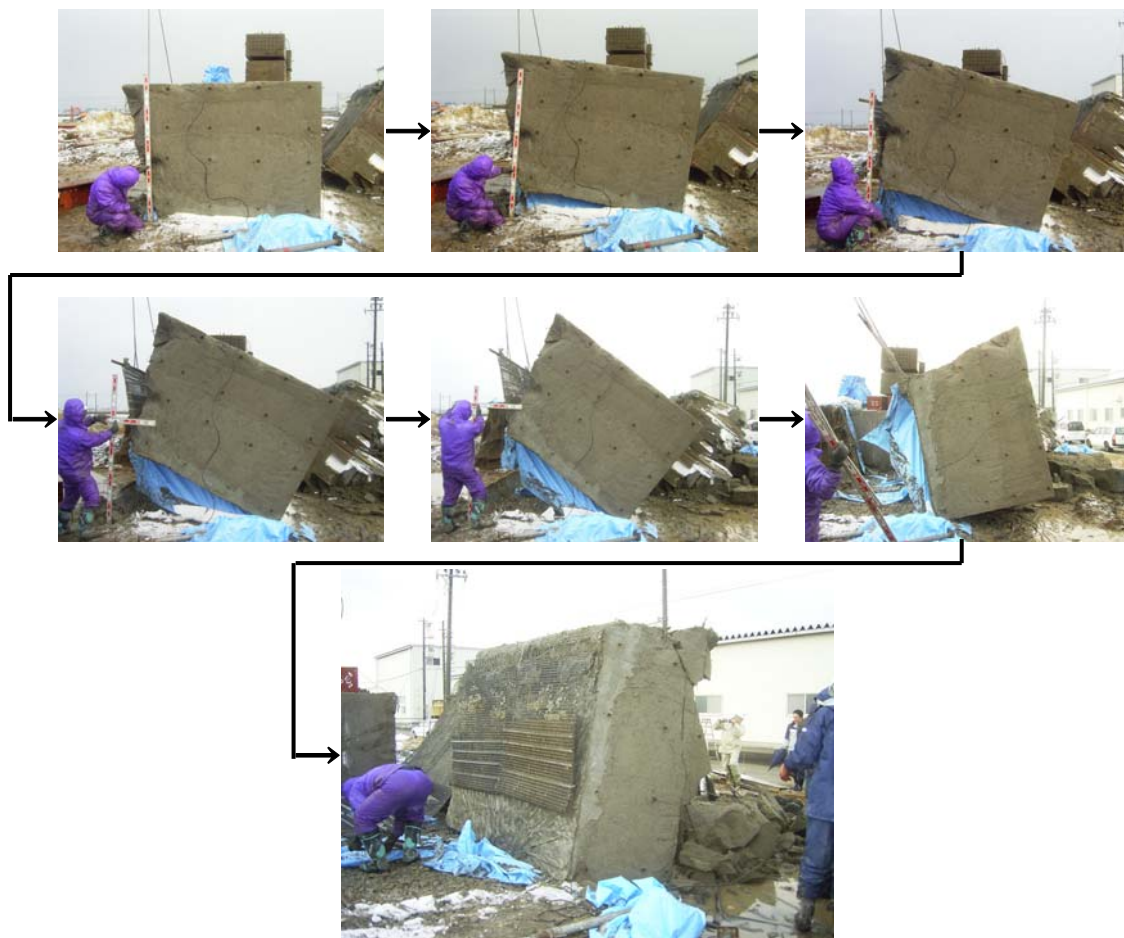


図-2.3.3 耐震性試験概要図

実験状況を写真-2.3.1に示す。



(転倒)

写真-2.3.1 耐震性試験状況

(2) 静的載荷試験 (B)

実物大モデルの天端に 13.8kN/個のブロックを段階的に載荷させ、静的荷重に対する耐力を確認した。ブロック 1 個設置ごとに、以下の項目について計測を行った。

- ・ 底盤および背面土圧
- ・ 壁面変位
- ・ 天端および前面クラック発生状況

試験状況を写真-2.3.2 に示す。



写真-2.3.2 静的載荷試験状況

(3) 耐衝撃性試験 (C)

実物大モデルの天端に 100kg の重錘を自由落下させ、耐衝撃性の確認を行った。重錘はラフタークレーンで吊り上げ、吊り上げる高さで衝突エネルギーレベルを変化させた。各レベルの衝突後に以下の項目を計測した。

- ・ 重錘加速度による衝撃力（重錘内部に加速度計を設置）
- ・ 底盤荷重（底盤に作用する衝撃力の測定）
- ・ 高速度カメラによる衝突状況

試験状況を写真-2.3.3 に示す。



写真-2.3.3 衝撃載荷試験状況

3.2. 実物大モデル構築

試験体施工時の気泡混合土作成および打ち込みにおいては、MP プラントを使用した。プラント設置計画では、MP プラントのコンパクト性を活かし車載設置とした。プラント設置、施工状況を写真-2.3.4 に、気泡混合土作成フローを図-2.3.1 に示す。



MP プラント (10 t 車, 車載設置)



固化材小運搬用 4 t ユニック



解泥槽



打ち込み状況

写真-2.3.4 気泡混合土作成フロー

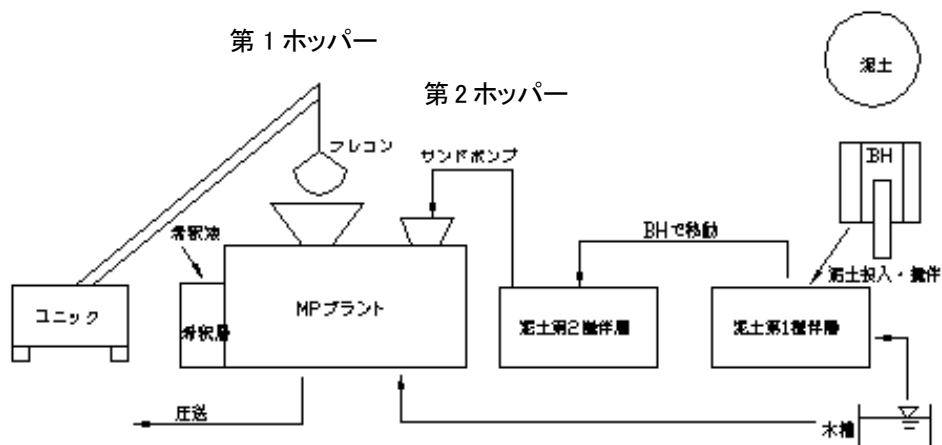


図-2.3.1 気泡混合土作成フロー図

3.3. 実験結果および考察

(1) 耐震性試験 (A)

試験体が転倒するまでの傾斜角度は、繊維混入ありの方が若干大きくなった。また、試験体が転倒するまでには繊維混入の有無によらず、外部から確認できるクラックは発生しなかった。底盤土圧計の変化は、繊維混入試験体が傾斜に対して急激に前方の土圧が上昇するのに対し、繊維混入なし試験体は徐々に前方の土圧が上昇している。これらことから繊維を混入することにより一体性が向上していることが確認できた。

(2) 静的載荷試験 (B)

段階ごとの静的載荷では、繊維混入の有無による外部変形の差は確認できなかった。底盤の土圧計について、繊維混入試験体は底盤土圧が載荷荷重に比例し上昇するのに対し、繊維混入なし試験体は載荷による土圧の上昇がない結果となった。この試験においても耐震性試験 (A) 同様、繊維を混入することにより気泡混合土の一体性が向上していることが確認できる。

(3) 耐衝撃性試験 (C)

重錘の落下高さを $h=1\text{m}$, 5m , 10m の 3 段階に変化させ実験を行った。

試験体底盤部に設置した荷重計は、繊維あり試験体の重錘落下高さ 10m の場合のみ反応し、その他の場合は底盤の荷重として計測できなかった。重錘内部に取り付けた加速度計の計測値は、繊維有り試験体の加速度値が若干大きく、衝撃が伝わる時間も短くなった。重錘貫入量も繊維有り試験体の貫入量が小さい結果となり、耐衝撃性試験においても、他の載荷試験方法の結果同様、気泡混合土に繊維を混入することによる一体性の向上を確認した。しかし、今回の配合においては、加速度計の波形や底盤への荷重伝播のことを考慮すると、衝撃吸収力の面では繊維なしの方が優れている結果となった。

4. 室内試験および実物大モデル実験まとめ

4.1. 室内試験

- ・強度の高い気泡ミルクの場合、短繊維を混入することで一軸圧縮強度、曲げ強度、引張強度に関する効果は見られず、強度が低下してしまう場合が多い。しかし、強度は低下しても、ピーク強度後の応力低下が小さくなり靱性が向上する。
- ・今回の気泡混合土配合においては、三軸圧縮試験では短繊維混入による効果は確認できない。しかし、曲げ強度試験では強度向上の効果が見られた。曲げ強度試験の結果より、気泡混合土にクラックが発生しても短繊維を混入していれば構造物破壊などの大きな被害を防ぐことが可能であると考えられる。
- ・気泡混合土に短繊維を混入することは材料の均一性の面で障害となるため、品質管理には十分な配慮が必要である。

4.2. 実物大モデル実験

- ・各実験条件において、短繊維を混入することによる気泡混合土の一体性の向上が確認できた。
- ・耐衝撃性試験においては、短繊維を混入することで若干衝撃吸収能力が低下するものの、室内試験での曲げ強度や靱性の向上の面で、壁面材への衝撃力低下や自立性の向上など効果が期待できると考える。

第3章 貧配合での短繊維入り気泡混合土室内試験（平成18年度実験）

1. 実験の目的

平成17年度に行った室内試験では、セメント添加量が多い気泡ミルク及び気泡混合土の場合、繊維を混入することでの強度の向上効果は見られず、むしろ気泡ミルクにおいては、繊維を混入することでセメントの結合を阻害し強度が低下する結果となった。今回の実験は、セメント添加量を少なくし、土に繊維と気泡を混合する繊維補強土の特徴を強くした試料作成を行い、一軸圧縮強度試験、圧裂引張強度試験を実施し強度特性を調べた。

2. 実験概要

実験で用いる気泡混合軽量土は、昨年度の実験同様、繊維を混入していない状態において目標比重を0.8、フロー値を180mmと設定し、原料土は粘性土（三国下水処理場土）を使用した。表-3.2.1に原料土の物理試験結果を示す。昨年度実験同様、用いたセメントは高炉セメントB種、短繊維は黒原着再生PET（15dtex）を使用した。写真-3.2.1に主な使用材料を示す。供試体配合は、昨年実験よりセメント添加量 100kg/m^3 において繊維混入効果が確認できなかったことを考慮して、セメント添加量を100, 90, 80, 70, 60, 50kg/m^3 の6水準とし、各セメント量に対して短繊維の長さ－混合率を①繊維混入なし②7.5mm－ 0.5kg/m^3 ③30.0mm－ 2.0kg/m^3 の3水準、合計18水準とした。短繊維の混合率については、短繊維の本数を同じとして長さを変えたため、長さの比に応じて混合率を変化させた。各種類で3供試体（直径5cm、高さ13cmのモールド使用）について材齢28日で一軸圧縮強度試験と圧裂引張強度試験を行った。表-3.2.2に配合一例を示す。

表-3.2.1 原料土物理試験結果（三国下水処理場採取）

土粒子の密度	礫分	砂分	シルト分	液性限界	塑性限界	地盤材料の分類名
g/cm^3	%	%	%	%	%	
2.644	9.8	34.3	30.7	42.19	25.53	礫まじり砂質粘土



短繊維（再生黒PET）



混入気泡（界面活性剤系）



原料土（礫混じり砂質粘土）

写真-3.2.1 短繊維入り気泡混合土の主な使用材料

表-3.2.2 短繊維入り気泡混合土配合例

セメント添加量：100kg/m³ 1m³当たり配合

	セメント量	調整泥土	気泡剤	水	気泡量	合計
質量(kg)	100	678	0.91	20.9		800
容積(%)	33.0	422			545	1000

セメント添加量：80kg/m³ 1m³当たり配合

	セメント量	調整泥土	気泡剤	水	気泡量	合計
質量(kg)	80	698	0.90	20.7		800
容積(%)	33.0	434			540	1000

短繊維混入無し
7.5mm 0.5kg/m ³
30mm 2.0kg/m ³

セメント添加量：60kg/m³ 1m³当たり配合

	セメント量	調整泥土	気泡剤	水	気泡量	合計
質量(kg)	60	719	0.89	20.5		800
容積(%)	19.7	446			534	1000

3. 実験結果および考察

3.1. 一軸圧縮強度試験結果

一軸圧縮強度試験状況を写真-3.3.1、セメント添加量別の応力-ひずみ曲線のグラフを図-3.3.1 に示す。短繊維を混入することにより、一軸圧縮強度は増加する傾向を示した。長さ30mmの短繊維を混入した供試体は、7.5mmの短繊維を混入した供試体に比べ一軸圧縮強度が高く、短繊維と気泡混合土との付着面積が多いほどより強度は増加した。また、セメント添加量が減ると、粒状体の性質が強い破壊状況が見られた。この状態は、特にセメント添加量50kg/m³において顕著に表れ、一軸圧縮強度も他のセメント添加量に比べ極端に低い結果となった。



短繊維混入無し

7.5mm 短繊維混入

30mm 短繊維混入

写真-3.3.1 一軸圧縮強度試験状況 (セメント添加量 80kg/m³)

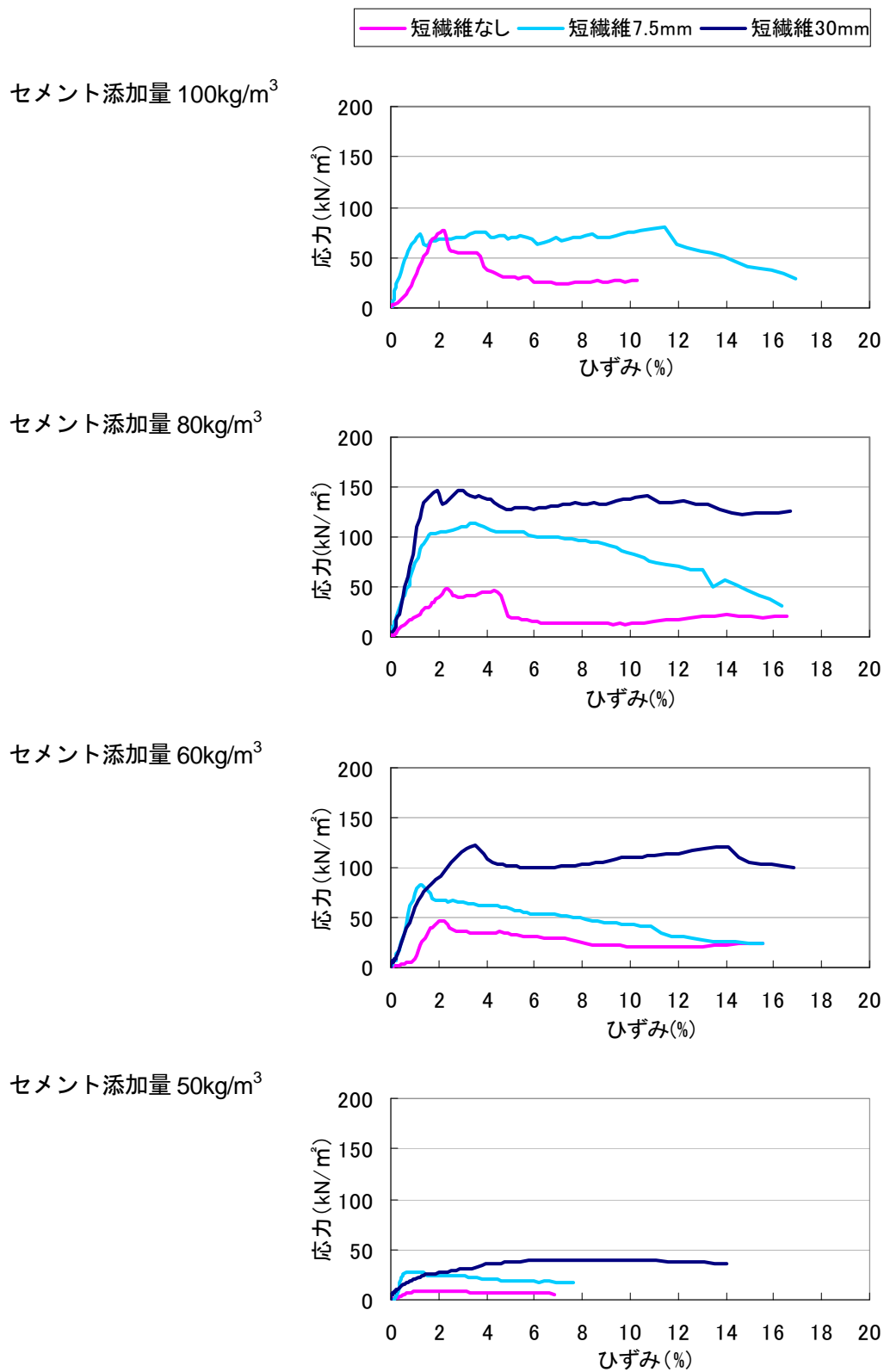


図-3.3.1 一軸圧縮強度試験（応力－ひずみ曲線）

セメント添加量と最大強度の関係を図-3.3.2に示す。セメント添加量が多くなると、繊維混入の有無に関わらず強度は増加する傾向にある。セメント添加量 70kg/m^3 で、強度が低下している部分があるが、この供試体の比重が他の供試体の比重より低くなっており一軸圧縮強度と比重に関係があると考えられる。

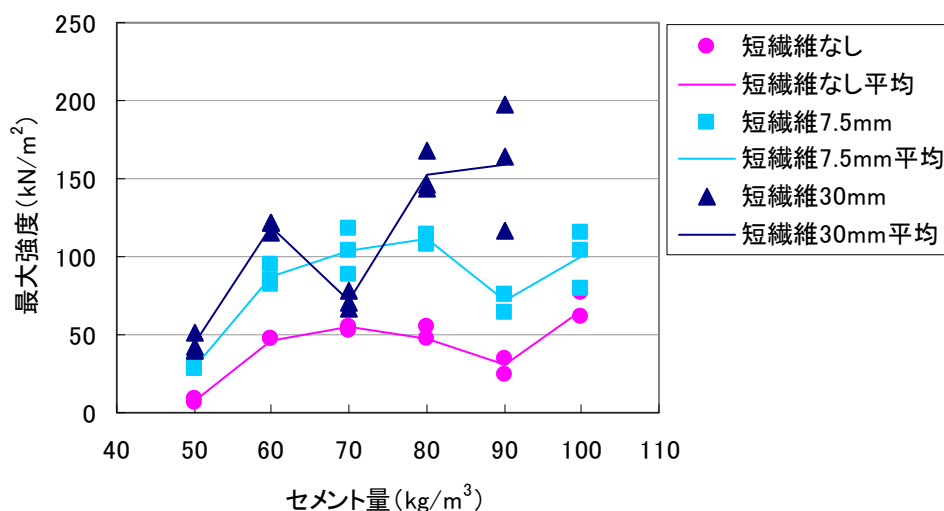


図-3.3.2 最大強度とセメント添加量の関係

最大強度と比重の関係を図-3.3.3に示す。短繊維を混入した供試体は、比重が大きくなると強度が増加する傾向にある。繊維を混入しない場合に比べて、比重も安定していることを確認した。

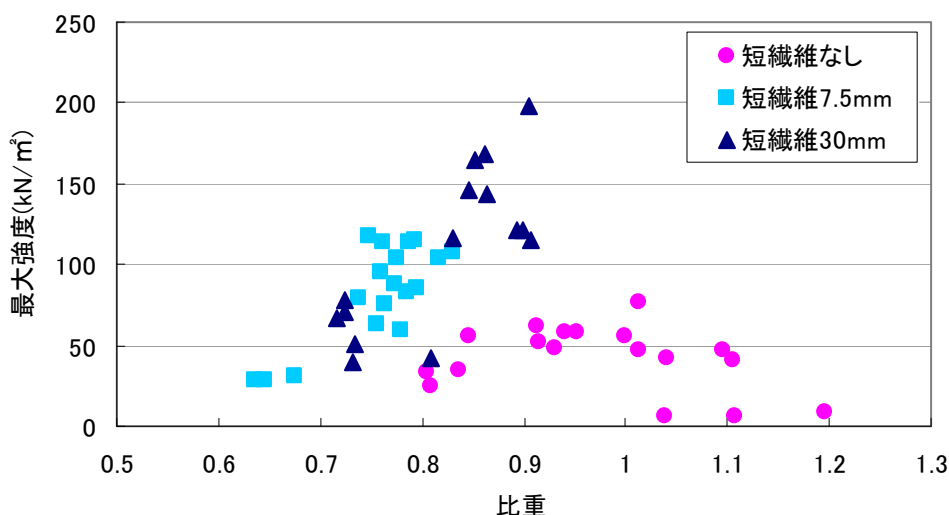


図-3.3.3 最大強度と比重の関係

セメント添加量と残留強度比の関係を図-3.3.4に示す。残留強度比は、一軸圧縮試験結果による応力-ひずみ関係での、最大強度と残留強度（最大強度を過ぎて応力がほぼ一定となっている時の値）の比とする。短繊維を混入することにより、残留強度比は増加する。特に、長さ 30mm の短繊維を混入した場合は、残留強度比は高く安定している。

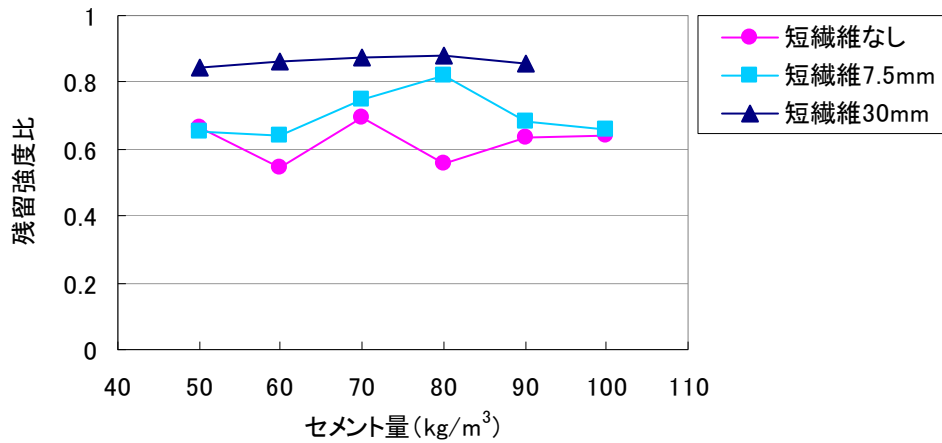


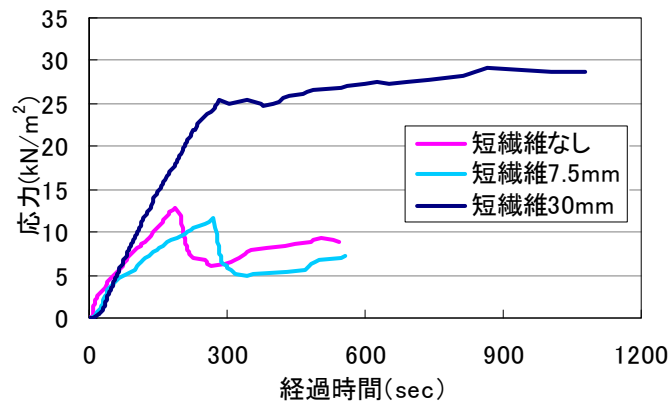
図-3.3.4 各配合における残留強度比

3.2. 圧裂引張り強度試験結果

圧裂引張り強度試験の結果である、応力-経過時間の関係を図-3.3.5に示す。

長さ 30mm の短繊維を混入した場合、高い強度を発揮し強度が持続することを確認した。また引張強度は一軸圧縮強さとの間に相関性が認められた。

セメント添加量 80kg/m³



セメント添加量 60kg/m³

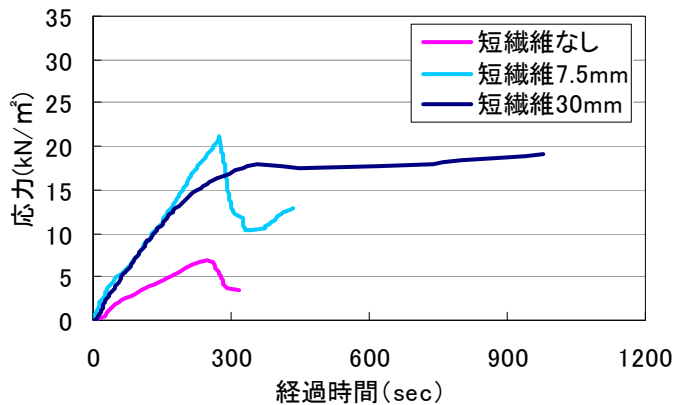
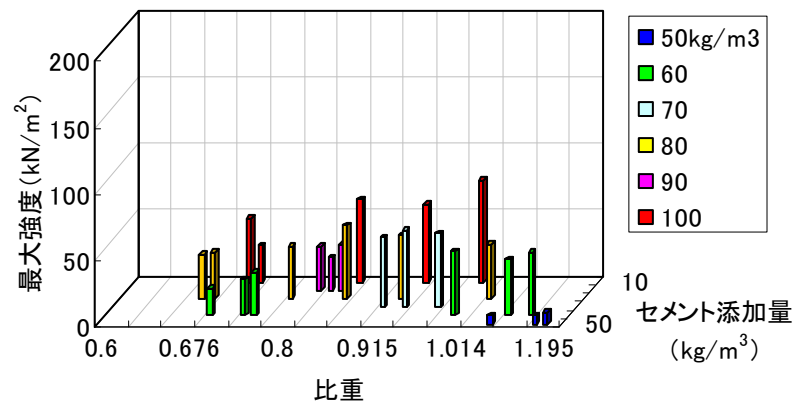


図-3.3.5 圧裂引張り強度試験 (応力-経過時間の関係)

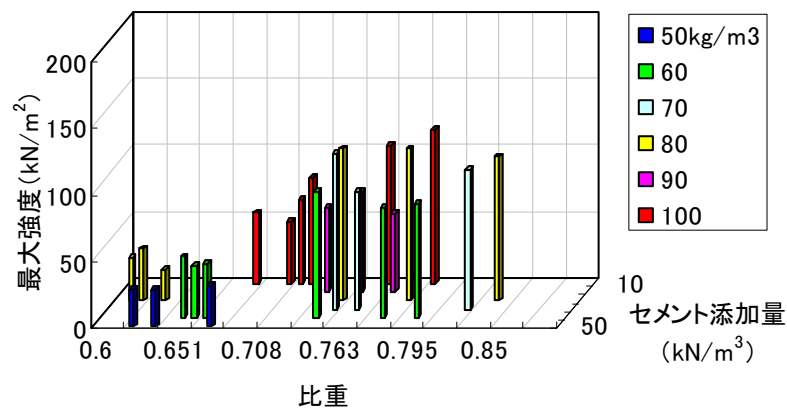
3.3. 最大強度, 比重およびセメント添加量の関係

気泡混合土の最大強度は、比重とセメント添加量の影響を複合的に受けると見られたので、これらの関係を3次元表示して図-3.3.6に示す。短繊維を混入しない場合は、比重のばらつきが大きく、最大強度と比重及びセメント添加量の相関性は低い。図-3.3.6から、短繊維を混入した場合、比重が大きく、かつセメント添加量が大きくなると最大強度が大きくなる傾向が見られる。

繊維混入なし



短繊維 7.5mm



短繊維 30mm

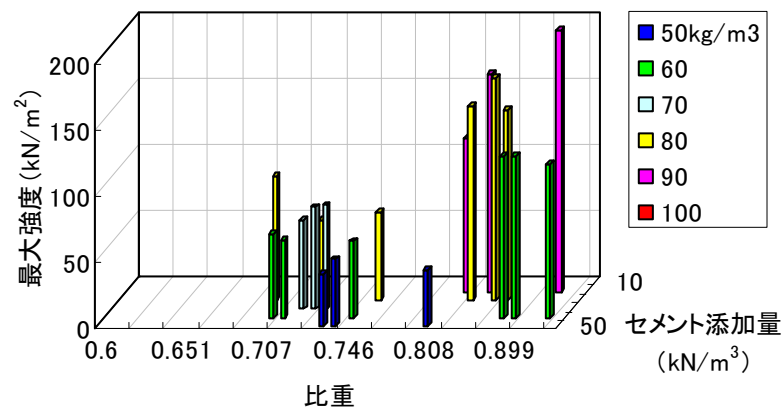
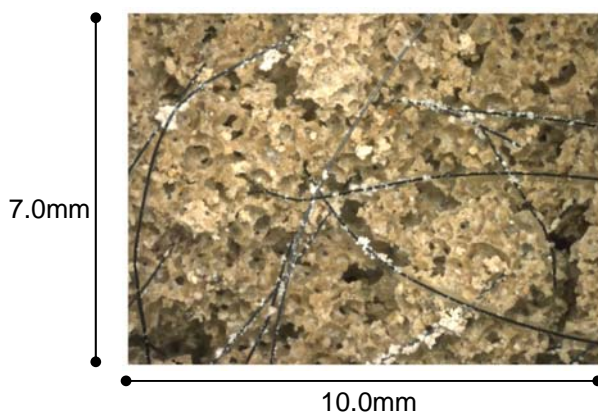


図-3.3.6 最大強度, 比重およびセメント添加量の関係



セメント添加量 60kg/m³ 短繊維 30mm
 短繊維入り気泡混合土の50倍拡大写真を写真-3.3.2に示す。
 短繊維が気泡混合土に均等に混合されていることが確認できた。

写真-3.3.2 短繊維入り気泡混合土拡大写真（50倍拡大）

4. 室内実験まとめ

- ・気泡混合土の配合を貧配合とすることで、短繊維の混入効果が確認できる。セメント添加量が 50kg/m³ 以下になると、気泡混合土は粒状体の性質が顕著になり、強度も極端に低下する。
- ・短繊維を気泡混合土に混入することで、最大強度，引張強度が増加し、残留強度も向上する。また、長さ 7.5mm と 30mm の短繊維を比べた場合、30mm の繊維の方がより効果的である。
- ・気泡混合土の強度にはセメント添加量と比重が大きく関係し、品質の安定においては練り混ぜ時のばらつきを少なくすることが重要である。

平成 17 年度室内試験と今回の室内試験結果を一覧にし、表-3.4.1 に示す。

表-3.4.1 平成 17 年、18 年度 室内試験一覧

実験年度	試験材料	セメント添加量 (kg/m ³)	単位体積重量 (kg/m ³)	短繊維混入	試験内容	効果および試験結果
平成 17 年	気泡ミルク	268	5.1	・無し ・7.5mm-0.5kg/m ³ ・30mm-2kg/m ³	一軸圧縮強度試験	繊維量が増えると強度が低下した
					曲げ強度試験	強度の増加は無いが、30mm混入で靱性が向上する
					圧裂引張強度試験	短繊維30mm混入が極端に引張強度が低い
平成 17 年	気泡混合土	100	8.0	・無し ・7.5mm-0.5kg/m ³ ・30mm-2kg/m ³	三軸圧縮強度試験	短繊維混入することで、 σ_c 、 ϕ に変化は見られなかった
					曲げ強度試験	短繊維30mm混入することで、曲げ強度が上がった 7.5mm混入については効果が見られなかった
平成 18 年	気泡混合土	50,60,70,80,90,100	8.0	・無し ・7.5mm-0.5kg/m ³ ・30mm-2kg/m ³	一軸圧縮強度試験	短繊維を混入することで強度、靱性が向上した 7.5mmより30mmの方が効果的であった
					圧裂引張強度試験	短繊維を混入することで強度が増加した 30mmの方がより効果的であった

第4章 短繊維入り気泡混合土構造物の実物大モデルによる耐衝撃実験

(平成18年度公開実験)

1 実験の目的

平成17年度実物大実験において、気泡混合土に短繊維を混入することで靱性、一体性の向上が確認できた。この結果より、衝撃力に対する壁面側圧の低減、クラック防止などの面で短繊維混入効果が期待できた。また平成18年度室内試験においては、平成17年度とは異なり気泡混合土のセメント添加量を少なくすることで、短繊維混入効果としての最大強度、引張強度および残留強度の向上が確認された。これらの試験結果より、短繊維気泡混合土の耐衝撃性の確認を目的に実物大モデルによる耐衝撃実験を行った。

2 実験概要

2.1 実物大モデルおよび実験方法

実験は、気泡混合土を用いた実物大モデルを構築し、重錘を自由落下させた。繊維混入の有無と壁面材(900mm×1250mm, t=100mm)による周囲拘束の有無を比較するため、4種類のモデルを作成した。気泡混合土のセメント添加量は60kg/m³とした。これは、短繊維混入気泡混合土に対する室内一軸圧縮試験で、一軸圧縮強度の増加が確認できた最も添加量の少ない配合である。気泡混合土作成にあたって使用した原料土は、18年度室内実験と同じく三国下水処理場土を使用した。各実物大モデルの上部には、衝撃緩衝層として砂層を設け、衝撃エネルギー(重錘の落下高さ)と衝撃緩衝層厚を変化させ、3段階の衝撃力を計画し実験を行った。モデルの構築構成を表-4.2.1に、衝撃荷重の条件を表-4.2.2に、全景状況を写真-4.2.1に示す。

表-4.2.1 構築モデル構成

模型 No.	No.1	No.2	No.3	No.4
サイズ(たて×よこ×高さ)	2.3m×2.3m×2.7m		2.5m×2.5m×2.7m	
繊維混入の有無	×	○	×	○
壁面材の有無	×	×	○	○
セメント添加量	高炉セメント 60kg/m ³			
繊維混入量	—	2.0kg/m ³	—	2.0kg/m ³

*短繊維は、30mm長さのポリエステルを使用

表-4.2.2 衝撃条件

衝撃条件	1回目	2回目	3回目	
重錘重量	5.0kN	5.0kN	30.0kN	
重錘落下高さ	20m	20m	10m	
衝撃エネルギー	100kJ	100kJ	300kJ	5kN 重錘径…φ750mm
衝撃吸収層厚	900mm	500mm	500mm	30kN 重錘径…φ900mm



写真-4.2.1 モデル構築全景状況

2.2 計測項目

重錘による衝撃力が及ぼす防護壁への挙動を確認するため、以下に示す項目について計測を行う。

図-4.2.1 に計測器の設置位置図、写真-4.2.2 に計測器設置状況を示す。

(1) 重錘貫入量

衝撃吸収層及びモデル躯体内への重錘貫入量をスタッフ等で測定。

(2) 重錘加速度計

衝撃吸収層に重錘が衝突した時の衝撃力測定、重錘内部に加速度計を固定。

(3) 底盤荷重計

底盤に伝わる衝撃力の測定、各モデルの底盤に基礎コンクリートと同じ高さで荷重計を設置。

(4) 壁面変位

衝撃载荷後、気泡混合土表面及び壁面材の変位測定、モデル 1 面につき 9 枚ずつ光波計測用ターゲットを設置。

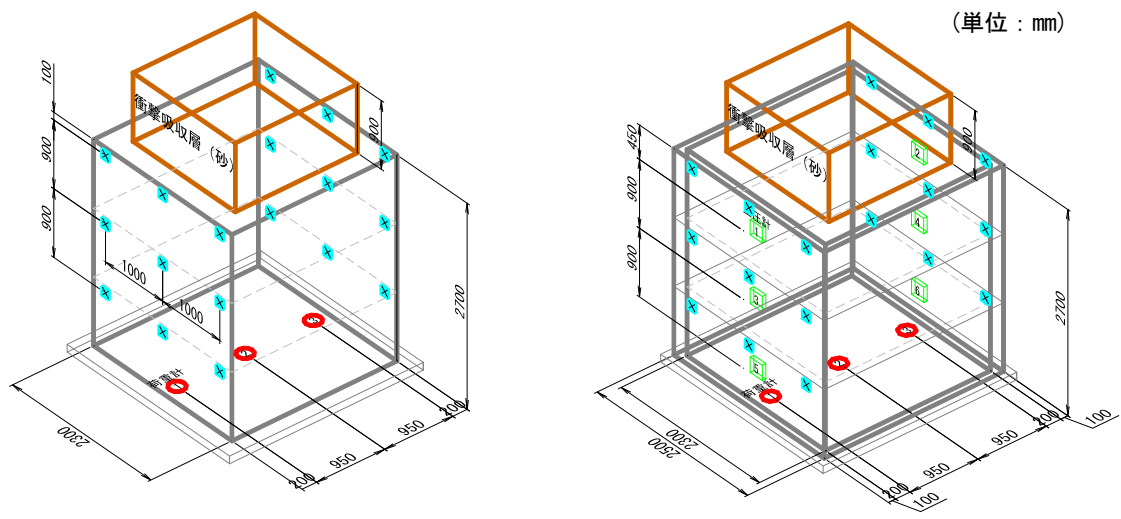
(5) 壁面側圧（壁面材有りモデルのみ）

衝撃载荷時の壁面材に伝わる衝撃圧の測定、土圧計を設置。

(6) モデル躯体内密度

重錘の落下による衝撃（圧縮）を受けた後のモデル躯体内の密度測定、試験後所定の高さでサンプル採取を行い測定。

○底盤荷重計 □壁面変位ターゲット □壁面土圧計(壁面材有りモデルのみ)



壁面材無しモデル

壁面材有りモデル

図-4.2.1 計測器配置図



底盤荷重計



壁面土圧計



壁面変位ターゲット(壁面材有り)



壁面変位ターゲット(壁面材無し)

写真-4.2.2 計測器設置状況

3 実物大モデルの施工

短繊維気泡混合土の作製は平成 17 年度の実物大モデル実験同様 MP プラントにておこなった。図-4.3.1 にモデル構築施工フロー、写真-4.3.1 に施工状況写真を示す。

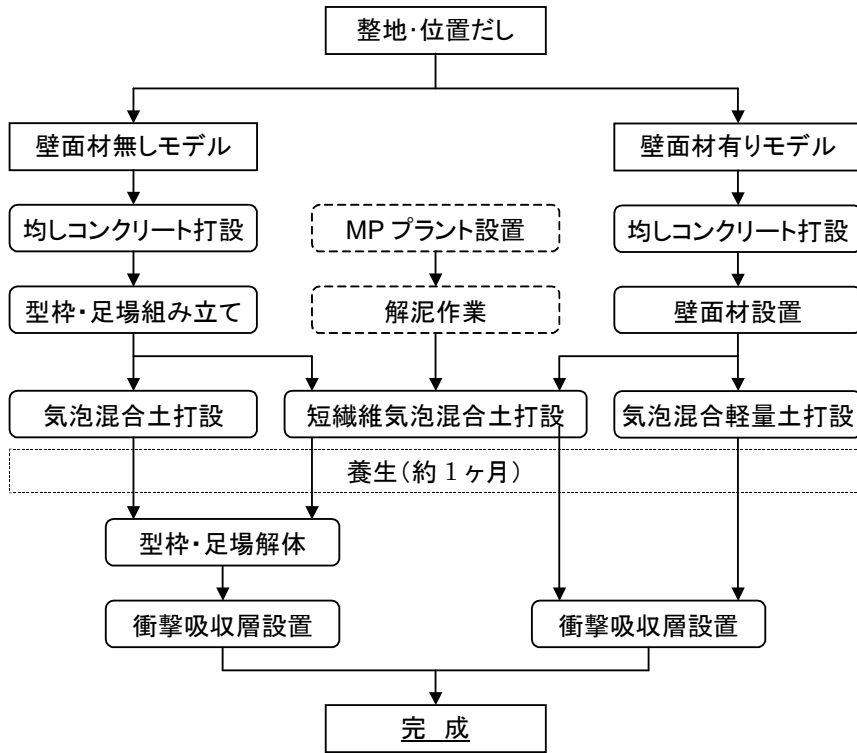


図-4.3.1 モデル施工フロー



底盤均しコンクリート



壁面材無しモデル 型枠組み立て



壁面材有りモデル 壁面材設置



原料土



MP プラント設置



解泥作業状況



気泡混合土打ち込み状況



衝撃吸収層施工状況



衝撃吸収層施工状況

写真-4.3.1 施工状況

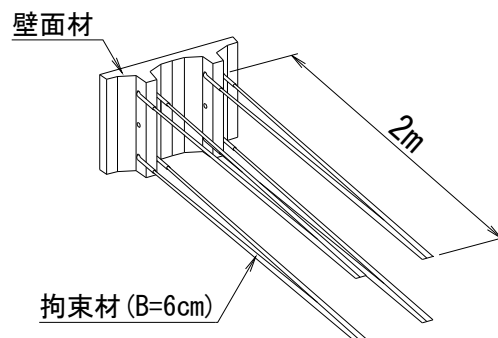


図-4.3.2 壁面拘束材の取付け図

壁面材の拘束材として、壁面材 1 枚あたり 4 本のポリエステル製ベルト(幅 6cm 長さ 2m) を取り付けた (図-4.3.2 参照)。

4 実験結果および考察

(1) 衝撃後の各モデルタイプによる形状比較。

衝撃载荷後の各モデル状況を、写真-4.4.1 に示す。

1回目 100kJ 衝撃後
衝撃吸収層厚 900mm



No.1 壁面無し 繊維無し



No.2 壁面無し 繊維有り

2回目 100kJ 衝撃後
衝撃吸収層厚 500mm



No.1 壁面無し 繊維無し



No.2 壁面無し 繊維有り

3回目 300kJ 衝撃後
衝撃吸収層厚 500mm



No.3 壁面有り 繊維無し



No.4 壁面有り 繊維有り

写真-4.4.1 衝撃载荷後の各モデル状況

①壁面材の有無

壁面材無しのモデル No.1 は衝撃条件 2 回目、モデル No.2 は衝撃条件 3 回目で破壊した。壁面材有りのモデル No.3、No.4 は変形したが、3 回目衝撃条件においても破壊には至らなかった。壁面材で気泡混合土の周囲を拘束することで、衝撃荷重に対して自立性

が向上することを確認した。壁面材の引き抜け防止材として取り付けられたベルトが、壁面材の変形に影響し、自立保持に効果があると考えられる。

② 繊維混入の有無

繊維混入の効果は、壁面材無しモデル（No.1, No.2）で顕著に現れた。繊維無しのモデル No.1 が1回目の衝撃条件で上部半分が部分的に崩落したのに対して、繊維有りのモデル No.2 は上部一部分が衝撃により圧縮変形したのみであった。以上の結果、繊維混入による耐衝撃性の向上を確認した。また、壁面材有りモデル（No.3, No.4）においても繊維混入モデルの方が変形量も少なく、壁面材による拘束効果がより効果的に働くことを確認した。

(2) 重錘衝撃力及び貫入量

図-4.4.1 に重錘衝撃力、図-4.4.2 に重錘の貫入量の測定結果を示す。重錘衝撃力は壁面材無しモデル（No.1, No.2）において繊維混入の有無の影響は現れなかった。壁面材有りのモデル（No.3, No.4）では、繊維有りのモデル No.4 の衝撃力が、繊維無しモデル No.3 に比べて非常に小さく、重錘貫入量については大きかった。これより繊維無しに比べ繊維入り気泡混合土が、繰り返しの衝撃力に対して柔軟性が持続し、衝撃吸収性に優れていると考えられる。

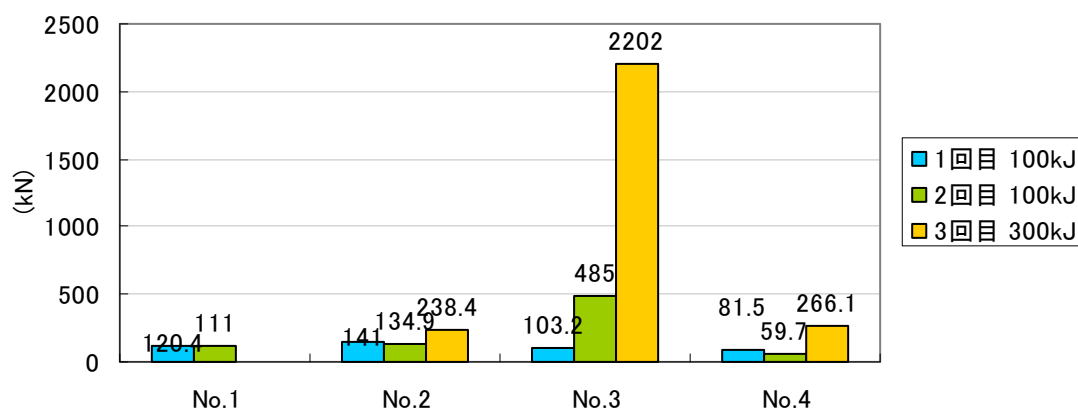


図-4.4.1 重錘衝撃力

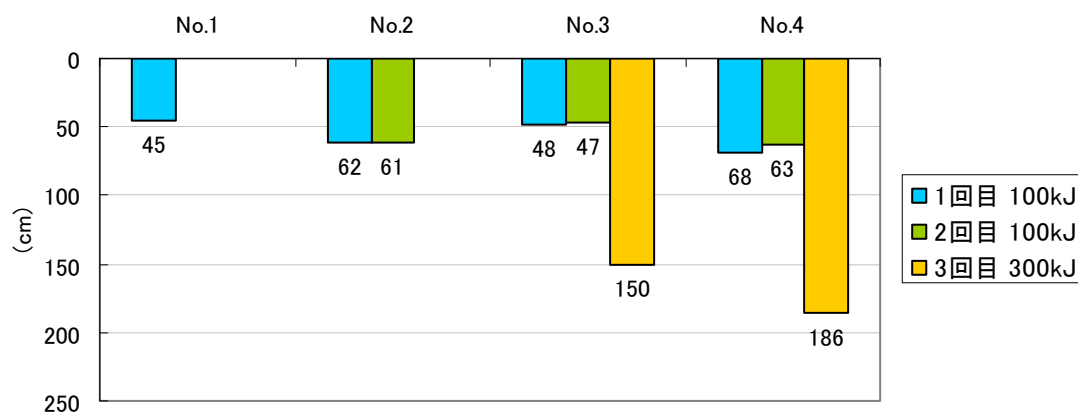


図-4.4.2 重錘貫入量

(3) 底盤土圧

すべてのモデル、衝撃条件において、底盤土圧の変化はなかった。これにより、モデル内で衝撃が消散し、底盤にまで伝わらなかったと考えられる。

(4) 壁面変位及び壁面側圧

図-4.4.3 に壁面材有りモデル (No.3, No.4) の壁面変位及び 3 回目衝撃時の壁面側圧計測結果を示す。繊維無しモデル No.3 では、側圧、変位共に上部変形が大きい。繊維有りモデル No.4 では中間部が大きくなっている。最大変位は No.4 で 60mm 程度、No.3 では 170mm 程度であった。これは、繊維混入により衝撃力が分散している効果であると考えられる。壁面側圧は、重錘の貫入深さ付近が最も大きく、重錘の貫入による横方向に変形した気泡混合土の影響と考えられる。貫入深さより下部の壁面側圧は急激に小さくなるが繊維混入ありの方がこの傾向が著しい。

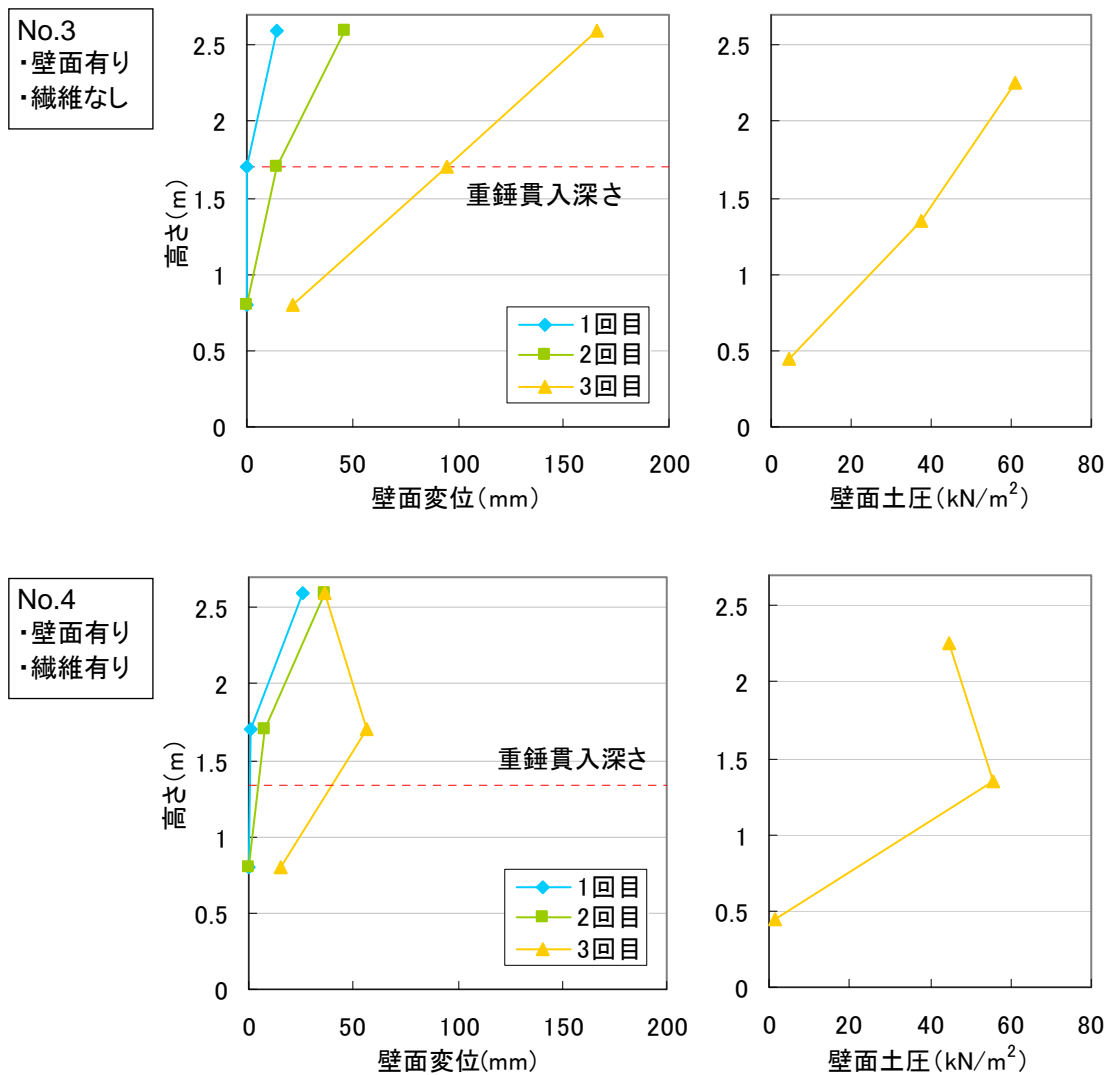


図-4.4.3 壁面変位と壁面側圧 (3 回目衝撃時)

(5) 衝撃実験後モデル内密度

図-4.4.4 に衝撃実験後の壁面材ありモデル (No.3, No.4) でのモデル躯体内の各高さにおける密度測定結果を示す。繊維なしモデル No.3 の方が繊維ありモデル No.4 に比べ、各高さでの密度が比較的大きく衝撃荷重による圧縮の影響をより強く受けていることが推測できる。

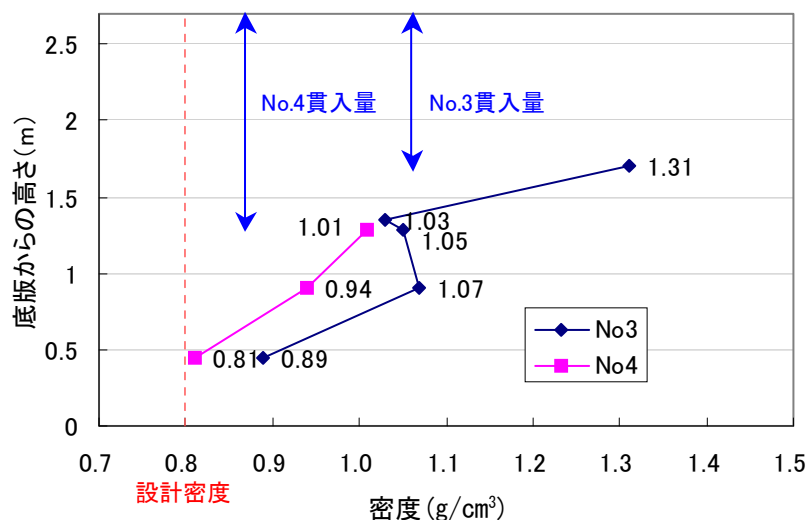


図-4.4.4 衝撃実験後モデル内密度の変化

5 実物大モデル実験まとめ

- ・ 気泡混合土に短繊維を混入することにより、衝撃力に対し自立性が向上する。
- ・ 短繊維入り気泡混合土は繊維なしに比べ、重錘を柔らかく受け止める。
- ・ 短繊維入り気泡混合土は繊維なしに比べ、繰り返しの衝撃荷重に対し柔軟性を保持する。
- ・ 気泡混合土を壁面材で拘束することにより、自立性が向上する。この効果は短繊維入り気泡混合土の方がより顕著に表れる。
- ・ 壁面側圧は重錘貫入付近では大きく表れるが、貫入位置より約 1m 下部においては急激に小さくなる。短繊維入り気泡混合土の方がこの傾向が著しい。
- ・ 短繊維入り気泡混合土の方が衝撃荷重の圧縮の影響を受けにくい。
- ・ 気泡混合土に短繊維 (長さ 30mm を 2kg/m^3) 混入することは、フロー値がかなり小さくなる。実際の施工において大量に短繊維入り気泡混合土を作成する場合、気泡の混合が均等になる様十分配慮が必要である。

第5章 短繊維入り気泡混合土を用いた落石防護壁現場実証実験

(平成19年度公開実験)

1. 実験の目的

山岳地が多いわが国では、狭小な地形沿いに道路や構造物が構築されている。特に海岸線沿いの道路などは落石の危険性の高い急峻な地形が多く、設置スペースを極力必要としない信頼性の高い落石防護壁の確立が望まれている。

平成18年度に行った気泡混合土の試験体に重錘を自由落下させる衝撃実験により、気泡混合土に短繊維を混入した材料の優れた耐衝撃効果が確認された。今回の実験は短繊維入り気泡混合土を使用した落石防護壁を実際現場で構築することにより、設計法の確立・施工性の確認及び目標衝撃力に対しての安全性確認を目的に実験を行った。本実験は、福井県南条郡南越前町糠の県道福井大森河野線（県道27号線）沿いで行われた。

2. 実験の概要

2.1. 現場状況

実験現場は県道沿いに位置し、防護壁計画位置での斜面高さは約30m、平均斜面勾配は45°程度であり。斜面下部の防護壁構築部においては斜面勾配1:0.5~1:0.6でコンクリート吹き付け処理が施されている。斜面中腹の高さ20m付近には転石が多数存在し、一部には高さ4.0m程度の岩が露出している。写真-5.2.1に防護壁構築前状況写真、写真-5.2.2に斜面部の転石及び岩の露出状況写真を示す。



写真-5.2.1 防護壁構築前状況



写真-5.2.2 転石調査

2.2. 落石防護壁設計条件

本実験での落石防護擁壁は、落石の最大跳躍量を 2.0m と設定した。落石が防護壁を飛び越えないように防護壁天端の衝撃吸収層幅を 3.0m 以上確保し、壁高さを決定した。落石衝突を想定した重錘落下による最大エネルギーは、平成 18 年度実験に載荷させた最大エネルギーである 300kJ とした。これは、斜面調査で見つかった転石落下によるエネルギーを十分補える量である。これらの条件を基に、添付する設計法を用いて構造計算を行った。また気泡混合土天端には、繊維ネットを用いた飛散防止柵を設置した。図-5.2.1 に防護壁構造図を示す。

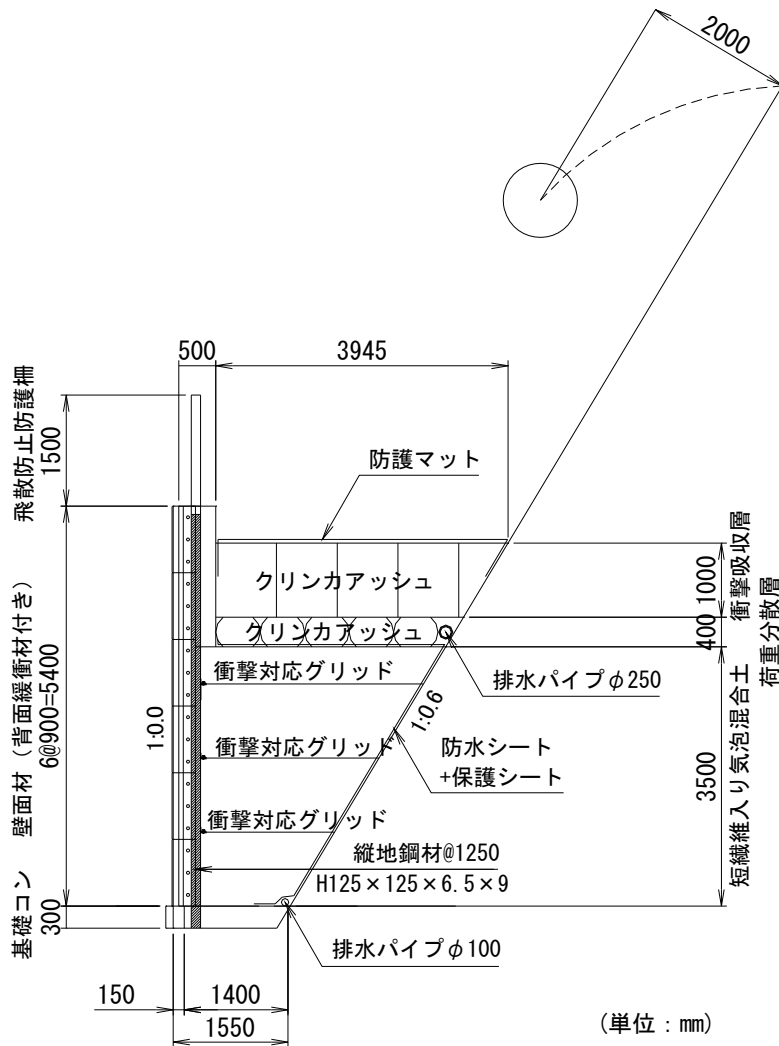


図-5.2.1 落石防護壁構造図

気泡混合土は、平成 18 年度の実験と同程度の強度である一軸圧縮強度 100kN/m^2 を目標設定値とし、繊維混入量も 1m^3 当たり 2kg と同じ混入量とした。使用した原料土は実験現場より距離で 5km 程離れた土捨て場（南越前町桜団地付近）の土を使用した。施工に先立ち試験練りを行い上記強度を満足する配合を決定した。表-5.2.1 に原料土の物理試験結果一覧と表-5.2.2 に今回実験に使用した短繊維気泡混合土の配合表を記載する。

表-5.2.1 原料土物理試験結果

土粒子の密度	自然含水比	礫分	砂分	シルト分	粘土分	地盤材料の分類名
g/cm ³	%	%	%	%	%	
2.686	8.64	48.4	20.8	13.5	17.3	粘性土質砂質礫

表-5.2.2 短繊維気泡混合土配合表

	セメント量	調整泥土	気泡剤	水	気泡量	合計
質量 (kg)	100	680	0.9	20.7		801.6
容積 (ℓ)	33	425			540	998

* 繊維混入量 2kg/m³

2.3. 実験方法および実験条件

実験は、平成18年度の実験と同様に重錘をクレーンで吊り上げ、所定の高さから自由落下させることで行った。実験箇所は、防護壁を繰り返し載荷箇所と単載荷箇所に分けて行った。繰り返し載荷試験は同じ位置に重錘を落下させ、加えるエネルギー量を段階的に上げていく試験で、一回毎の重錘貫入箇所には衝撃吸収層のクリンカアッシュの補充をその都度行った。表-5.2.3に衝撃条件をまとめたものを記載する。

表-5.2.3 衝撃条件

	繰り返し載荷試験			単載荷試験
	1回目	2回目	3回目	
重錘重量	9.0kN	9.0kN	9.0kN	30.0kN
落下高さ	11.1m	16.7m	22.2m	10.0m
エネルギー	100kJ	150kJ	200kJ	300kJ

2.4. 計測項目

重錘による衝撃力が及ぼす防護壁への挙動を確認するため、以下に示す項目について計測を行う。図-5.2.2に計測器の設置位置図、写真-5.2.3に計測器設置を示す。

(1) 重錘貫入量（繰り返し載荷，単載荷）

衝撃吸収層への重錘貫入量。スタッフ等で測定。

(2) 重錘加速度計（繰り返し載荷，単載荷）

衝撃吸収層に重錘が衝突した時の衝撃力測定。重錘内部に加速度計を固定。

(3) 壁面変位（繰り返し載荷，単載荷）

衝撃載荷後、壁面材の変位測定。各試験箇所に30枚づつ光波計測用ターゲットを設置。

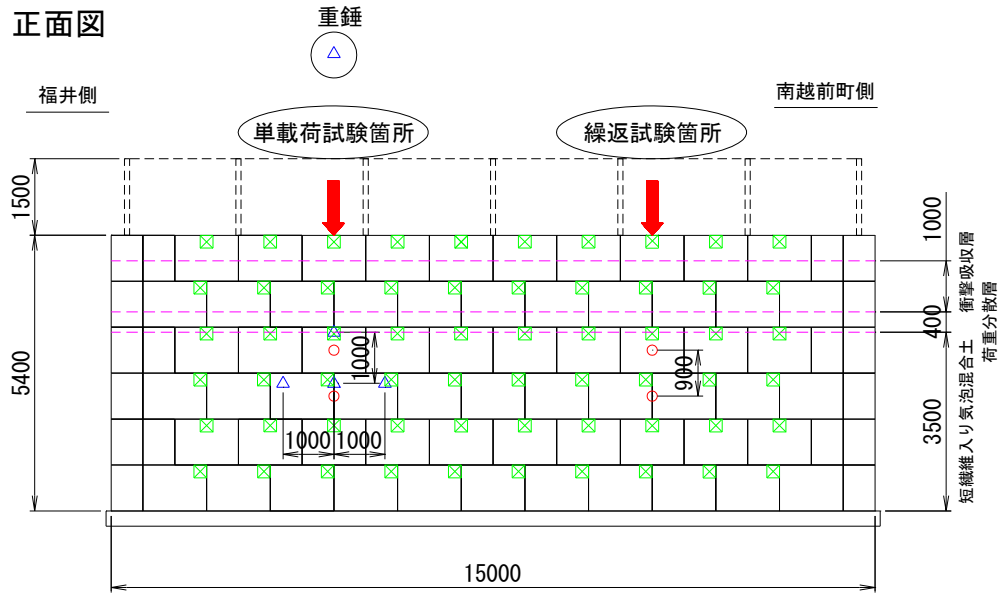
(4) 壁面側圧（繰り返し載荷，単載荷）

衝撃載荷時の壁面材に伝わる衝撃圧の測定。気泡混合土天端部より0.45m，1.35mの位置に土圧計を設置。

(5) 内部加速度（単載荷試験のみ）

気泡混合土内部に発生する加速度を測定。その結果より設置箇所での気泡混合土の鉛直変位の測定。

正面図



断面図

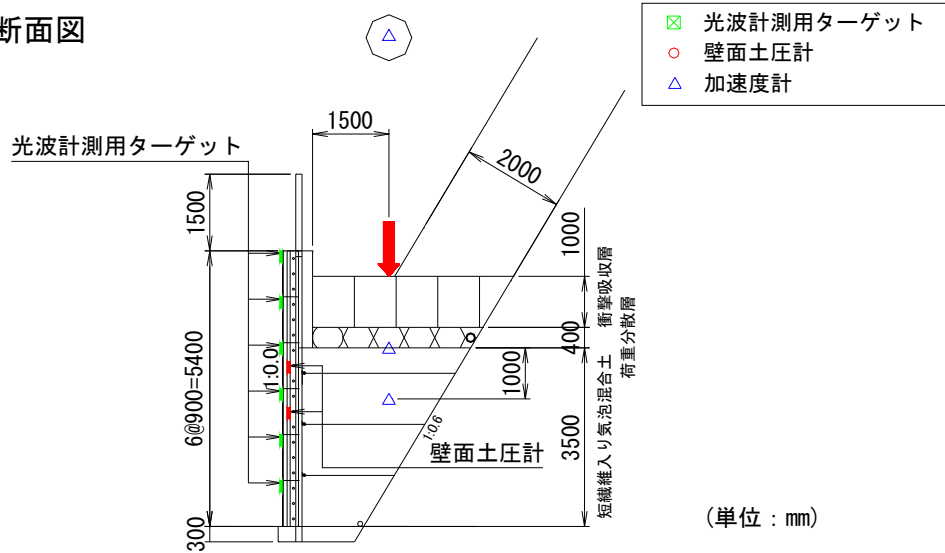


図-5.2.2 計測器設置位置図



壁面土圧計



内部加速度計

写真-5.2.3 計測器設置状況

3. 防護壁の施工

3.1. 施工フロー

防護壁構築施工フローを図-5.3.1 に示す。

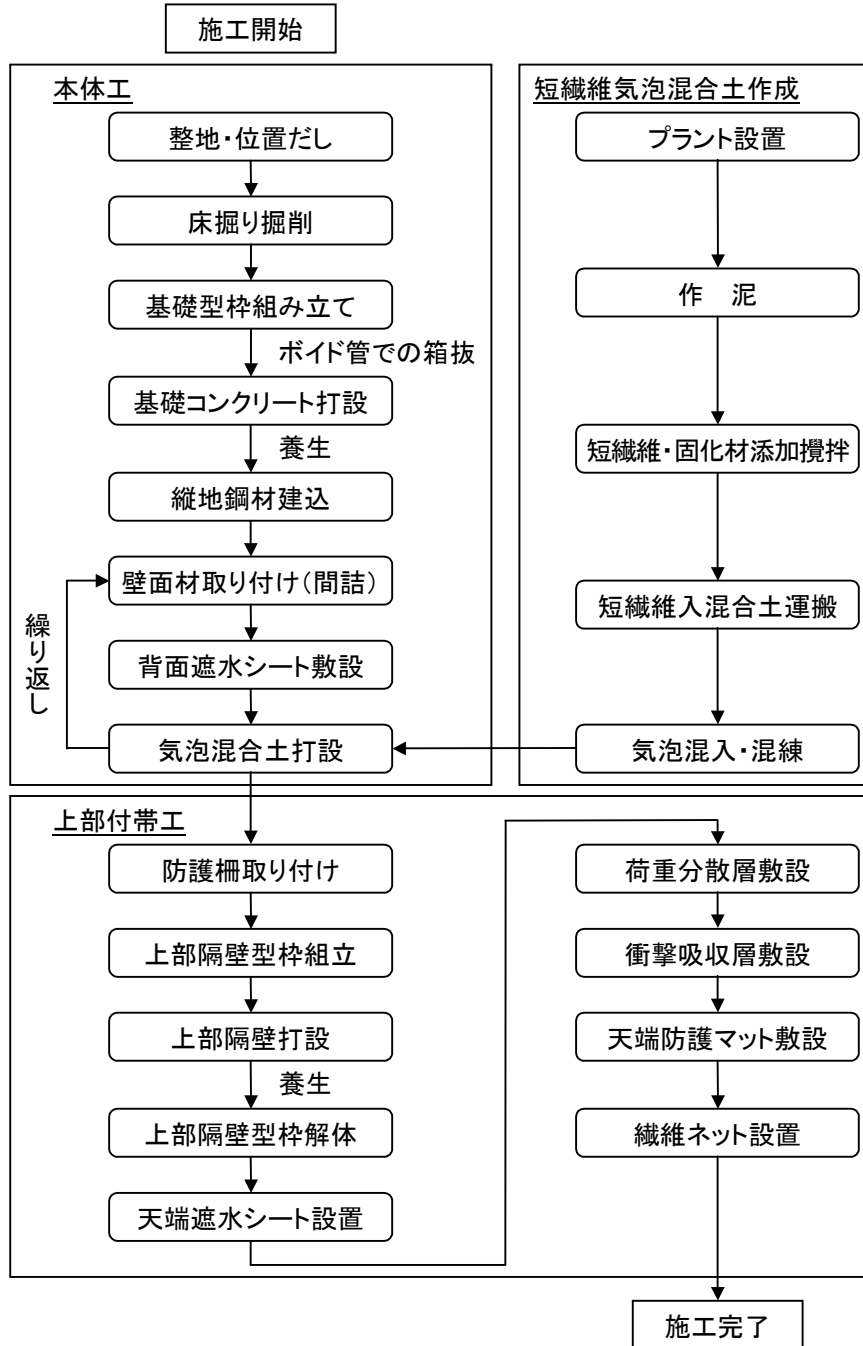


図-5.3.1 施工フロー

3.2. 使用材料

防護壁構築にともなって使用した材料および概算数量を、表-5.3.1に示す。

表-5.3.1 使用材料概算数量一覧表

使用箇所	使用材料	仕様	数量
短繊維気泡混合土	短繊維	黒 PET 15dtex 30mm	260 kg
	セメント	高炉セメント	13 t
	気泡剤	界面活性剤系	117 ㍓
基礎工	コンクリート	早強 21-8-25	7.5 m ³
壁面材背面鋼材	縦地支柱	H125×125×6.5×9 L=5.5m	15 本
	横地鋼材	L75×75×9 L=5.0m	11 本
壁面材および連結金具	壁面材 A	900mm×1250mm Tmin=75mm	63 枚
	壁面材 E	900mm×625mm Tmin=75mm	6 枚
	壁面材 KA	コーナ一部壁面材	12 枚
	壁面材連結鋼棒	R=25mm,L=1250mm	162 本
	壁面材連結金具	D10	162 本
	壁面衝撃緩衝材	ポリエステルモノフィラメント	168 m
気泡混合土内グリッド	衝撃対応グリッド材	引張強度 50kN/m	153 m ²
気泡混合土背面 ・天端遮水シート	遮水シート	塩ビ系シート t=1.0mm	75 m ²
	遮水シート保護シート	300g/m ² 目付け不織布	75 m ²
排水設備	底盤排水管	高密度ポリエチレン管 φ100mm	15 m
	衝撃層排水管	高密度ポリエチレン管 φ150mm	20 m
上部隔壁	上部隔壁エアームク	K0-10	22 m ³
荷重分散層	荷重分散層土のう	B=600mm,t=400mm L=1200mm	60 袋
	分散層土のう連結シート	B=2050mm	70 m
	土のう中詰め材	クリンカアッシュ	13.6 m ³
衝撃吸収層	上部緩衝材	クリンカアッシュ	50 m ³
飛散防護柵	飛散防止柵支柱	h=1500mm	7 本
	飛散防止ネット	繊維ネット 黒原着 PTE	15 m
	緩衝ロープ	黒原着 PTE φ20mm	75 m

3.3. 使用資機材

今回の防護壁構築で使用した資機材とその規格を表-5.3.2に示す。

表-5.3.2 使用資機材一覧表

工種	使用資機材	規格	数量	備考
短繊維入り泥土作成	バックホー	0.4m ³	1台	作泥用
		0.25m ³	1台	攪拌用
	作泥用水槽	10m ³	2基	泥土攪拌用・泥水貯留用
	給水用水槽	5m ³	2基	
	攪拌用水槽	5m ³	1基	
	積み込み用水槽	5m ³	1基	短繊維泥土貯留用
	水中ポンプ	4インチ	2台	泥水用
		2インチ	2台	給水用
	スクイズポンプ		1台	短繊維入り泥土積み込み
	固化材サイロ供給機		1台	セメント貯留・計量
	発電機	125kVA	1基	
	高圧洗浄機		1台	
各種ホース		1式		
短繊維気泡混合土打設	トラックミキサー車		2台	短繊維入り泥土積み運搬
	4tポンプ車		1台	短繊維入り気泡混合土打設
	発泡装置		1台	
	流量計		1台	
基礎工	バックホー		1台	床掘り工・整地
	発電機	2kVA	1台	基礎コンクリート打設
	バイブレーター		1台	基礎コンクリート打設
鋼材建込 ・壁面材設置	溶接機		1台	壁面材連結鋼棒溶接固定
	4tユニック車		1台	壁面材設置
衝撃吸収 ・荷重分散層設置	バックホー	0.4m ³	1台	
	ラフタークレーン	25t	1台	
	作成治具		2組	分散層土のう作成治具
	吊り治具		1組	分散層土のう吊り治具
	ダンプトラック	11t	1台	



スクイズポンプ



固化材サイロ供給機



発泡機



荷重分散層袋材作成治具



荷重分散層吊り治具

写真-5.3.1 使用資機材

3.4. 施工方法

(1) 基礎工

床掘り整地完了後、基礎位置に型枠を組み立てる。縦支柱設置位置にはボイド管であらかじめ箱抜きを行い、コンクリートの打設を行った。

(2) 縦支柱建込み工

基礎コンクリート養生後に縦支柱の位置だしを行う。建て込みにあたっては、あらかじめ基礎コンクリートに埋め込んださし筋に、鋼材を仮溶接し固定する。建て込み完了後横地鋼材にて縦支柱どおしを連結し、基礎コンクリート以上の強度で箱抜き箇所の間詰めを行う。背面地山とのすりつけ部には排水管を敷設する。



基礎型枠組み立完了



縦支柱建てこみ完了

写真-5.3.2 縦支柱建込み状況

(3) 壁面材設置工

基礎コンクリート天端に壁面材前面の墨だしを行い、移動式クレーンにて壁面材を所定の位置に設置する。壁面材と縦支柱の連結固定においては、連結鋼棒と連結金具を溶接にて固定する。壁面材の設置が高所作業になる場合は前面に足場を設置した。壁面材設置後、壁面材間の間詰めを行い、背面に衝撃緩衝材を設置した。



壁面材設置



壁面衝撃緩衝材

写真-5.3.3 壁面材設置状況

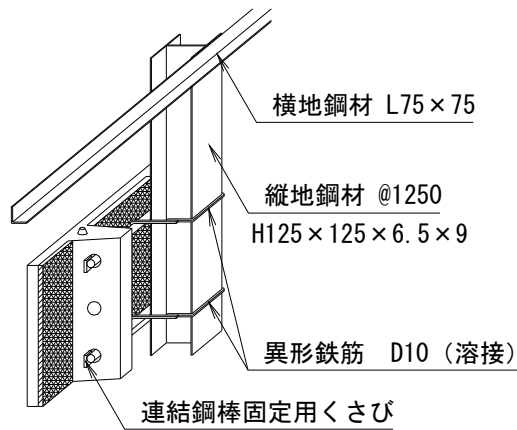


図-5.3.2 壁面材取り付け図

(4) プラント設置・短繊維入り混合土作成工

プラントヤードの配置計画を行い資機材の配置を行う。作泥用水槽にて所定の密度に合うようにバックホーにて解泥を行う。密度調整後の泥水を攪拌用水槽に移し固化材および短繊維を混入し混練する。作成した短繊維混合土をスクイズポンプにてトラックミキサー車に圧送し、現場まで運搬する。



プラント機材配置状況



短繊維入りセメント混合土攪拌状況

写真-5.3.4 短繊維入り混合土作成状況

(5) 短繊維入り気泡混合土打設工

背面斜面上に保護シート、遮水シートの順にシートを敷設する。ポンプ車を配置し、運搬してきたトラックミキサー車のアジテーター内に気泡を注入し混練した後、ポンプ車にて打設を行う。壁面材設置工と打設工を所定の高さまで繰り返す。気泡混合土内に、所定の高さでグリッド材を敷設する。



背面遮水シート設置



ポンプ車打設



短繊維入り気泡混合土打ち込み

写真-5.3.5 短繊維入り気泡混合土打設状況

(6) 飛散防護柵取り付け、上部隔壁工

縦支柱に防護柵支柱を溶接固定後、上部隔壁部の型枠を組み立てる。型枠組み立て完了後エアミルクを打設する。



上部隔壁背面型枠組み立て完了



エアミルク打ち込み状況

写真-5.3.6 上部隔壁施工状況

(7) 天端遮水シート設置工

上部隔壁型枠解体後、気泡混合土の天端に遮水シートおよび保護シート敷設し、背面地山境界沿いに排水管を設置する。



天端遮水シート敷設完了



天端保護シート敷設完了

写真-5.3.7 天端遮水シート設置

(8) 荷重分散層工

荷重分散層に使用する俵状の土のうに中詰め材を投入する。中詰め完了後、土のうを運搬し天端遮水シート上に敷いた結合シートにクレーンにて土のうを設置する。土のう設置完了後、結合シートで土のうを包み込み、上部をロープで結合する。筒状に連結した土のうを天端全面に敷き詰める。



荷重分散層土のう設置状況



荷重分散層設置完了

写真-5.3.8 荷重分散層設置状況

(9) 衝撃吸収層工

荷重分散層上部に衝撃吸収層として緩衝材を設置する。施工性向上のため、緩衝材のクリンカアッシュをフレコンパックに詰め、クレーンにて設置する。



写真-5.3.9 衝撃吸収層施工状況

(10) 飛散防止ネット工、埋め戻し工

飛散防止柵支柱に繊維ネットを張り、前面足場を解体する。足場解体後、壁前面部の埋め戻しを行い施工完了とする。



写真-5.3.10 繊維ネット設置状況

飛散防止ネットは、黒原着ポリエステルラッセル極太網地（112,000dtx）、緩衝ロープは、黒原着ポリエステル高伸度繊維φ20mmを使用した。

3.5. 品質管理

気泡混合土が所要の品質を満足するように下記に示す項目につき管理をおこなった。

(1) 調整泥土の密度管理

調整泥土は 10m³水槽にて 5m³程度ずつ作泥をおこない、その都度密度管理を行った。

(2) 短繊維入り気泡混合土の湿潤密度管理

打設時に吐出口より試料を採取し密度管理を行う。頻度は原則として午前1回、午後1回とした。管理幅は、設計基準値の±0.1g/cm³以内とした。管理結果を表-5.3.3に示す。

表-5.3.3 湿潤密度管理表

材料	採取日	区分	湿潤密度 (g/cm ³)	基準密度 (g/cm ³)
短繊維入り 気泡混合土	9月26日	AM	0.77	0.8
		PM	0.73	
	9月27日	AM	0.70	
		PM	0.73	
	9月29日	AM	0.74	
		PM	—	
	10月2日	AM	0.72	
		PM	0.72	
上部隔壁 エアーミルク	10月6日	AM	0.60	0.6 (K0-10)
		PM	—	

(3) 強度の管理

短繊維入り気泡混合土の強度を測定するための供試体は、打設時に吐出口から採取した試料をモールドに入れ作成した。試料採取頻度は1日1回とした。一軸圧縮強度試験は28日強度で行い、管理幅は最大強度の平均値が設計強度を上回るものとする。試験結果を表-5.3.4に示す。

表-5.3.4 強度試験管理表

試料名			湿潤密度	平均密度	一軸圧縮強度	平均強度
採取日	区分	No	(g/cm ³)	(g/cm ³)	(kN/m ²)	(kN/m ²)
9月26日	AM	No.1	0.91	0.89	160.10	125.25
		No.2	0.89		109.62	
		No.3	0.85		106.04	
9月27日	PM	No.1	0.73	0.73	124.81	113.47
		No.2	0.73		105.82	
		No.3	0.73		109.78	
10月2日	AM	No.1	0.71	0.72	112.09	106.60
		No.2	0.72		88.36	
		No.3	0.72		119.37	

4. 実験結果および考察

4.1. 実験状況

防護壁構築完了および実験状況を写真-5.4.1 に示す。



防護壁構築完了



繰り返し载荷試験(200kJ)



単载荷試験(300kJ)



重錘落下状況(100kJ)



重錘落下状況(200kJ)



重錘落下状況(300kJ)

写真-5.4.1 実験状況

4.2. 計測結果

(1) 重錘貫入量

スタッフ等で測定した重錘の衝撃吸収層内への貫入量を図-5.4.1に、写真-5.4.2に測定状況を示す。繰り返し载荷試験での重錘貫入量は、载荷エネルギーの変化に対してほぼ変化しない結果となった。これは、繰り返し载荷による衝撃吸収層の締め固まりと、貫入箇所への緩衝材の補充が影響していると考えられる。

また単载荷試験での貫入量もほぼ衝撃吸収層厚内で収まり、下部の気泡混合土層に大きな変形を与えることがなかった。これらの重錘貫入量は 4.2.(2)に示す重錘加速度計の値から求められた衝突後の移動量とほぼ近い値となった。

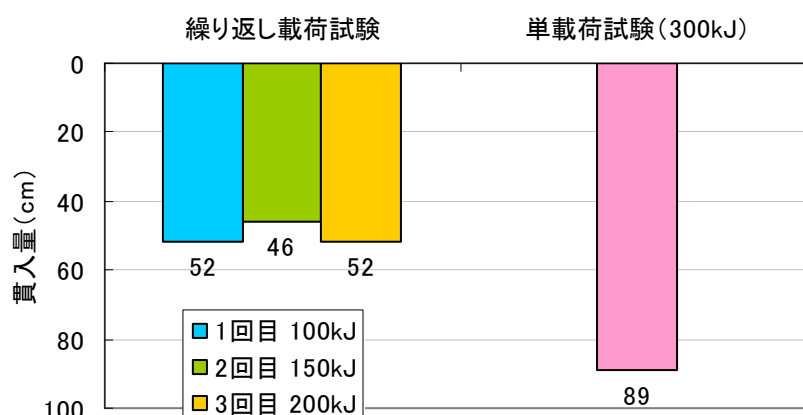


図-5.4.1 重錘貫入量



200kJ 衝突後



300kJ 衝突後

写真-5.4.2 貫入量測定状況

(2) 重錘加速度

各衝撃条件で、重錘加速度計から求めた、経過時間と加速度の変化を図-5.4.2 に示す。また、測定された加速度から求めた最大衝撃力を図-5.4.3 に示す。

図-5.4.2 から 100kJ, 300kJ の初期载荷条件においては、衝撃力を受け止める時間が 0.1 ~ 0.15 秒と繰り返し载荷の影響を受ける 150kJ, 200kJ に比べ長いことがわかる。特に 300kJ 载荷条件においては、他の载荷条件と異なり加速度のピーク時間も 0.05 秒ほど遅れ、重錘を柔らかく受け止めていることが確認できる。

図-5.4.3からは、最大衝撃力が载荷エネルギーに対して比例的に増加していることがわかる。

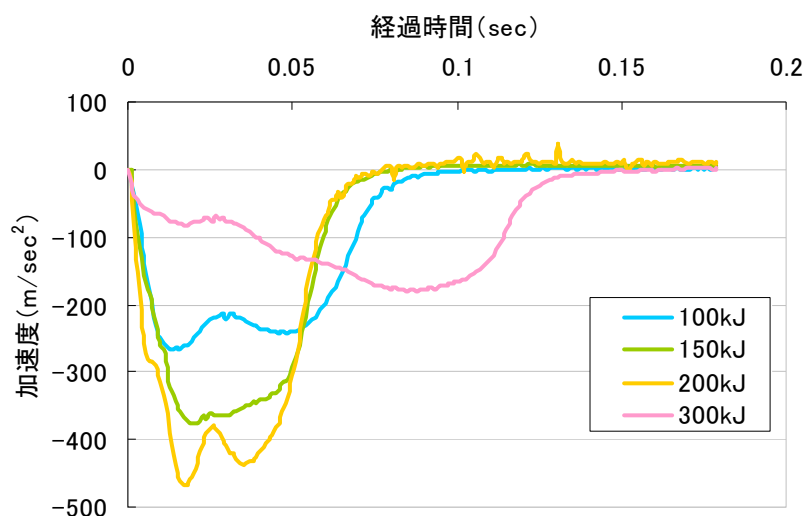


図-5.4.2 重錘加速度—経過時間

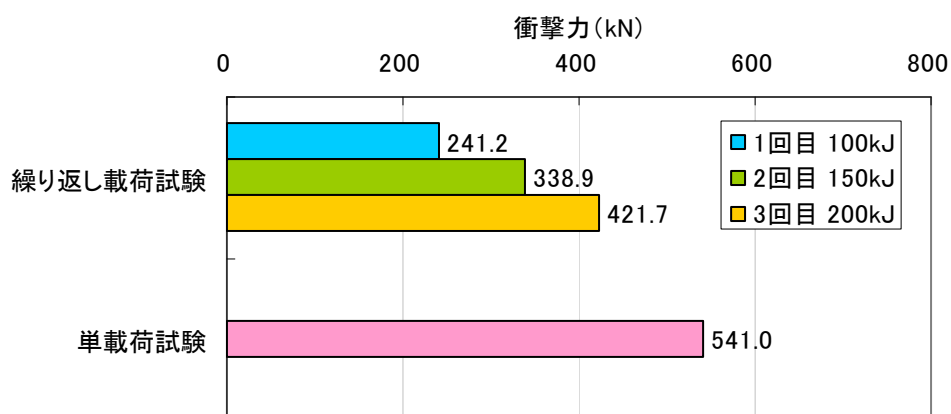


図-5.4.3 最大衝撃力

(3) 壁面変位

光波測量機による計測の結果どの衝撃条件においても壁面材の5mm以上変位はなかった。よって、衝撃力による壁背面の側圧に対し、縦支柱の自立、壁面材連結部および壁面材自体の強度が十分であったことが判断できる。

(4) 壁面側圧

衝撃载荷後の最大壁面側圧を図-5.4.4に示し、時間と壁背面に作用する側圧の変化を図-5.4.5に示す。

最大壁面側圧は、初期载荷条件の100kJ, 300kJにおいては上部に大きな側圧が作用し、繰り返し载荷の影響を受ける150kJ, 200kJでは上部土圧計に比べ、下部土圧計のほうが大きな値を示した。

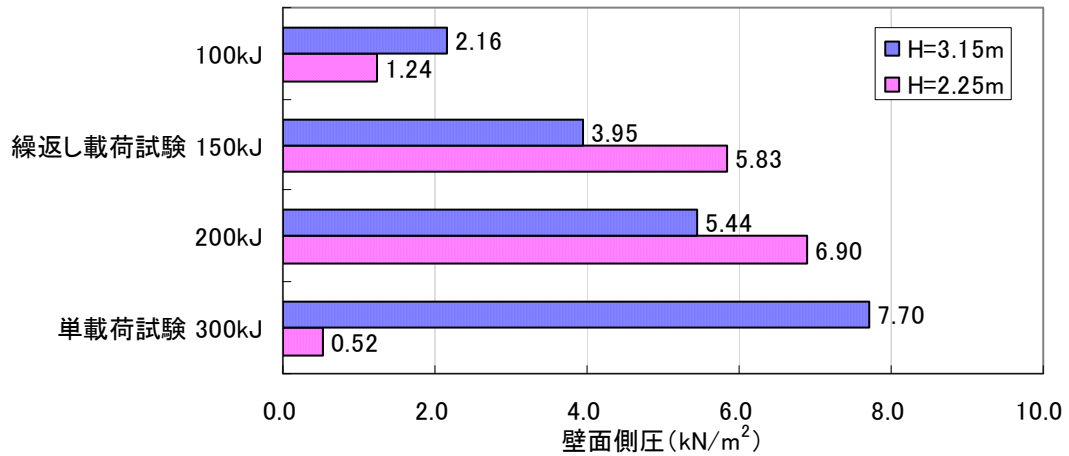


図-5.4.4 最大壁面側圧

図-5.4.5 については時間 0 秒を重錘が衝撃吸収層に衝突した時間とした。グラフから衝撃エネルギーが大きいほど側圧が壁面に作用する時間が長いことがわかる。

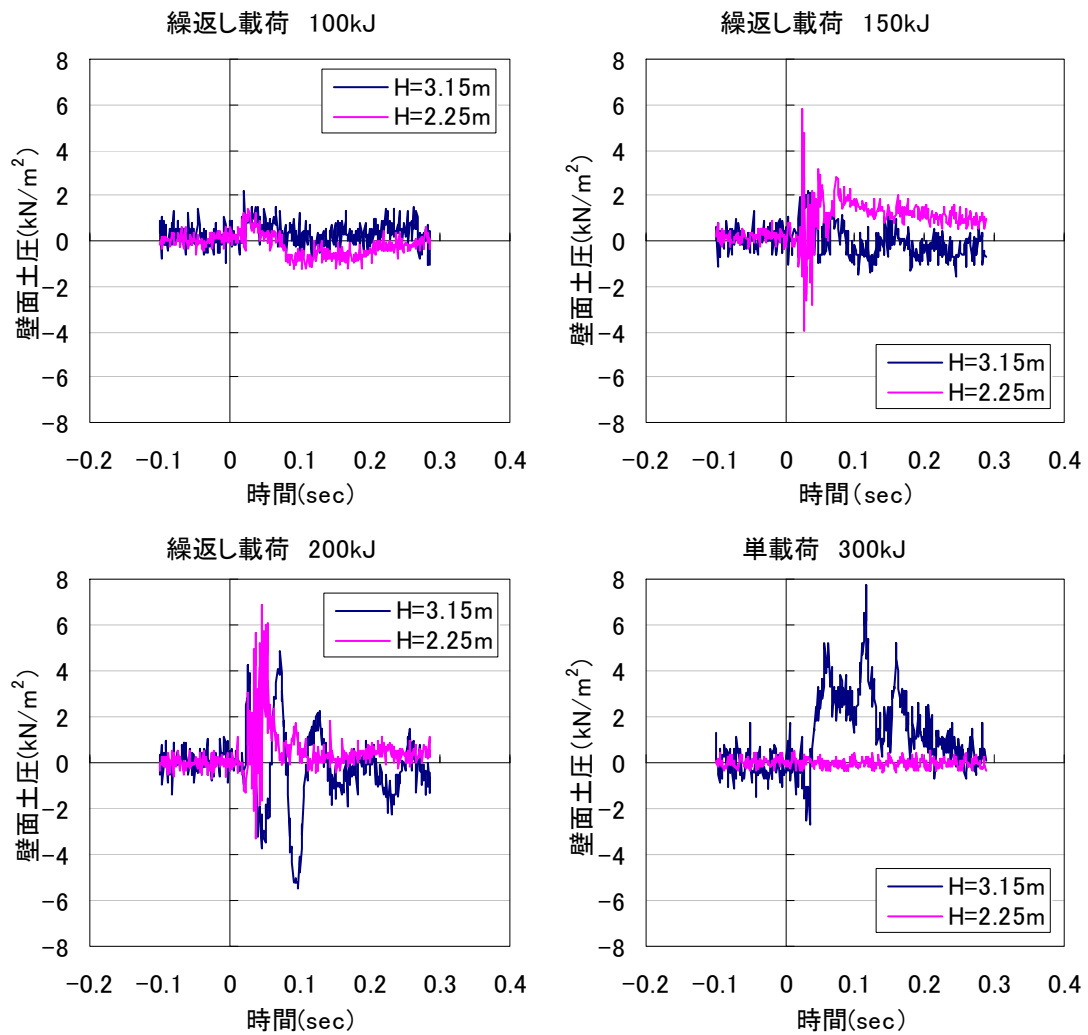


図-5.4.5 壁面側圧一経過時間

(5) 内部加速度

加速度計 A は、衝撃力が大きくレンジオーバーであった。また、加速度計 D についても、ノイズが激しくデータとして処理できなかった。図-5.4.6 に加速度計 B, C での、時間と加速度の変化を示す。グラフより、B 点と C 点における大きな加速度の違いは見られなかった。これらの計測値より、鉛直変位は 3.5cm 程度であったと推定される。

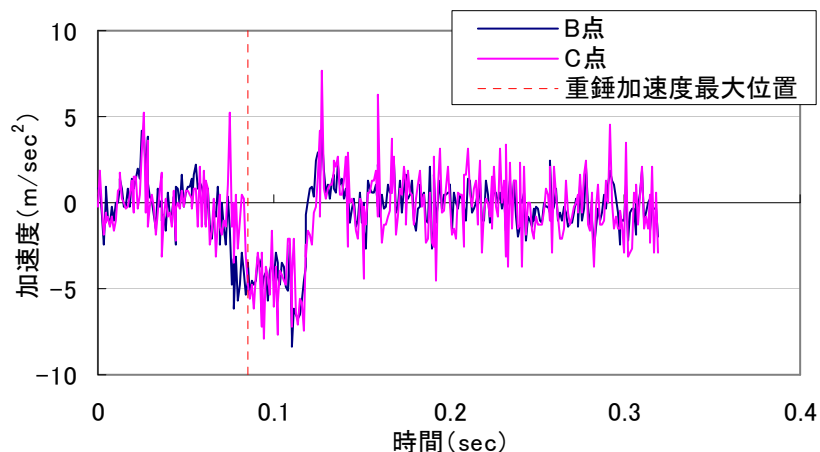


図-5.4.6 内部加速度—経過時間

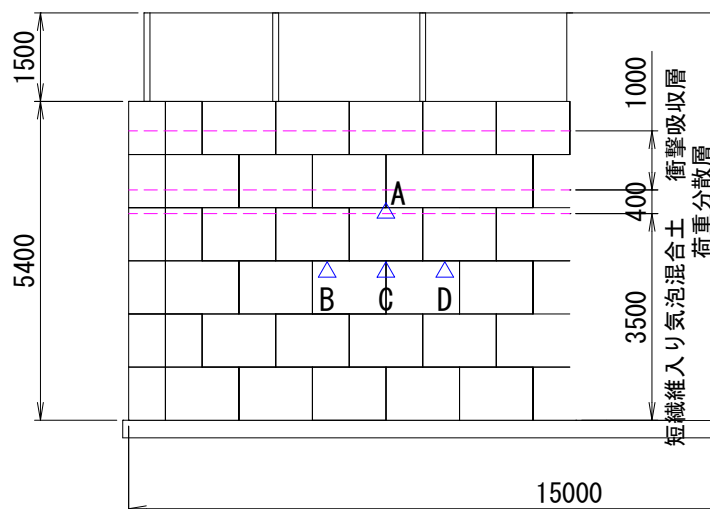


図-5.4.7 加速度計設置位置

4.3. 考察

今回の実験から短繊維気泡混合土を主体とする防護壁が、落石を想定した 300kJ の衝撃エネルギーにおいて十分に防護機能を発揮し、安全な構造物であることが確認できた。また今回の実証実験は予め衝撃力が防護壁に及ぼす影響を推定して行った。推定した項目について実際の計測結果と比較する。

(1) 重錘衝撃力

重錘の衝撃力は、下記に示す「振動便覧式」(式 5.4.1) を用いて推定した。ラーメの定数は、平成 18 年度のモデル実験から推定した 200kN/m² を用いた。実際計測結果の衝撃力より逆算したラーメの定数を、表-5.4.1 に示す。

$$P = 2.108 \cdot (mg)^{(2/3)} \cdot \lambda^{(2/5)} \cdot H^{(3/5)} \quad (\text{式 5.4.1})$$

P : 落石の衝撃力 (kN) λ : 衝撃緩衝材のラーメの定数 (kN/m²)
 mg : 落石重量 (kN) H : 落下高さ (m)

表-5.4.1 各衝撃条件でのラーメの定数の逆算値

衝撃条件	繰り返し載荷試験			単載荷試験	推定値
	100	150	200		
エネルギー (kJ)	100	150	200	300	300
重錘衝撃力 (kN)	241.2	338.9	421.7	541.0	674.6
ラーメの定数 (kN/m ²)	97.2	123.3	139.0	115.2	200.0

実験の計測結果より逆算して求めたラーメの定数は、推定していた値より小さいものとなった。今回衝撃吸収層の緩衝材には、上部荷重の低減の為にクリンカアッシュを使用した。平成 14 年の産学官共同研究支援事業「地盤繊維を用いた落石防護工法の開発と現地実験」ではクリンカアッシュの衝撃緩衝性能がほぼ砂に近いことが確認されている。一般に砂層を緩衝材とし場合に用いられるラーメの定数が 1000kN/m² であるので、今回もとめられた 120kN/m² 程度という値は非常に柔らかいものへの衝突を意味し、衝撃吸収層・荷重分散層および気泡混合土層の複合的な影響であると推定される。

(2) 重錘貫入量

重錘の貫入量は、下記に示す「振動便覧式」(式 5.4.2) を用いて推定した。ラーメの定数は、上記重錘衝撃力で使用した同じ値の 200kN/m² を用い、1.2m と推定した。計測結果の重錘貫入量より逆算したラーメの定数を、表-5.4.2 に示す。

$$y = \left(\frac{45 \cdot (mg) \cdot H}{64 \cdot \lambda} \right)^{(2/5)} \cdot \gamma_1^{-1/5} \quad (\text{式 5.4.2})$$

y : 貫入量 (m) λ : 衝撃緩衝材のラーメの定数 (kN/m²)
 mg : 落石重量 (kN) γ : 重錘の換算半径 (m)
 H : 落下高さ (m)

表-5.4.2 重錘貫入量によるラーメの定数の逆算値

衝撃条件	繰返し載荷試験			単載荷試験	推定値
	100	150	200		
エネルギー (kJ)	100	150	200	300	300
重錘貫入量 (m)	0.52	0.46	0.52	0.89	1.20
ラーメの定数 (kN/m ²)	537.0	1097.7	1074.0	420.8	200.0

実際の計測結果は推定していた貫入量よりも小さくなった。これは（式 5.4.2）を用いる場合ラーメの定数が推定していた値より大きかった為貫入量が小さくなった。特に、繰り返し载荷の影響を受ける 150kJ, 200kJ においては、締め固まりにより緩衝材（クリンカアッシュ）が硬くなり 1000kN/m² を超える値になったと推測できる。また、重錘衝撃力より逆算したラーメの定数とは統一性がない結果となった。

(3) 壁面側圧

衝撃時の壁面側圧の推定は、緩衝材天端に作用する衝撃力が緩衝層で分散し気泡混合土天端に静的な分布荷重として作用し、その荷重による気泡混合土の横ひずみにより壁面側圧を推定した。緩衝層での衝撃力は、衝撃吸収層での分散を防護壁の縦横断方向共に 1:0.5 での分散とし、荷重分散層については、縦断方向には 1:4.0、横断方向には衝撃吸収層と同じく 1:0.5 で分散するものとした。また気泡混合土のポアソン比をコンクリートと同等の 1/6 (0.167) と仮定し、ポアソン比から静止土圧係数を求め衝撃時の側圧を推定した。表-5.4.3 に上記のような分散機能でのポアソン比 1/6 でもとめられる側圧と実験の計測値を示す。

表-5.4.3 壁面側圧の推定値および計測値

衝撃条件	繰り返し試験			単载荷試験
エネルギー (kJ)	100	150	200	300
天端分散荷重 (kN/m ²)	41.02	57.64	71.72	92.00
側圧推定値 (kN/m ²) ($\nu=0.167$)	8.20	11.53	14.34	18.4
側圧推定値 (kN/m ²) ($\nu=0.1$)	4.56	6.40	7.97	10.22
上部土圧計 (kN/m ²) (計測値)	2.16	3.95	4.90	7.70
下部土圧計 (kN/m ²) (計測値)	1.41	5.83	6.90	0.52

天端分散荷重 = 重錘衝撃力 ÷ 分散面積

分散面積 = (衝撃吸収層厚 + 荷重分散層厚) × (衝撃吸収層厚 + 8 × 荷重分散層厚) = 5.88m²

側圧推定値 = K_0 × 天端分散荷重

静止土圧係数 : $K_0 = \nu / (1 - \nu) = 0.2$ (ν : ポアソン比 = 0.167)

ハイグレードソイル研究コンソーシアムの気泡混合土工法技術資料には、気泡混合土のポアソン比 $\nu = 0.1$ が参考値として挙げられている。表-5.4.3 より、計測で得られた側圧は、コンクリートのポアソン比を用いて推定した側圧の半分以下であることが分かる。このことから、今回実験で用いた配合の短繊維入り気泡混合土の場合、衝撃荷重に対して、静止土圧係数が推定値の約半分となるポアソン比 0.1 を用いても、安全側の値となる。

5. まとめ

実証実験により短繊維気泡混合土を用いた落石防護壁は、300kJ という高エネルギーに対して安全であり、十分機能を発揮することが実証された。以下に実証実験の結果確認された内容を記載する。

- ・ 重錘加速度－経過時間のグラフより、300kJの重錘の受け止め方は、他の100kJ, 200kJとは異なり柔らかく重錘を受け止めていることが分かる。(式 5.4.1) の振動便覧式から300kJ 衝撃時のラーメの定数を逆算すると、115.2kN/m²程度となる。
- ・ 壁面部に作用する衝撃時の側圧は、衝撃分散荷重を上載荷重とし静止土圧係数から側圧を推定した。実験の計測値より、気泡混合土のポアソン比を0.1として壁面側圧を推定しても安全側の値となることが分かった。
- ・ 壁面側圧の計測の結果から、繰り返し衝撃を与えることで、衝撃力がより下方に伝わる。これは衝撃荷重により気泡混合土が圧縮されたことでの影響と考えられる。
- ・ 衝撃荷重初期載荷条件における、壁面側圧は気泡混合土の天端から90cmほど下がることでかなり小さくなる。
- ・ 原料土の違い(砂質土か粘性土)により目標強度に必要なセメント添加量が、大きく異なることを確認した、短繊維混入量も含め、短繊維入り気泡混合土の基礎実験の必要性を確認した。

表-5.5.1 に単載荷試験 300kJ での計測値と衝撃に対する防護壁各部材の許容値を示す。

表-5.5.1 計測値と防護壁許容値の比較

防護壁部材名	検討内容	許容値	計測値
壁面材	壁面材の連結部強度	64.0kN/m ²	7.7kN/m ²
衝撃対応ジオグリッド	衝撃時の側圧に対する 衝撃対応ジオグリッド長	3.0m (実際の敷設長)	1.3m (必要敷設長)
短繊維気泡混合土	短繊維気泡混合土圧縮強度 と衝撃分散荷重	100kN/m ²	92kN/m ²
衝撃吸収層および 荷重分散層厚	緩衝層内に重錘の貫入が 収まっているかどうか	1.4m (荷重分散層含む)	0.89m

第6章 短繊維入り気泡混合土を用いた落石防護壁の設計および施工について

1. 短繊維入り気泡混合土を用いた落石防護壁設計方法（案）

1.1. 設計法の概要

実証実験により 300kJ の高エネルギーに対しても十分に安全な構造物であることが実証できた。得られたデータをもとに、ここでは短繊維入り気泡混合土を用いた落石防護壁の設計法について提案する。

設計におけるポイント

- ・ 落石跳躍量を十分に補える形状を確保する。
- ・ 気泡混合土を主体とする防護壁が、常時において内のおよび外的に十分安定した構造物であることを確認する。
- ・ 施工時における側圧に対し、壁面部の自立安定の確認を行う。
- ・ 壁面材の拘束効果を保持するため、落石衝撃による側圧に対してジオグリッドの抵抗力が同等以上であることを確認する。
- ・ 側圧に対し壁面材の耐力が十分であることを確認する。

図-6.1.1 に設計のフローを、表-6.1.1 に設計に用いる安全率を示す。

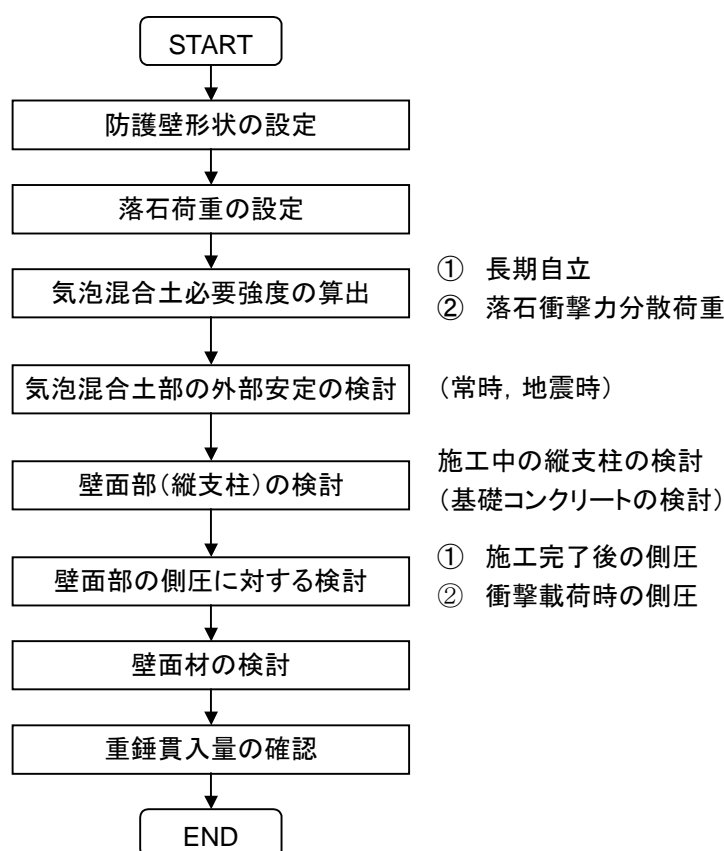


図-6.1.1 設計フロー

表-6.1.1 設計に用いる安全率

検討内容	項目		安全率	
			常時	地震時
内部安定	材料強度	長期	3.0	—
		施工時	1.0	—
部安定	滑動		1.25	1.00
	転倒		$e \leq L/6$	$e \leq L/3$
	支持力		3.0	2.0

1.2. 防護壁形状の決定

落石跳躍高さを一般的に用いられている 2.0m とした場合、落石が防護壁を飛び越えることのないように衝撃吸収層天端幅を 3.0m 以上確保することを基準とした。防護壁の高さは、前記した天端幅の確保できる高さに落石半径を加えたものとする。

1.3. 落石荷重の設定

1.3.1. 落石落下

自由落下する落石の落下高さは、落差 H をそのまま使用するものとするが、勾配 θ の斜面に沿って落下してくる落石の高さは、(式 6.1.1) により換算する。等価摩擦係数は、落石対策便覧の「斜面の種類と等価摩擦係数 μ の値」を参考とする。

$$H = \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) \cdot H_0 \quad (\text{式 6.1.1})$$

H : 換算落下高さ (m) θ : 斜面の勾配 (°)

μ : 斜面の等価摩擦係数 H_0 : 斜面の落差 (m)

1.3.2. 落石の衝撃力

落石による緩衝材上に作用する衝撃力は、落石対策便覧の「振動便覧式」式 (6.1.2) を用い算定する。

$$P = 2.108 \cdot (mg)^{(2/3)} \cdot \lambda^{(2/5)} \cdot H^{(3/5)} \quad (\text{式 6.1.2})$$

P : 落石の衝撃力 (kN) λ : 衝撃緩衝材のラーメの定数 (kN/m²)

mg : 落石重量 (kN) H : 落下高さ (m)

一般的に落石直径以上の敷き砂厚の場合 $\lambda = 1000 \text{ kN/m}^2$ が用いられているが、今回の実証実験により得られた $\lambda = 120 \text{ kN/m}^2$ を計算に用いる。

1.4. 気泡混合土の必要強度

1.4.1. 自立保持に必要な強度

気泡混合土が固化後、上載荷重を受けた時の長期自立に対する必要強度を検討する。
気泡混合土の強度に対する長期自立できる高さは（式 6.1.3）を用いて算定する。

$$H = H_c / F_s$$

$$H_c = 2 \cdot ((2c / \gamma_t) \times \cot(45^\circ - \phi / 2) - W / \gamma_t) \quad (\text{式 6.1.3})$$

H_c : 気泡混合軽量土の自立高さ (m)

c : 気泡混合土の粘着力 (kN/m^2) (=28 日標準養生後の一軸圧縮強度 : q_u の 1/2)

ϕ : 内部摩擦角 ($^\circ$) (=0)

γ_t : 気泡混合軽量土の単位体積重量 (kN/m^3)

W : 上載荷重 (kN/m^2)

F_s : 長期安全率 (=3)

1.4.2. 衝撃分散荷重に対し必要な強度

1.3.2 で求めた落石衝撃力が、衝撃吸収層および荷重分散層の機能により分散され、気泡混合土部天端に載荷される（図-6.1.2 参照）。これに対して、気泡混合土の圧縮強度が満足することを確認する。

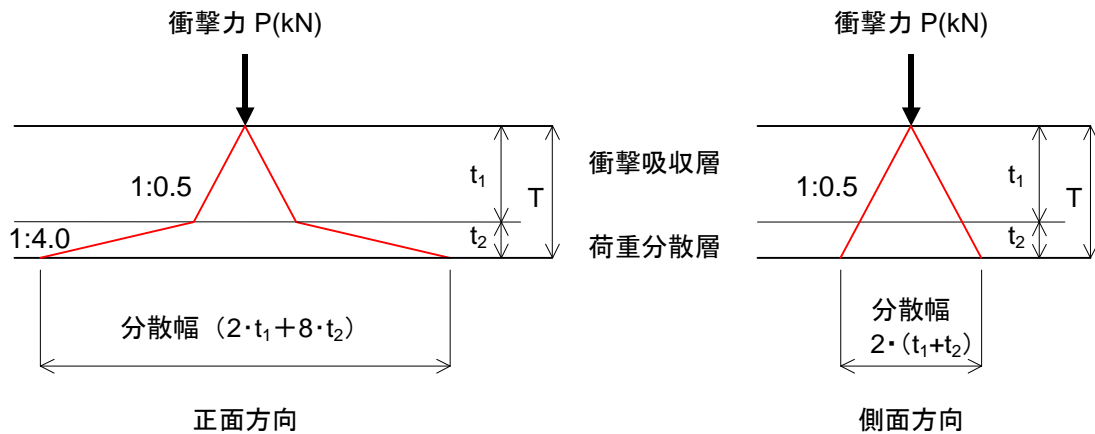


図-6.1.2 衝撃荷重分散図

衝撃吸収層および荷重分散層横断方向での分散を「落石対策便覧」(資料偏の実験結果)に従い 1:0.5 としたこれは、また、荷重分散層の縦断方向の分散を 1:4.0 とした。これは土のうの連結効果によるもので、補強土落石防護壁（ジオロックウォール）の実験により実証されているものを使用した。

$$q_2 = \frac{P}{A} \quad (\text{式 6.1.4})$$

q_2 : 衝撃分散荷重 (kN/m^2)

A : 荷重分散面積 (m^2) ($A = (2 \cdot t_1 + 8 \cdot t_2) \cdot 2 \cdot (t_1 + t_2)$)

落石衝撃力に対して、気泡混合土の強度が満足するためには(式 6.1.5)の確認を行う。

$$q_u \geq q_2 \quad (\text{式 6.1.5})$$

q_u : 一軸圧縮強度 (kN/m²)

1.5. 気泡混合土部常時外的安定の検討

常時における気泡混合土部の壁体の滑動、転倒および支持力について、外部安定検討を行う。外部安定の計算方法は、「気泡混合土工法技術資料」(ハイグレードソイル研究コンソーシアム)に従い検討を行う。

1.5.1. 施工時壁面側圧に対する縦支柱の検討

気泡混合土打設時(固化前)に発生する側圧に加え、固化後に発生する側圧を考慮する。(図-6.1.3 参照) 壁面材に緩衝材を設置する場合、固化後に発生する側圧を無視することが一般できではあるが、使用する短繊維混入気泡混合土が土としての物性に近く、安全を考え側圧とし考慮する。打設時側圧を(式 6.1.6) 固化後側圧を(式 6.1.7)に示す。

$$p_{h1} = \gamma_t \cdot Z \quad (\text{式 6.1.6})$$

p_{h1} : 気泡混合土打設時(固化前)の打設厚さ分の側圧 (kN/m²)

γ_t : 気泡混合軽量土の単位体積重量 (kN/m³)

Z : 打設面からの深さ (m)

$$p_{h2} = K_0 \cdot \gamma_t \cdot Z \quad (\text{式 6.1.7})$$

$$K_0 = \frac{\nu}{(1-\nu)}$$

p_{h2} : 気泡混合土打設後(固化後)の側圧 (kN/m²)

K_0 : 静止土圧係数

ν : ポアソン比 (=0.1)

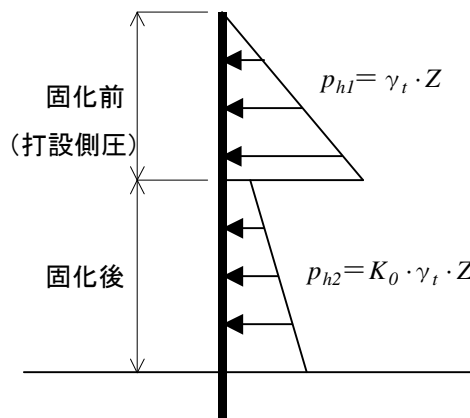


図-6.1.3 打設時側圧図

1.5.2. 支柱基礎部の検討

打設時支柱基礎部に作用する、曲げ圧縮応力度および押抜きせん断応力度に対し、基礎コンクリートの許容応力度が満足するか検討を行う。

1.6. 壁面部の側圧に対する検討

実物大実験では壁面材で気泡混合土を拘束することにより耐衝撃効果、自立性の向上が確認できた。壁面部に作用する側圧に対し気泡混合土内部に敷設した衝撃対応ジオグリッドが拘束材として十分な抵抗力を確保していることを確認する。

ジオグリッドの抵抗力は（式 6.1.8）より求められる。

$$T = \frac{2 \cdot L \cdot (\alpha \cdot c)}{F_s} \quad (\text{式 6.1.8})$$

T : 衝撃対応ジオグリッドの引抜け抵抗力 (kN/m)

L : ジオグリッド敷設長さ (m)

α : 補正係数 (=0.5)

c : 気泡混合土粘着力 (最大 10kN/m²)

F_s : 引抜けに対する安全率 (常時=2.0, 衝撃時=1.2)

1.6.1. 施工完了後の側圧に対する検討

防護壁施工完了後の壁面に作用する側圧を上載荷重も考慮し検討する (図-6.1.4 参照)。

施工完了後の側圧を (式 6.1.9) に示す。

$$p_{h3} = K_0 \cdot (\gamma \cdot Z + q_1) \quad (\text{式 6.1.9})$$

p_{h3} : 施工完了後の側圧 (kN/m²)

q_1 : 上載荷重 (kN/m²)

K_0 : 静止土圧係数

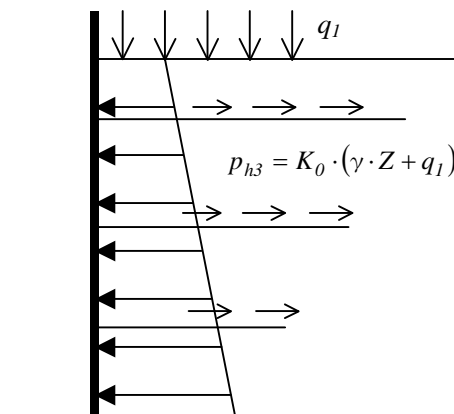


図-6.1.4 施工完了後側圧図

1.6.2. 衝撃載荷時の側圧に対する検討

衝撃力による側圧は、1.4.2 の衝撃分散荷重を上載荷重とし静止土圧係数から求める。平成 18 年度の実物大実験より短繊維気泡混合土の衝撃分散性能は実証されており、気泡混合土天端より 1m 深さに衝撃側圧が作用すると考える(図-6.1.5 参照)。これに対して、衝撃対応ジオグリッドの抵抗力が十分であるか確認を行う。

$$p_{h3} = K_0 \cdot q_2 \quad (\text{式 6.1.10})$$

p_{h4} : 施工完了後の側圧 (kN/m²)

q_2 : 衝撃分散荷重 (kN/m²)

K_0 : 静止土圧係数

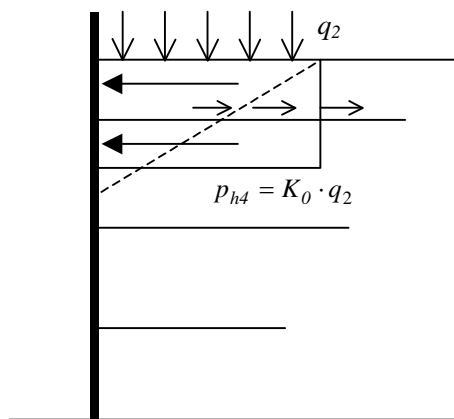


図-6.1.5 衝撃側圧図

1.7. 壁面材の検討

1.5.1, 1.6.1, 1.6.2 の側圧のなかで、最も大きい側圧に対して壁面材の部材検討を行い、壁面材の安全性を確認する。

1.8. 重錘貫入量の確認

重錘貫入による気泡混合土自体の変形破壊を起こさないよう重錘の貫入量を推定し、衝撃吸収層厚以内の貫入量であることを確認する。貫入量算定においては、「振動便覧式」(式 6.1.8) を用いる。

$$y = \left(\frac{45 \cdot (mg) \cdot H}{64 \cdot \lambda'} \right)^{(2/5)} \cdot \gamma_1^{-1/5} \quad (\text{式 6.1.8})$$

y : 貫入量 (m)

λ' : 衝撃緩衝材のラーメの定数 (kN/m²)

mg : 落石重量 (kN)

γ_1 : 重錘の換算半径 (m)

H : 落下高さ (m)

1.3.2 落石衝撃力の検討において、 $\lambda=120\text{kN/m}^2$ をもちいて計算をおこなったが、重錘貫入量については実験結果より得られた $\lambda'=400\text{kN/m}^2$ を使用する。

2. 短繊維入り気泡混合土の施工について

短繊維入り気泡混合土落石防護壁の施工方法については、5章.3を参照し、ここでは短繊維入り気泡混合土の製造および打設に関する施工方法について記載する。

2.1. 施工方法について

(1) 原料土搬入について

原料土は、製造に支障をきたさない量を確保する必要がある。必要量について、粒度分布試験から使用できる原料土の土量を把握したうえで割り増し量を考慮し、搬入する。割増量は、3割～5割程度とする。

(2) 短繊維入り気泡混合土の製造について

原料土に加水し解泥を行い、比重調整を行った調整泥土に固化材、気泡および短繊維を混練して短繊維入り気泡混合土を製造する。平成19年度実証実験では原料土のある土捨て場にプラントヤードを設置した。プラントヤードではセメント及び短繊維を混入した調整泥土を製造し、気泡は打設箇所でトラックミキサー車内に混入した。気泡混合土の圧層距離の実績は300m程度であるが、短繊維を混入することでフロー値が小さくなることや、圧送距離が長くなると材料分離や消泡の可能性が大きくなるので、打設箇所の200m以内に適切なプラントヤードがない場合、トラックミキサー車での運搬製造方法は有効である。短繊維入り気泡混合土の製造フローを図-6.2.1に示す。

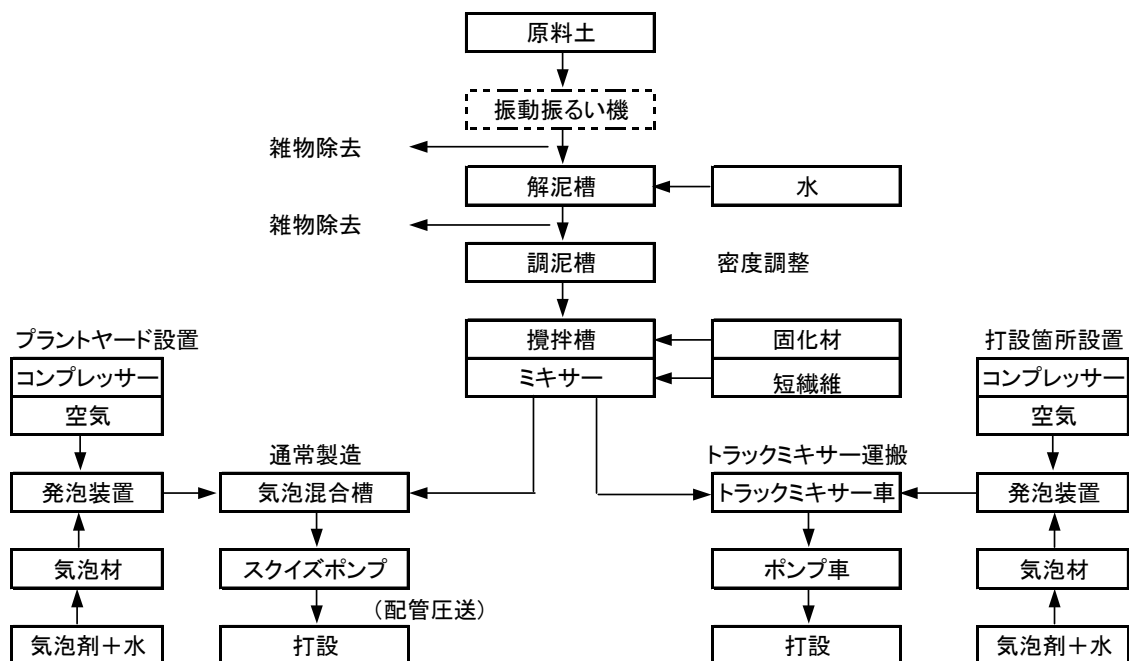


図-6.2.1 短繊維入り気泡混合土製造フロー

(3) 打設工について

打設時に自重により気泡が圧縮されて湿潤密度が増加することもあるので、1回当たりの打設高さは1m以下を標準とする。気泡混合土の打設は最初に打設した気泡混合土が固化始める前に打設を終了できるブロック分けにすることが望ましい。気泡混合土を打ち継ぐ場合は、たまり水やゴミなどの異物を除去する。

(4) 養生について

気泡混合土が固化するまでは、荷重、衝撃、過度な水分など有害な作用を与えない様にする。打設直後の未固化の状態では降雨の影響を受けると消泡する為、1mm/時間の降雨が予想される時は打設を中止する。

2.2. 施工の事前調査について

施工に先立ち、原料土の土質性状の把握と配合設計の基礎資料を得る為、配合試験を行う必要がある。表 6.2.2 に事前調査時に行う試験項目を示す。

表 6.2.2 事前調査試験一覧

	試験項目	内容	試験方法
原料土試験	土粒子の密度試験	土粒子の密度	JIS A 1202
	土の含水比試験	含水比	JIS A 1203
	土の液性限界試験	液性限界	JIS A 1205
	土の塑性限界試験	塑性限界	JIS A 1205
	土の粒度試験	粒度	JIS A 1204
	土の湿潤密度試験	湿潤密度	JGS T 191
	土のPH試験	PH	JGS T 211
	土の有機物含有量試験	有機物含有	JGS T 231
	土の強熱減量試験	強熱減量	JGS T 221
配合試験	フロー試験	フロー値	JHS A 313
	生比重試験	密度	1000cc以上の容器にて行う
	一軸圧縮強度試験	一軸圧縮強さ	JIS A 1216

2.3. 施工管理について

(1) 品質管理について

施工での品質管理は配合試験結果を設計基準値とし、表 6.2.3 に示す管理方法にて行う。

表 6.2.3 気泡混合土の品質管理方法

試験項目	試験方法	測定頻度	許容範囲
湿潤密度試験	重測定法	午前1回	$\pm 0.1\text{g/cm}^3$ (日間)
		午後1回	$\pm 0.05\text{g/cm}^3$ (全体)
フロー試験	JHS A 313	午前1回	$\pm 20\text{mm}$ 以内
		午後1回	
一軸圧縮強度試験	JIS A 1216	1回/日	すべて85%以上で平均が設計強度以上

(2) 出来型管理

出来型管理は、落石防護壁の形状確認および納入伝票、流量計などでの確認による。

2.4. プラント設備設置条件について

実験でのプラント配置を図-6.2.1～図-6.2.3 に示す。

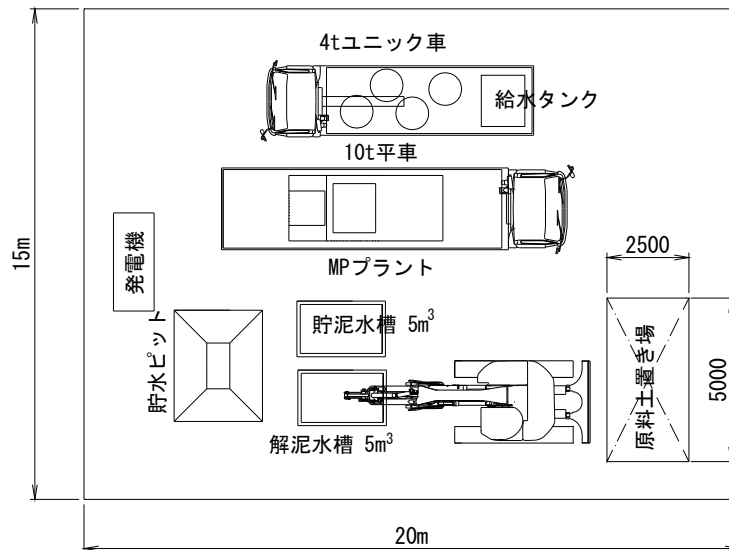


図-6.2.1 平成 17 年実物大モデル実験 (全打設量 約 60m³)

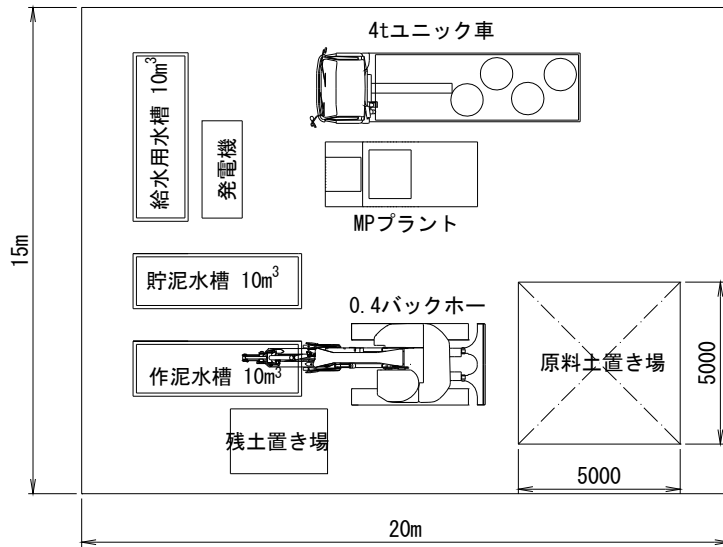


図-6.2.2 平成 18 年実物大モデル耐衝撃実験（全打設量 約 70m³）

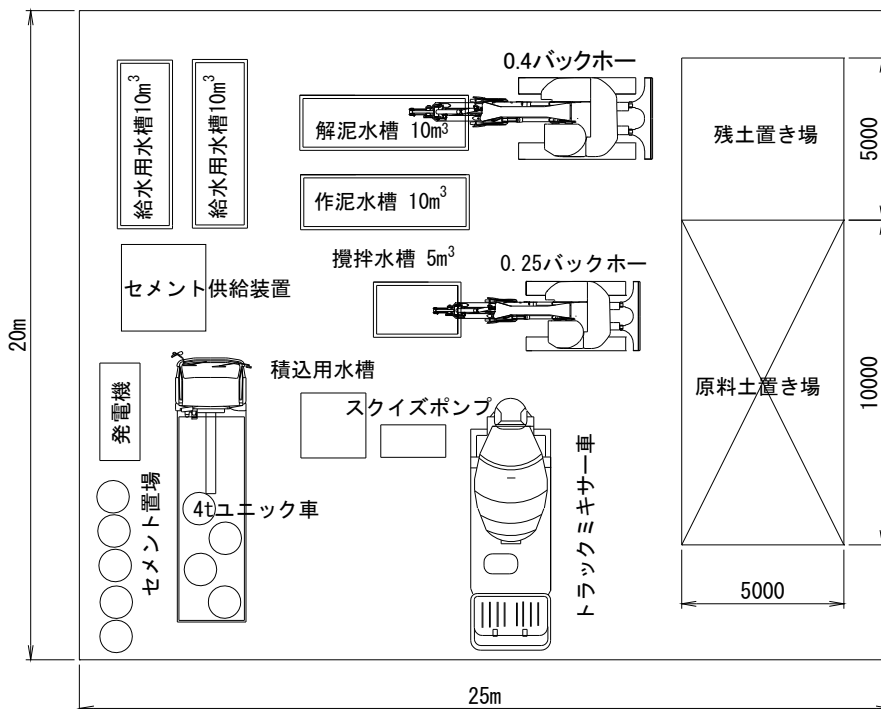


図-6.2.3 平成 19 年実物大実証実験（全打設量 約 150m³）

気泡混合土作成において最も時間を要するのが作泥作業である。作泥作業の際、品質および打設の障害となる木根、礫分を除去する必要がある。1回の打設量が多くなれば振動振るい機等を用い原料土から雑物を除去後、作泥作業を行った方が効率的である。プラントヤードは 500~600m² 程度必要である。

第7章 短繊維入り気泡混合土落石防護壁の適用について

1. 短繊維入り気泡混合土落石防護壁の特徴

短繊維入り気泡混合土落石防護壁の特徴を以下に示す。

- ・ 非常に狭い（1m程度）設置条件においても施工可能である。
- ・ 300kJの高エネルギーに対応可能である。
- ・ 主材料の気泡混合土が軽量であるため、軟弱地盤に対応が可能である。
- ・ 短繊維入り気泡混合土は固化材添加量も少なく、建設発生土を有効利用できるため、環境に配慮した材料である。
- ・ 施工時において、落石危険度の高い防護壁内部での作業が少なく、低振動の施工が可能である。
- ・ 急峻で且つ設置スペースの少ない条件では、他工法に比べ経済性、施工性に優れた工法である。

2. 適用条件

現段階における短繊維入り気泡混合土落石防護壁の適用条件を表-7.2.1に示す。

表-7.2.1 適用条件

項目	適用条件
対応可能エネルギー	実証実験で確認された300kJとする。
防護壁底盤幅	壁面部を除く気泡混合土部で、最低1m以上を確保する。
斜面状態	基本的に壁体に土圧の作用しない安定した斜面に適用。
短繊維入り気泡混合土の圧縮強度	短繊維混入効果（靱性）、長期自立の保持、衝撃分散荷重に対して満足する強度。
固化材の添加量	繊維混入効果が見られることを前提とし、上記圧縮強度を満足する添加量とする。（固化材添加量参考値60~100kg/m ³ ）
原料土	幅広い粘性土（第3種、第4種建設発生土、泥土）に対して適用可能であるが、配合試験で確認を行う。
短繊維混入量	2kg/m ³ 混入を標準とする。

気泡混合土の圧縮強さは原料土の土質によって大きく異なるため、固化材使用量を一概に示すことは出来ない。したがって、上記の適用条件を参考に、現場毎の配合試験を行い短繊維入り気泡混合土の固化材添加量および圧縮強度を決定する。

3. 他工法との比較

3.1. 設置条件別での工法比較

設置条件による他工法との比較を表-7.3.1 に示す。

表-7.3.1 設置条件での比較表 (1)

	短繊維入り気泡混合土防護壁工法	ジオロックウォール (ダイク型)
概略図	<p style="text-align: right;">単位: mm</p>	<p style="text-align: right;">単位: mm</p>
特徴	<ul style="list-style-type: none"> 短繊維混入により、耐衝撃性を高めた気泡混合土を主体とする防護壁。 衝撃吸収層、荷重分散層で衝撃力を分散し、内部に敷設したジオグリッドで壁面部を拘束する機能を持つ。 衝撃エネルギーを柔らかく受け止める、建設発生土を利用できる、防護壁底幅をあまり必要とせず軟弱地盤にも対応可能などの特徴がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 受撃面に高伸度ジオテキスタイル製の中に単粒度碎石を充填した受撃体とジオグリッドを配置した補強土壁 (抵抗体) で落石を防護する構造。 補強土が変形吸収する構造でありエネルギー吸収性能に優れる。 土構造物であることから軟弱地盤にも対応可能である。
許容落石規模	~300kJ	~500kJ
概算工事費	45 万円/m	35 万円/m
最適斜面勾配	50° 程度以上	30° ~50° 程度 (背面に平地の無い場合)
必要底盤幅	1.5m 程度	3.5m 程度
施工性	<ul style="list-style-type: none"> プラント設備及び設置ヤードを必要とする。 落石の危険がある防護壁内部での作業が少なく、施工時においても安全性の高い工法である。 	<ul style="list-style-type: none"> 一般土工を主体とする為、施工性に問題はない。 受撃体施工時にはクレーンを必要とする。

表-7.3.1 設置条件での比較表 (2)

	ジオロックウォール (スロープ型)	コンクリート防護壁
概略図	<p>単位: mm</p>	<p>単位: mm</p>
特徴	<ul style="list-style-type: none"> ・補強土壁のフレキシブルな構造特性を活かし、衝撃吸収層で分散した衝撃力を補強土壁自体で吸収する構造。 ・エネルギー吸収性能は、補強土壁の容積およびジオグリッドの抵抗により変化する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート製の擁壁で落石を防護する構造である。 ・剛性が高いためエネルギー吸収性能が小さい。 ・軟弱な地盤に施工する際は、基礎に留意する必要がある。
許容落石規模	~700kJ	~300kJ
概算工事費	36万円/m	36万円/m
最適斜面勾配	50° 程度以上	30° ~50° 程度 (背面に平地の無い場合)
必要底盤幅	3.0m程度	4.0m程度
施工性	<ul style="list-style-type: none"> ・土の搬入が可能であれば、一般土工事を主体とし特に問題なし。 	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート製であるため、特に問題なし。

3.2. 急峻な地形条件における工法比較

地形が急峻で対策工の設置スペースの確保が困難な箇所での落石対策工法を表-7.3.2 に示す。

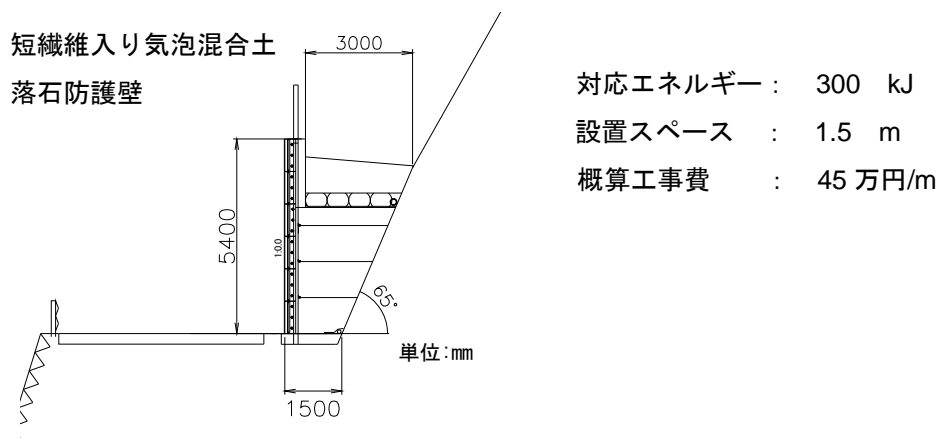
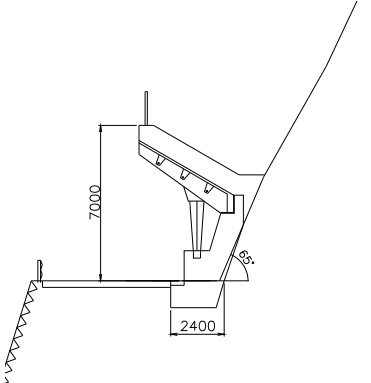
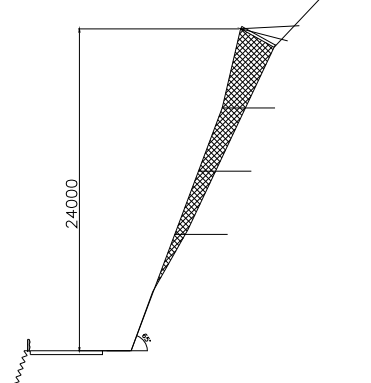


表-7.3.2 急峻な地形、狭小な設置スペースでの落石対策工法

工法名	防護棚 (PC製)	防護網
概略図		
特徴	<ul style="list-style-type: none"> ・張り出しが大きく比較的広範囲の跳躍を補える。 ・PC構造で高い剛性を有する。 ・プレキャスト製なので品質が安定している。 	<ul style="list-style-type: none"> ・支柱間の防護網で落石を受け止めエネルギーを吸収して斜面尻に落石を誘導する。 ・比較的斜面を傷めることなく設置できる。
許容エネルギー	300kJ	300kJ
必要設置幅	2.5m程度	1m程度
概算工事費	100万円/m	60万円/m
施工性	<ul style="list-style-type: none"> ・下部工施工時には片側交互通行規制 ・上部工架設時は時間通行止めとなる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・施工中片側交互通行規制・斜面での施工となる為3案中最も危険作業を有す。 ・施工期間は比較的短い。

4. 今後の改良点

短繊維入り気泡混合土落石防護壁の今後期待される改良点を以下に示す。

- ・ 壁面材の軽量化をはかり、狭小な箇所において重機を必要としない工法とする。
- ・ 壁面材および壁面材固定方法を検討し、施工性、経済性に優れた工法とする。
- ・ 対応可能エネルギーについて実験および検証を行い、更にレベルの高い工法とする。
- ・ 景観性を更に考慮した緑化可能な防護壁とする。
- ・ 施工時において危険箇所（防護壁内部）での作業を無くした安全な施工方法の確立。
- ・ 復旧作業においても急速施工を可能とした施工方法の確立。

第 8 章 結論

1. 実験結果

今回の一連の実験より得られた結果をまとめると、以下のとおりとなる。

短繊維入り気泡ミルク及び気泡混合土の基礎実験（平成 17 年度実験）
<ol style="list-style-type: none">1. 気泡混合土に比べ、強度の大きい気泡ミルクは、短繊維を混入することで強度が低下する。強度は低下するが、ピーク強度後の応力低下が小さくなり靱性は向上する。2. 気泡混合土に短繊維を混入することで曲げ強度が向上するが、材料の均一性の面では注意が必要である。3. 実物大実験では、気泡混合土に短繊維を混入することで剛性が向上する。特に耐衝撃性においては、壁面部への衝撃力低下や自立性の向上が期待できる。
貧配合での短繊維入り気泡混合土室内試験（平成 18 年度実験）
<ol style="list-style-type: none">1. セメント添加量の $60\sim 100\text{kg/m}^3$ の貧配合気泡混合土では、短繊維の混入効果による強度増加が表れる。セメント添加量が 50kg/m^3 では、粒状態の性質が強くなり強度が極端に低下する。2. 平成 17 年度実験同様、気泡混合土に短繊維を混入することで靱性が向上する。3. 7.5mm と 30mm の短繊維を比べた場合、強度増加は 30mm の繊維がより効果的である。4. 気泡混合土の強度にはセメント添加量と比重が大きく関係し、品質の安定においては練り混ぜ時の比重のばらつきを少なくすることが重要である。
短繊維入り気泡混合土構造物の実物大モデルによる耐衝撃実験 (平成 18 年度公開実験)
<ol style="list-style-type: none">1. 貧配合気泡混合土の場合、短繊維混入により耐衝撃効果が向上する。2. 気泡混合土の周囲を壁面材で拘束することで、衝撃力に対して自立性が向上する。この効果は短繊維入り気泡混合土の方がより効果的である。3. 短繊維なしに比べ短繊維入り気泡混合土が、繰り返しの衝撃力に対して柔軟性が持続し衝撃吸収性に優れる。
短繊維入り気泡混合土を用いた落石防護壁現場実証実験（平成 19 年度公開実験）
<ol style="list-style-type: none">1. 平成 18 年度耐衝撃実験での短繊維入り気泡混合土の衝撃力に対する効果を、再度確認できた。2. 短繊維入り気泡混合土を用いた落石防護壁は、実証実験での最大衝撃力 300kJ において安全であり、十分機能を発揮する。

2. 課題

- 1) 短繊維長さ 30mm を混入した気泡混合土作成においては、MP プラントは短繊維が管路ミキサーに絡まるという問題点があり、打設量が多い現場実証実験では使用しなかった。管路を含めたプラントの改良が必要である。
- 2) 気泡混合土は、使用する原料土の違いにより大きく強度特性が変化する。施工においては現場に応じた配合を事前調査にて決定し、施工中においては密度管理を含めた品質管理が必要である。
- 3) 短繊維を混入することで強度増加が現れた貧配合の気泡混合土は、セメントの結合力が小さい分暴露状態では強度低下が考えられ、遮水シートでの養生などに配慮が必要である。

3. 最後に

本報告に示した実験より、短繊維入り気泡混合土を用いた落石防護擁壁は 300kJ の高エネルギーに対して安全であり、十分に機能を発揮することが実証できた。今後、さらに改良を行い、性能および経済性に優れた工法として普及することを期待する。

また、短繊維を混入した気泡混合土の、貧配合において強度や靱性が向上する効果を、落石防護壁だけでなく耐震工法などに利用し、新しい工法開発を行って行きたい。

【参考文献】

- 1) ハイグレードソイル研究コンソーシアム：気泡混合土工法技術資料，平成 17 年 4 月
- 2) 財団法人土木研究センター：発生土利用促進のための改良工法マニュアル，平成 9 年 12 月
- 3) 旧日本道路公団：気泡混合軽量土を用いた軽量盛土を用いた軽量盛土工法の設計・施工指針，平成 8 年 9 月
- 4) 三島信雄，益村公人：FCB 工法 気泡混合軽量土工法を用いた軽量盛土工法，平成 12 年 7 月
- 5) 社団法人日本道路協会：落石対策便覧，平成 12 年 6 月
- 6) (財) 福井県建設技術公社：産学官共同研究支援事業 地盤繊維を用いた落石防護工法の開発と現地実験（共同実験）～スロープ型ジオロックウォール～報告書，平成 14 年 8 月
- 7) 補強土防護壁協会：落石防護補強土壁工法（ジオロックウォールダイク型）設計の手引き（案），平成 14 年 4 月
- 8) 土木学会構造工学委員会，衝撃問題研究小委員会：構造物の衝撃挙動と設計法－落石覆工の設計法－ 資料集，平成 7 年 4 月
- 9) ジオテキスタイル補強土工法普及委員会，財団法人土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 改訂版，平成 12 年 2 月
- 10) 社団法人日本道路協会：道路土工 擁壁工指針，平成 11 年 3 月
- 11) 石原英和，荒井克彦，南和弘，免博彦，山木忠嘉，鳥山公裕，向川泰弘：No.344 短繊維で補強した気泡混合軽量土の強度特性，第 42 回地盤工学研究発表会発表講演集，2007.
- 12) 小林洋文，吉田真輝，横田善弘，南和弘，荒井克彦，免博彦，山木忠嘉，坂口正雄，佐々木規充：No.345 短繊維を混入した気泡混合軽量土構造物の実物大模型実験，第 42 回地盤工学研究発表会発表講演集，2007.

<第 2 編 資 料>

資料-1

平成 19 年度産学官共同研究

短繊維入り気泡混合軽量土を用いた落石防護擁壁

構造計算書

目 次

1. 設計条件	2
1.1. 落石エネルギー	2
1.2. 設計に用いる安全率	2
1.3. 気泡混合土の配合	2
1.4. 壁面材の許容応力度	2
1.5. 地盤条件	2
2. 気泡混合土防護擁壁形状モデル	3
3. 落石荷重の設定	4
3.1. 落石落下	4
3.2. 落石の衝撃力	4
4. 気泡混合土の必要強度	5
4.1. 気泡混合土長期自立保持についての検討	5
4.2. 衝撃分散荷重に対する必要強度の検討	6
5. 気泡混合土壁体の外的安定検討	7
5.1. 常時	7
6. 縦地支柱の検討	9
6.1. 施工時壁面側圧に対する支柱基礎の検討	9
6.2. 支柱基礎部の検討	11
7. 壁面部の側圧に対する検討	12
7.1. 施工完了後の側圧に対する検討	12
7.2. 衝撃時の側圧に対する検討	14
8. 壁面材の検討	15
8.1. 壁面材に作用する曲げモーメント及びせん断力	15
8.2. 応力度の検討	16
8.3. 壁面材連結部必要強度	16
9. 重錘貫入量の確認	17

1. 設計条件

1.1. 落石エネルギー

最大衝撃力 300kJ (直径φ900mm, 重量 30kN の円筒形重錘を高さ 10m から落下させる)

1.2. 設計に用いる安全率

盛土の設計にあたって、安定度調査を行う場合に使用する安全率を表-2 に示す。

表 1-1 設計条件の一覧

項目		安全率 F_s
内的安定	自立の保持	3.0 以上
外的安定	滑動	常時 : 1.25 以上 衝撃時 : 1.00 以上
	転倒	常時 : $e \leq B/6$ 衝撃時 : $e \leq B/3$
	支持力	常時 : 3.0 以上 衝撃時 : 2.0 以上
ジオテキスタイル	引抜きに対する安全率	常時 : 2.0 以上 衝撃時 : 1.2 以上

1.3. 気泡混合土の配合

気泡混合土の配合を試験練より決定。表 1-2 に配合表と強度を示す。

表 1-2 気泡混合土の配合と強度

項目	強度
セメント添加量	100 kg/m ³
短繊維混入量	2 kg/m ³
一軸圧縮強度	100 kN/m ² 以上

1.4. 壁面材の許容応力度

壁面材 (コンクリートブロック) の許容応力度を表 1-3 に示す。

表 1-3 コンクリートの許容応力度

コンクリートの許容応力度		常時	衝撃時 (短期)
コンクリート設計基準強度 (N/mm ²)	f_{ck}	30	30
許容圧縮応力度	σ_{ca}	5.5	8.25
許容せん断応力度	τ_{a1}	0.45	0.675

1.5. 地盤条件

項目		
極限支持力	600 kN/m ²	砂質地盤の中位

2. 気泡混合土防護擁壁形状モデル

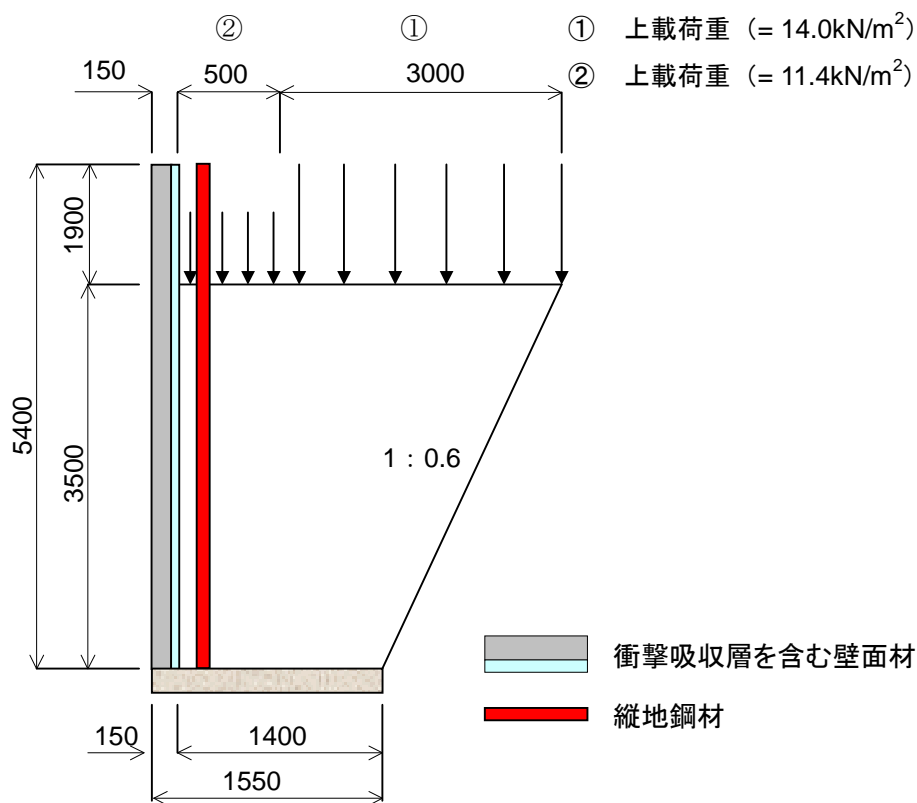


図 2-1 設計断面図

ここで、上載荷重①と②を下記の式より導く。

1) 上載荷重① 衝撃吸収層厚

クリンカアッシュ $\gamma=10\text{kN/m}^3$

クリンカアッシュ層厚 1.0m

分散層 (クリンカアッシュ) $\gamma=10\text{kN/m}^3$

分散層 (クリンカアッシュ) 厚 0.4m

$$10 \times 1.0 + 10 \times 0.4 = 14.0 \text{ kN/m}^2$$

2) 上載荷重② 衝撃吸収層壁 (エアーミルク)

エアーミルク $\gamma=6.0\text{kN/m}^3$

エアーミルク打設高 1.9m

$$1.9 \times 6.0 = 11.4 \text{ kN/m}^2$$

3. 落石荷重の設定

3.1. 落石落下

自由落下より

$$H = H_0 = 10 \text{ m}$$

3.2. 落石の衝撃力

$$\begin{aligned} P &= 2.108 \cdot W^{2/3} \cdot \lambda^{2/5} \cdot H^{3/5} \cdot \alpha \\ &= 2.108 \times 30^{2/3} \times 120^{2/5} \times 10^{3/5} \times 1.0 \\ &= 549.9 \text{ kN} \end{aligned} \tag{式 3.1}$$

ここで W : 落石重量 (=30.0kN)

λ : 衝撃緩衝材のラーメの定数 (=120kN/m² 本実験から推定)

H : 落下高さ (=10.0m)

α : 荷重低減率 (=1.0)

4. 気泡混合土の必要強度

4.1. 気泡混合土長期自立保持についての検討

今回の気泡混合土の設計高さは3.5mである。気泡混合土長期自立保持高さの検討式（式4.1, 式4.2）を用いて算出すると7.17mとなり長期自立するという結果が得られた。

$$H = H_c / F_s \quad (\text{式4.1})$$

$$H_c = 2 \cdot ((2c / \gamma_t) \times \cot(45^\circ - \phi / 2) - W / \gamma_t) \quad (\text{式4.2})$$

ここで

H:防護壁長期自立高さ(m)

H_c :気泡混合土の自立高さ(m)

c:気泡混合土の粘着力(=50kN/m² 試験練より決定)

ϕ :内部摩擦角 (=0°)

γ_t :気泡混合軽量土の単位体積重量(=8.0kN/m³)

W:上載荷重(=14.0kN/m²) ・ ・ 衝撃吸収層における①荷重

F_s :長期安全率(=3)

$$\begin{aligned} H_c &= 2 \times ((2 \times 50 / 8.0) \times \cot(45^\circ - 0^\circ / 2) - 14.0 / 8.0) \\ &= 21.5 \text{ m} \end{aligned}$$

したがって

$$H = 21.5 / 3 = 7.17\text{m} > 3.5\text{m}$$

4.2. 衝撃分散荷重に対する必要強度の検討

今回の実験における衝撃力を(式 4.1)により静的荷重に変換すると 549.9kN となる。気泡混合土天端部における地耐力は 100kN/m² であり、重錘落下による衝撃力の 93.52kN/m² に対して必要強度を満たす。

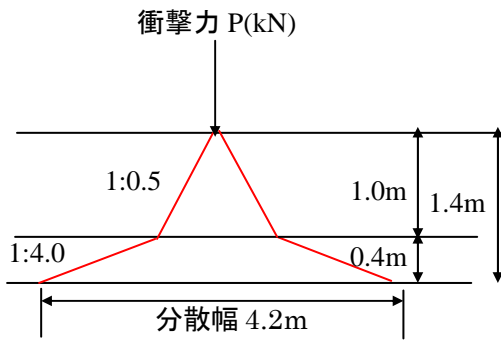


図 4-1 正面方向荷重分散図

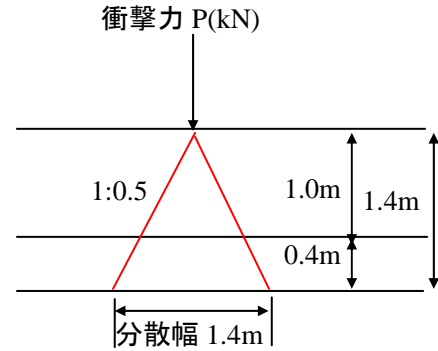


図 4-2 横断方向荷重分散図

$$\begin{aligned}
 P &= 2.108 \cdot W^{2/3} \cdot \lambda^{2/5} \cdot H^{3/5} \cdot \alpha \\
 &= 2.108 \times 30^{2/3} \cdot 120^{2/5} \cdot 10^{3/5} \cdot 1.0 \\
 &= 549.90 \text{ kN}
 \end{aligned}
 \tag{式 4.3}$$

ここで

- W: 重錘重量 (= 30.0kN)
- λ : ラーメの定数 (= 120kN/m² 本実験から推定)
- H: 落下高さ (= 10.0m)
- α : 荷重低減率 (= 1.0)

荷重分散幅

$$\text{正面方向分散幅} = 2 \times (1.0 \times 0.5 + 0.4 \times 4.0) = 4.2\text{m}$$

$$\text{横断方向分散幅} = 2 \times (1.4 \times 0.5) = 1.4\text{m}$$

$$\text{荷重分散面積 } A = 4.2\text{m} \times 1.4\text{m} = 5.88\text{m}^2$$

気泡混合土天端部に作用する衝撃分散荷重

$$P/A = 549.91/5.88 = 93.52 < q_u = 100\text{kN/m}^2$$

5. 気泡混合土壁体の外的安定検討

5.1. 常時

1) 滑動の検討

滑動に対する検討は次式を満足しなければならない。なお安全率は 1.25 以上とする。壁面材、縦地鋼材の抵抗力は考慮しない。

$$F_s = \frac{M_1 + M_2 \cos \theta}{N_1 \cos \theta} = \frac{\mu(W_1 + W_2 \cos \theta \cdot \cos \theta)}{W_2 \sin \theta \cdot \cos \theta} \geq 1.25 \quad (\text{式 5.1})$$

W_1 : 前面部の気泡混合土の自重(上載含む) (kN)

W_2 : 背面部の気泡混合土の自重(上載含む) (kN)

μ : 底面背面との摩擦係数 (= 0.5)

N_1 : 背面部の気泡混合土の斜面方向滑動力(kN)

M_1 : 前面部の気泡混合土の滑動抵抗力(kN)

M_2 : 背面部の気泡混合土の滑動抵抗力(kN)

θ : 斜面の勾配 (= 59.036°)

L: 底盤幅 (= 3.5m)

前面の気泡混合土 背面の気泡混合土

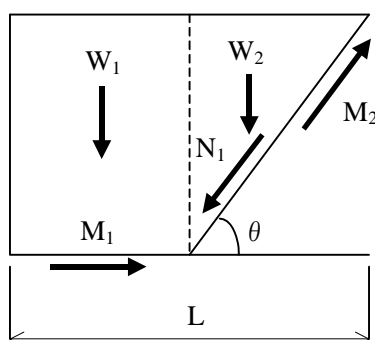


図 5-1 気泡混合土の力の釣り合い

W_1 = 前面気泡混合土重量+気泡ミルク壁重量+衝撃吸収層重量 (0.90m 幅)

$$= (3.5 \times 8.0 \times 1.40) + (1.9 \times 6.0 \times 0.5) + (1.4 \times 10.0 \times 0.90)$$

$$= 39.2 + 5.7 + 12.6 = 57.5 \text{ kN}$$

W_2 = 背面気泡混合土重量+衝撃吸収層重量 (2.1m 幅)

$$= 1/2 \times (3.5 \times 8.0 \times 2.1) + (1.4 \times 10.0 \times 2.1) = 58.8 \text{ kN}$$

$$F_s = \frac{0.5 \times 57.5 + 0.5 \times 58.8 \times (\cos 59.036)^\circ}{58.8 \times \sin 59.036 \cdot \cos 59.036} = \frac{36.53}{25.94} = 1.41 \geq 1.25$$

よって安全率 1.25 を満足している。

2) 転倒の検討

つま先からの合力作用点までの距離 d は次式で求める。

$$d = \frac{\sum M_r + \sum M_0}{\sum V} \quad (\text{式 5.2})$$

$\sum M_r$: つま先まわりの抵抗モーメント (kN・m)

$\sum M_0$: つま先まわりの転倒モーメント (kN・m)

$\sum V$: 全鉛直荷重 (kN)

$$\begin{aligned} \sum M_r &= (\text{気泡ミルク重量} \times \text{気泡ミルク重心}) + (\text{衝撃吸収層重量} \times \text{衝撃吸収層重心}) \\ &\quad + (\text{気泡混合土前面重量} \times \text{前面部重心}) + (\text{気泡混合土背面重量} \times \text{背面部重心}) \\ &= (6.0 \times 1.9 \times 0.5) \times 0.25 + (10.0 \times 1.4) \times 3.0 \times (1.5 + 0.5) + 8.0 \times 3.5 \times 1.4 \times 0.7 \\ &\quad + 1/2 \times 8.0 \times 3.5 \times 2.1 \times (2.1/3 + 1.4) \\ &= 1.425 + 84.0 + 27.44 + 61.74 = 174.6 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\sum M_0 = 0.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sum V = 5.7 + 42.0 + 39.2 + 29.4 = 116.3 \text{ kN}$$

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_0}{\sum V} = \frac{174.6}{116.3} = 1.50 \text{ m}$$

合力の作用点の底面中央からの距離 e は次式で求める。

$$e = \frac{L}{2} - d = 1.75 - 1.50 = 0.25 \text{ m}$$

ここで L : 底盤幅 (= 3.5m)

転倒に対する安定として、合力の作用位置は底盤幅の中央の 1/3 以内でなければならない。

すなわち、

$$e = 0.25 \leq L/6 = 0.6(\text{m}) \quad \dots \text{満足している}$$

3) 支持力の検討

合力の作用点が底盤幅の 1/3(ミドルサード)に有る場合

$$q_1 = \frac{\sum V}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

$$q_2 = \frac{\sum V}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

$$q_1 = (116.3/3.5) \times 1.43 = 47.5 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = (116.3/3.5) \times 0.57 = 18.9 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

地盤の許容支持力: 砂質地盤中位のもの (N 値 20~30) (道路土工-擁壁工指針日本道路協会)

$$q_a = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$47.5 \text{ kN/m}^2 \leq 200 \text{ kN/m}^2$$

6. 縦地支柱の検討

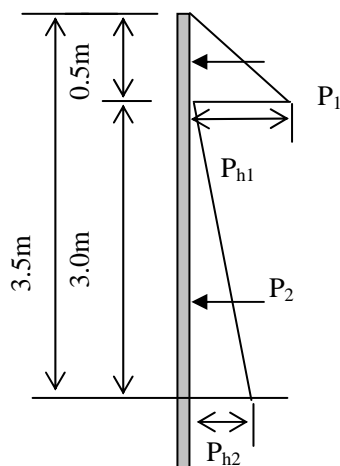
6.1. 施工時壁面側圧に対する支柱基礎の検討

4 リフト打設時 (3 リフト分の固化後土圧及び 4 リフト分の打設側圧)

使用材料 H125×125×6.5×9 (1.25m間隔で設置)

断面係数 Z 136 cm³

断面積 A 30.31 cm²



- P_1 : 最上段ロット打設側圧合力 (kN)
 P_2 : 打設完了部固化後静止土圧合力 (kN)
 P_{h1} : 最大打設側圧 (kN/m²)
 P_{h2} : 最下部静止土圧 (kN/m)
 L : 縦地設置間隔 (=1.25m)

図 6-1 縦支柱計算モデル図

$$P_{h1} = \gamma \times h = 8.0 \times 0.5 = 4.0 \text{ kN/m}^2$$

$$P_1 = 1/2 \times P_{h1} \times 1.0 \text{m} \times L = 1/2 \times 4.0 \times 1.0 \times 1.25 = 2.5 \text{ kN}$$

$$P_{h2} = K_0 \times \gamma \times 3.0 \text{m} \quad K_0: \text{静止土圧係数}$$

$$K_0 = \nu / (1 - \nu) = 0.11 \quad \nu: \text{ポアソン比}(=0.1)$$

$$P_{h2} = K_0 \times \gamma \times 3.0 \text{m} = 0.11 \times 8.0 \times 3.0 = 2.64 \text{ kN/m}$$

$$P_2 = 1/2 \times P_{h2} \times 3.0 \times L = 1/2 \times 2.64 \times 3.0 \times 1.25 = 4.95 \text{ kN}$$

1) 曲げモーメントの検討

$$M = M_1 + M_2$$

$$= P_1 \times (3.0 + 0.5/3) + P_2 \times (3.0/3)$$

$$= 2.5 \times 3.17 + 4.95 \times 1.0$$

$$= 12.88 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_q = \frac{M}{Z} = 12.88 \times 10^6 / (136 \times 10^3) = 94.71 \text{ N/mm}^2 \leq 210.0 \text{ N/mm}^2$$

…満足している

2) せん断力の検討

$$S = P_1 + P_2 = 2.50 + 4.95 = 7.45 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = S/A = 7450 / (30.31 \times 10^2) = 2.46 \text{ N/mm}^2 \leq 120.0 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{満足している}$$

3) たわみ量の算出（打設天端でのたわみ）

縦地支柱に作用するP1、P2のそれぞれのたわみを計算する。片持ち梁のたわみ量yは下記の式に示す。

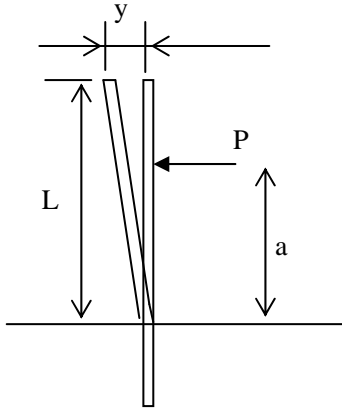


図 6-2 縦支柱たわみ量算出モデル図

P₂によるひずみ

$$y_2 = \frac{P_2 \cdot (a_2)^2}{6EI} (3L - a_2) = \frac{4.95 \times 1.0^2 \times 10^7}{10672.2 \times 10^7} \times 967 = 0.44 \text{ cm}$$

ここでa₂(=100cm):土圧合力作用位置

$$L = 350 \text{ cm}$$

P₁によるひずみ

$$y_1 = \frac{P_1 \cdot (a_1)^2}{6EI} (3L - a_1) = \frac{2.5 \times 317^2 \times 10^7}{10672.2 \times 10^7} \times 733 = 1.73$$

ここでa₁(=317cm):土圧合力作用位置

$$L = 350 \text{ cm}$$

縦地鋼材天端でのたわみ量

$$y = y_1 + y_2 = 0.44 + 1.73 = 2.17 \text{ cm}$$

6.2. 支柱基礎部の検討

1) 曲げモーメントに対して

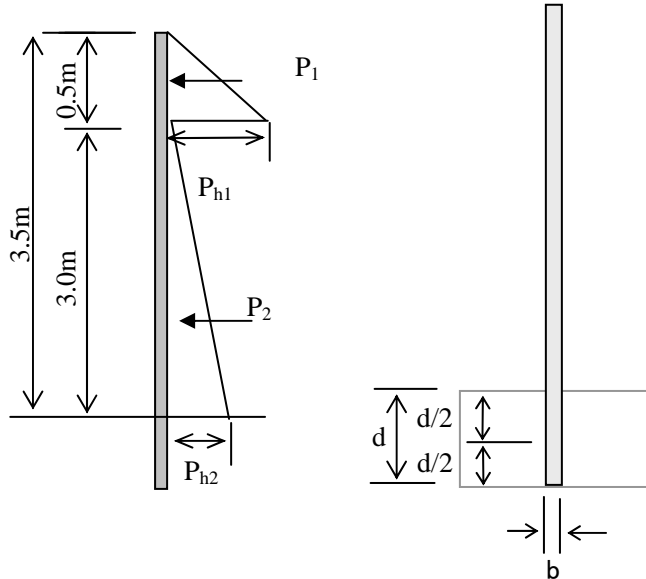


図 6-3 支柱基礎計算モデル

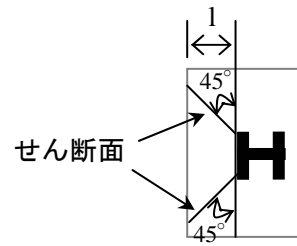


図 6-4 押抜きせん断モデル図

支柱の根入れ深さの半分の点を中心に回転すると仮定すると、支柱の曲げモーメント M は次式に示される。

$$M = P \cdot \left(\frac{2}{3}h + \frac{d}{2} \right) = 2.5 \times \left(3.0 + \frac{0.5}{3} + \frac{0.3}{2} \right) + 4.95 \times \left(\frac{3}{3} + \frac{0.5}{3} \right) = 8.29 + 5.69 = 13.98 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

ここで

P : 支柱下端に塑性ヒンジを形成する時の荷重 ($= P_1, P_2$)

h : 支柱高さ($= 3.5\text{m}$)

d : 根入れ深さ($= 0.3\text{m}$)

支柱基礎部の A 点における曲げ圧縮応力度は

$$\sigma = \frac{P_1 + P_2}{A} + \frac{M}{Z} = \frac{8.44}{0.125 \cdot 0.3} + \frac{13.98}{1.875 \times 10^{-3}} = 7681 \text{ kN/m}^2 = 7.68 \text{ N/mm}^2 \leq 7.875 \text{ N/mm}^2$$

ここで

$$Z: \text{断面係数} (= \frac{b \cdot d^2}{6} = \frac{0.125 \cdot 0.3^2}{6} = 1.875 \times 10^{-3} \text{ m}^3)$$

b : H鋼のフランジ幅($= 125\text{mm}$)

A : ($= b \cdot d$)

コンクリート設計基準強度は 21 N/mm^2 以上より短期許容圧縮応力度は

$$\sigma = \frac{21}{4} \cdot 1.5 (= \text{割増し係数}) = 7.875 \text{ N/mm}^2$$

2) 押し抜きせん断に対して

$$\tau = \frac{F_y}{2ld} = \frac{8.44}{2 \cdot 0.2 \cdot 0.3} = 70.35 \text{ kN/m}^2 = 0.07 \text{ N/mm}^2 \leq 0.54 \text{ kN/mm}^2$$

ここで

l: 縁端距離 (= 0.2m)

短期許容せん断応力は

$$\tau = \left(\frac{21}{100} + 0.15 \right) \cdot 1.5 = 0.54 \text{ N/mm}^2$$

コンクリートの許容押し抜きせん断応力より小さい

『道路土工 擁壁工指針』 P50 参

7. 壁面部の側圧に対する検討

7.1. 施工完了後の側圧に対する検討

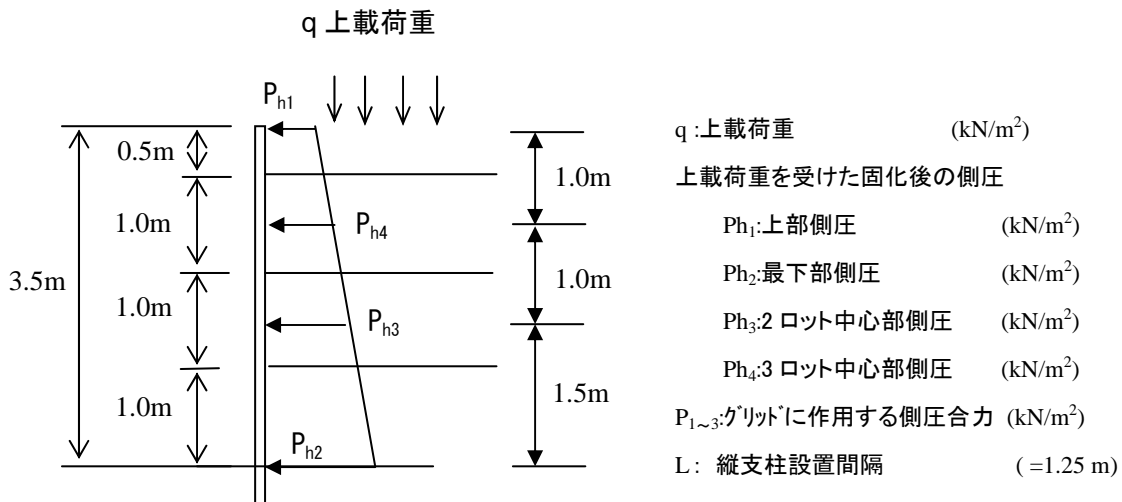


図 7-1 施工完了側圧の計算モデル図

上載荷重

$$q = (\text{気泡ミルク重量} + \text{衝撃分散層重量} + \text{衝撃吸収層} + \text{堆積土重量}) / \text{天端幅}$$

$$= \left\{ (11.7 \text{ kN/m}^2 \times 0.5 \text{ m}) + (14.0 \text{ kN/m}^2 \times 3.0 \text{ m}) + (19 \text{ kN/m}^3 \times 0.5 \text{ m} \times 3.0 \text{ m}) \right\} / 3.5 \text{ m}$$

$$= 21.8 \text{ kN/m}^2$$

上載荷重を受けた固化後の側圧

$$P_h = K_0 \cdot (\gamma \cdot Z + q)$$

Ph: 上載荷重を受けた固化後側圧

K₀: 静止土圧係数

γ: 気泡混合土の単位体積重量

Z: 気泡混合土の高さ

q: 上載荷重

$$K_0 = \frac{\nu}{(1-\nu)}$$

ν : ポアソン比(=0.1)

K_0 : 静止土圧係数

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} = 0.11$$

よって各高さでの側圧は次のようになる。

$$P_{h1} = 0.11 \cdot 21.8 = 2.40 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{h2} = 0.11 \cdot (8 \cdot 3.5 + 21.8) = 5.48 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{h3} = P_{h1} + 2.5/3.5(P_{h2} - P_{h1}) = 4.60 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{h4} = P_{h1} + 1.5/3.5(P_{h2} - P_{h1}) = 3.72 \text{ kN/m}^2$$

グリッドに作用する側圧の合力(各グリッドの側圧に対する分担幅より合力を求める)

1 ロット上部グリッドが分担する側圧

$$P_1 = \frac{1}{2}(5.48 + 4.6) \cdot 1.5 \cdot 1.25 = 9.45 \text{ kN}$$

2 ロット上部グリッドが分担する側圧

$$P_2 = \frac{1}{2}(3.72 + 4.6) \cdot 1.0 \cdot 1.25 = 5.20 \text{ kN}$$

3 ロット上部グリッドが分担する側圧

$$P_3 = \frac{1}{2}(3.72 + 2.40) \cdot 1.0 \cdot 1.25 = 3.83 \text{ kN}$$

各高さでのグリッドの必要敷設長さを求める。

$$l = \frac{F_s \cdot P}{2 \cdot (\alpha \cdot c) \cdot L}$$

l : ジオグリッド必要敷設長

F_s : 引き抜けに対する安全率 (常時2.0)

P : 側圧合力

α : 補正係数 (0.5)

c : 気泡混合土粘着力 (最大10kN/m²)

L : 縦支柱設置間隔 (1.25m)

1 ロットにおけるジオグリッド必要最低敷設長

$$l_1 = \frac{2.0 \cdot 9.45}{2 \cdot (0.5 \times 10) \cdot 1.25} = 1.51 \text{ m} \leq 1.8 \text{ m} \text{ (1層目敷設長)} \cdots \text{抵抗力を十分に確保している。}$$

2 ロットにおけるジオグリッド必要最低敷設長

$$l_2 = \frac{2.0 \cdot 5.2}{2 \cdot (0.5 \times 10) \cdot 1.25} = 0.50 \text{ m} \leq 2.4 \text{ m} \text{ (2層目敷設長)} \cdots \text{抵抗力を十分に確保している。}$$

3 ロットにおけるジオグリッド必要最低敷設長

$$l_3 = \frac{2.0 \cdot 3.83}{2 \cdot (0.5 \times 10) \cdot 1.25} = 0.37 \text{ m} \leq 3.0 \text{ m} \text{ (3層目敷設長)} \cdots \text{抵抗力を十分に確保している。}$$

全てのジオグリッドの抵抗力が確保されていることから壁面部の側圧に対して安全である。

7.2. 衝撃時の側圧に対する検討

衝撃時の側圧

$$P_h = K_0 \cdot q$$

P_h : 衝撃時の側圧

K_0 : 静止土圧係数

q : 衝撃分散荷重

$$K_0 = \frac{\nu}{(1-\nu)}$$

ν : ポアソン比(=0.1)

K_0 : 静止土圧係数

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} = 0.11$$

衝撃時の側圧は次のようになる。

$$P_{h5} = K_0 \cdot q = 0.11 \cdot (93.52 + 21.8) = 12.69 \text{ kN/m}^2$$

衝撃時の側圧は気泡混合土天端より1.0m深さに等分布で作用するものとする。

よって衝撃時の側圧の合力は次のようになる。

$$P_4 = 12.69 \cdot 1.0 \cdot 1.25 = 15.86 \text{ kN}$$

衝撃時の最上段ジオグリッドの必要最低敷設長

$$l = \frac{F_s \cdot P}{2 \cdot (\alpha \cdot c) \cdot L}$$

l : ジオグリッド必要敷設長

F_s : 引き抜けに対する安全率 (衝撃時1.2)

P : 側圧合力

α : 補正係数 (0.5)

c : 気泡混合土粘着力 (最大10kN/m²)

L : 縦支柱設置間隔 (1.25m)

$$l_3 = \frac{1.2 \cdot 15.86}{2 \cdot (0.5 \times 10) \cdot 1.25} = 1.52 \text{ m} \leq 3.0 \text{ m (3層目敷設長)}$$

衝撃時の側圧に対する最上段のジオグリッドの抵抗力は十分に確保している。

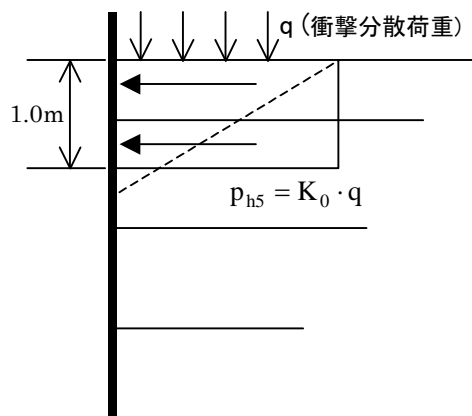


図 7-2 衝撃側圧の計算モデル図

8. 壁面材の検討

壁面材 H900 × 1250 t=75mm(π型)3.5kN 6段積み

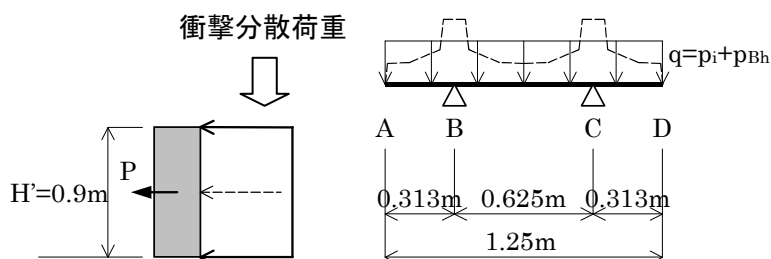


図 8-1 壁面材に作用する荷重

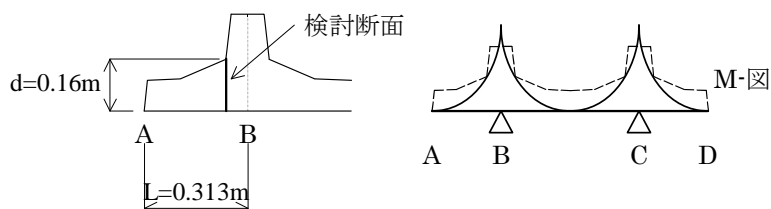


図 8-2 計算モデル

壁面材背面に緩衝材を設置

側圧が最も大きい衝撃時における検討を行う

気泡混合土天端（衝撃荷重）と衝撃吸収層による荷重 (93.52+21.8) kN/m²

$$ph = K_0 \cdot q = 0.11 \times (93.52 + 21.8) = 12.69 \text{ kN/m}^2$$

$$P = 12.69 \times 1.25 \times 0.9 = 14.28 \text{ kN/枚}$$

8.1. 壁面材に作用する曲げモーメント及びせん断力

$$M_A = -\frac{1}{2} \cdot P \cdot L^2 \cdot H = -\frac{1}{2} \cdot 14.28 \cdot 0.313^2 \cdot 0.9 = -0.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_A = -P \cdot L \cdot H = -14.28 \cdot 0.313 \cdot 0.9 = -4.02 \text{ kN}$$

ここで

M_A : 壁面材に作用する曲げモーメント

L : 壁面の水平方向距離 (= 0.313m)

H : 壁面1枚当りの高さ (= 0.9m)

S_A : 壁面材に作用するせん断力

8.2. 応力度の検討

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_t} = \pm \frac{M_A}{Z} = \frac{630000}{3840000} = 0.16 < \sigma_{ca} = 5.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_A}{H \cdot d} = \frac{4020}{900 \cdot 160} = 0.028 < \tau_{a1} = 0.45 \text{ N/mm}^2$$

ここで

σ_c : 圧縮応力度

σ_t : 曲げ引張応力度

τ : せん断応力度

Z: 断面係数(= $\frac{H \cdot d^2}{6}$)

d: せん断幅(=160mm)

8.3. 壁面材連結部必要強度

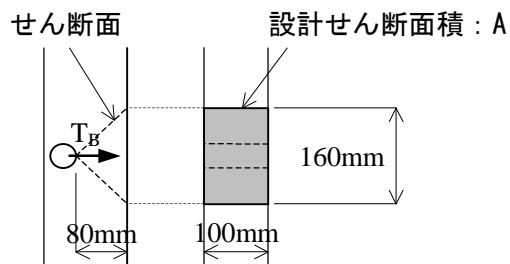


図 8-3 壁面材連結部計算モデル図

連結部 4 箇所/枚より連結部 1 箇所に作用する荷重は

$$14.28 \text{ kN} / 4 \text{ 箇所} = 3.57 \text{ kN}$$

連結部のせん断応力度は

$$\tau_A = \frac{T_B}{A} = \frac{3.57 \times 10^3}{16000} = 0.22 < \tau_{a2} = 1.0 \text{ N/mm}^2$$

連結部は十分な抵抗力をもつ。

9. 重錘貫入量の確認

重錘落下による緩衝層への貫入量を求める。

$$y = (45 \cdot W \cdot H / (64 \cdot \lambda))^{2/5} \cdot r^{-1/5}$$

ここで

y: 重錘貫入量(m)

W: 重錘重量(30kN)

λ : ラーメの定数(= 400kN / m²)

H: 落下高さ(= 10.0m)

r: 重錘の半径(= 0.45m)

$$y = (45 \cdot 30 \cdot 10 / (64 \cdot 400))^{2/5} \cdot 0.45^{-1/5} = 0.91\text{m}$$

資料-2

気泡混合土に関する文献，資料調査内容

【調査文献】

「高速道路における気泡混合軽量盛土（FCB）工法」

吉村雅宏：基礎工 Vol. 32, No. 12, 軽量盛土工法 pp. 15～18, 2004. 12

【日本道路公団（JH）の気泡混合軽量盛土（FCB）工法への歩み】

- 仮設** 1985年（S60）頃 1985年（S60）頃、発泡スチロール（EPS）による軽量盛土工法が、ノルウェーの工法として紹介。
 [長所] 道路補修工事に工場製作のEPSを使用すれば、施工が容易で早く道路開放できる
 [短所] 石油製品を原料とするEPSは、ガソリンで容易に溶解してしまうような材料である。
- 1987年（S62） 気泡混合軽量土（FCB）工法が、工事用道路にて試験的に施工。
 ・1987～8年頃広島県岩国地区の工事用道路がJH初のFCB工法の導入である。
 ・地すべり地帯で、崩壊抑止と法面对策の縮小が目的。
- 1988年（S63） 横浜新道拡幅事業で、工事中の仮設迂回路の盛土で使用。
 ・使用目的は、用地の制約、軟弱な地盤、工期的な時間の制約をクリアーするため。
- 本設** 1990年（H2） JH試験研究所が中心となり、材料・工法の開発・改良を加える。
 1996年（H8） JHで採用するための「設計・施工指針」としてまとめ、JHの技術基準とする。

【日本道路公団（JH）の採用実績】

2002年度までに累計で120万m³、国内シェアの50%以上となっている。（図-2）

【日本道路公団（JH）の運用別実績】

①拡幅盛土	45%	③坑口人口地山	11%	⑤地すべり対策	2%
②橋台等土圧低減	23%	④急地形盛土	11%	⑥その他	8%

【FCBの概要】

- 比重（湿潤密度）は配合により0.5～1.2程度で使用されるが、0.7程度のもを使用することが多い。
- 一軸圧縮強さ300～1000kN/m²の範囲で24種の暫定配合を示し、現場で必要な配合を選択して補正すること。
- そのままの状態では風雨にさらされると劣化することが分かっており、長期耐久性に不都合が生じる恐れもあるため、保護材（保護壁、覆土など）で覆う必要がある。

【日本道路公団（JH）の設計施工指針】

- 適用高さ（H）は施工実績ではほとんどが15m程度以下であり、特にこれによる変状報告がないことも踏まえ15m以下とする。（図-4）
- 底盤幅（BL）は、安定性・つま先の応力集中・施工性などから2.0m以上とする。（図-4）
- 最小設計厚は施工性並びに品質保持を考慮し、0.5mとする。（図-4）
- 300～500mm程度の余裕幅を設けること。（図-6）
- 上面、底版、中間部に溶接金網を設置する。（図-6）
- 長期的安定性を確保するために防水・遮水シート及び必要に応じ暗渠排水の設置を行う。（図-6）
- 風化防止をするための本体保護を目的とし、壁面は保護壁で覆うものとする。（図-6）
- 道路縦断直角方向10m以内ごとに1ヶ所程度の鉛直目地を設ける。（図-7）

【FCBの耐久性】

- FCBの耐久性は、化学変化に起因するものを除くと、応力作用下で生ずるクリープと乾燥収縮や凍結融解による作用による劣化が考えられる。→ 一般的な条件下に使用する場合には、表面風化を抑制することでおおむね耐久性は保持され则认为する。

【著者の考え（まとめ）】

- FCB 工法は、便利な工法であるが、その工法のメリットおよびデメリットをよく理解したうえで適用してほしい。
- 修復における手間・時間・経済性及び長期耐久性・品質的な安定という観点からも土砂のほうが優れている。
- FCB 工法を当初のコスト面だけで検討するのではなく、フェールセーフという観点からも最小限の採用にとどめるべきである。

気泡混合軽量土（FCB）の耐久性検討

北村佳則，藤岡一頼：基礎工 Vol. 32, No. 12, 軽量盛土工法 pp. 37~40, 2004. 12

【用途】

荷重軽減工法，土圧軽減工法

【現状の課題】

現地と室内試験での強度などの異差

耐震性

長期的な耐久性 → 今回の研究課題

→ 未解明

10年間の供試体
・試験体を作成

室内試験→7年間の強度特性（H7.3～）
現地試験→1年間の強度特性（H12.9～）

【試験条件】

●室内試験

○配合

- ・暫定配合→砂セメント比 0~5
- ・目標一軸圧縮強さ→300,500,800,1000kN/m²

○養生

28日間の空气中養生（恒温恒湿）後

→空气中養生（恒温恒湿），水浸養生（水温 20±2℃の水中），曝露養生（屋外放置）

○供試体：平成7年3月に作製したものを使用。

●現地試験

○配合

- ・すべて砂セメント比=0
- ・目標一軸圧縮強さ→300,500,1000kN/m²

○養生

現場養生，室内養生（恒温恒湿）※試験体で温度を計測する。

○供試体

- ・現地養生分は、ブロックサンプリングした後、供試体を成形する。
- ・室内養生分は、供試体打設時に採取。

【試験結果】

●室内試験

○一軸圧縮強さの変化

- ・砂セメント比が小さいほうが、どの養生条件でも強度変化が大きい。
- ・空气中養生→S/C=3 および S/C=5 でおおむね 28 日強度を保持。S/C=0 では明確な傾向が把握できない。
- ・水浸養生→どの砂セメント比でも若干の強度低下を示す。
- ・曝露養生→曝露後 180 日以内に約 5 割の強度低下が生じるが、その後の大きな変化は見られない。
- ・以上の傾向は、他の目標強度についても同様。

○湿潤密度の変化

- ・空气中養生→目標強度に関わらず、変化はほとんど見られない。
- ・水浸養生→水浸後 3 ヶ月経過以前に顕著に増大。その後もわずかに増加する。
- ・曝露養生→増減傾向が不明確。気候の変化の影響を受けやすいためか変化が大きい。

●現地試験

○一軸圧縮強さの変化

- ・いずれも目標強度は満足した。
- ・どの配合でも現場養生に比べて、室内養生のほうが強度は大きくなる。

○現地養生温度の変化

- ・端部より中央部のほうが温度が高い。
- ・単位セメント量が多いほど発熱温度は大きい。
- ・打設後徐々に低下し、3~4 ヶ月後に収束する。

【考察】

●室内試験

- ・水浸養生…強度変化→若干の低下、湿潤密度→増大傾向
- ・曝露養生…強度変化→大きな低下、湿潤密度→変化が大きい
- ・砂セメント比が小さいほど外部環境に影響される。

●現地試験

- ・現地養生下での強度は、目標強度は満足するが室内養生のような強度の伸びは見られない。

↓ 現地養生下での強度は 360 日時点で、室内養生の約 5 割しか発生しない。(図-5)

- ・発熱温度が起因と考えられる。

【まとめ】一長期的な耐久性を確保するにはー

- ・気象変化の影響を受けないための表面保護対策
- ・背面地山等からの排水対策
- ・軽量土内の浸水を防ぐ防水対策
- ・発熱の影響を見込んだ配合設計

以上の項目が長期的耐久性を確保するために必要という結果を得られた。

「気泡混合土工法技術資料」

ハイグレードソイル研究コンソーシアム気泡混合土工法部会：2005. 4

第 1 章総説

1-1 まえがき

HGS 建設工事に伴い副次的に発生する建設発生土を効率的に有効利用することを目的とする。土木研究所、土木研究センターと民間企業 36 社

1-2 ハイグレードソイル

気泡混合土工法，発泡ビーズ混合軽量土工法，袋詰め脱水処理工法，短繊維混合補強土工法の 4 工法。リサイクル推進計画 2002 平成 17 年度までに建設発生土の有効利用率を 75%以上に向上させる。

1-3 気泡混合土の特徴

- ・密度：0.6~1.2g/m³の間で任意に設定可能
- ・強度：一軸圧縮強さ 1000kN/m²程度まで任意に設定可能
- ・流動性：空洞充填，狭小部埋戻し等のポンプ圧送による施工が可能(セルフベリング)
- ・施工性：転圧・締め固め・敷き均し作業が不要なため施工の省力化が可能
- ・有効利用：各種発生土の有効利用が可能（第 3 種，4 種発生土、泥土等でも利用）

1-4 気泡混合土工法の用途

盛土材としての利用，裏込め材としての利用，埋め戻し材としての利用，充填材としての利用がある。

1-5 用語の定義

原料土，調整土，水，固化材，気泡材，気泡剤，気泡，混和材，希釈倍率，発泡倍率，強度，フロー値，液性限界比，添加量，処理土，処理土地盤，ハイグレードソイル

第2章材料・調査・試験

2-1 材料

原料土：第1種発生土から泥土まで利用。異物や礫の除去、礫質土の除去量確認、有機物の混在、固化材の混入

固化材：一般的には普通ポルトランドセメントまたは高炉セメントB種、ローム等にはセメント系固化材

気泡剤：界面活性剤系と動物性タンパク質系。メーカーにより希釈倍率と発泡倍率が異なる。

2-2 調査

原料土に関する調査、施工に関する地形・地質・土質調査、周辺状況を含む施工条件に関する調査。

2-3 試験

事前調査：土の物理的性質試験（土粒子の密度、土の含水比、湿潤密度、粒度分布、液性・塑性試験）、土の化学的性質試験（pH試験および土の強熱減量試験）

配合試験：気泡混合土の物理的性質試験（土の含水比、湿潤密度、流動性、空気量試験）、土の力学的性質試験（一軸圧縮試験）、溶出試験（六価クロム溶出試験）

現場品質管理試験：計量管理（原料土、気泡混合土、固化材、気泡剤の計量管理）、気泡混合土の物理的性質試験（土の含水比、湿潤密度、流動性、空気量試験）、土の力学的性質試験（一軸圧縮試験）、溶出試験（六価クロム溶出試験）

事後調査（サンプリング試料）：気泡混合土の物理的性質試験（土の含水比、湿潤密度）、土の力学的性質試験（一軸圧縮試験）

第3章設計

3-1 設計の基本的な考え方

1) 適用範囲：参考資料-1

2) 気泡混合土地盤の取り扱い：その特性は硬質な粘土地盤とほぼ同等

3) 気泡混合土の土質定数の設定等：設計用物性値の概要の例示、土圧の算定と安定計算

4) 気泡混合土に求められる特性：荷重軽減工法（強度：大と単位体積重量：小）、土圧軽減工法（強度：大と単位体積重量：小）、充填工法（強度と流動性：大）

3-2 設計の手順

設計フロー：調査・試験（原料土の事前調査・試験）

設計条件の設定（荷重条件、土質条件）

気泡混合土条件の設定（強度、単位体積重量）

気泡混合土地盤の設定（改良厚さ、改良範囲）

気泡混合土の応力度の検討（荷重および外力）

地盤全体の安定性の検討（滑動・転倒、浮き上り、支持力、斜面安定）

地盤変形の検討（地盤の沈下、側方変位）

気泡混合土地盤の強度、単位体積重量および改良範囲の決定

細部設計（FCB工法を参考）

3-2-1 荷重軽減工法の設計

現地盤に対する盛土荷重の軽減。気泡混合土の応力度の検討、地盤全体の安定の検討、地盤変形の検討と浮力による浮き上りの検討に注意。

3-2-2 土圧軽減工法の設計

土圧や荷重の軽減により構造物や基礎工の規模の縮小。気泡混合土の応力度の検討、地盤全体の安定の検討、地盤変形の検討と浮力による浮き上りの検討に注意。

3-2-3 充填工法の設計

・道路等の埋め戻し：用途にあった強度、単位体積重量および確実な充填性

・空洞充填：確実な充填が可能な流動性、沈下によって生じた空洞の場合は軽量性

3-2-4 安全率

内部安定：材料強度（長期 3.0, 施工時 1.0）

外部安定：滑動（1.25, 1.0）, 転倒（L/6, L/3）, 支持力（3.0, 2.0）, すべり（地すべり上 1.2, 軟弱地盤上 1.1）浮き上り（1.2）

3-3 設計に用いる土質定数

3-3-1 単位体積重量

気中使用（浸水の恐れなし） 6kN/m^3 以上

気中使用（浸水の恐れあり）10 から 11kN/m^3

水中使用 11 から 12kN/m^3

- ・気中打設が基本。1m を超える水中打設の場合、水圧による気泡の圧縮、単位体積重量の増加に注意。単位体積重量 11kN/m^3 以上とする。
- ・打設高さは 1 回当たり 1m 以下とする。1m を超える場合は、自重による圧縮により単位体積重量が増加することを考慮する必要あり。
- ・収縮による体積変化による単位体積重量の変化は考慮する必要はない。
- ・長期的に水位下にある場合は、11 から 12kN/m^3

3-3-2 強度

・若材齢強度：材齢 7 日から材齢 28 日の推定。例）粘性土 2.0 倍, ローム 1.4 倍

・せん断強度：三軸圧縮試験によって求める。

実用的な設計用のせん断強度は $\phi u=0^\circ$, 粘着力 $c u=qu/2$

・曲げ強度 σ_f , 引張強度 σ_p , 割裂強度 σ_t ：一軸圧縮強さとの高い相関性がある（参考資料-1）。

曲げ強度 $\sigma_f=0.5 \cdot qu$, 引張強度 $\sigma_p=0.16 \cdot qu$, 割裂強度 $\sigma_t=0.17 \cdot qu$

・付着強度 σ_{bs} ：一軸圧縮強さとの高き相関性がある（参考資料-1）。

$\sigma_{bs}=0.06 \cdot qu$ （鋼板）, $\sigma_{bs}=0.10 \cdot qu$ （コンクリート）

・CBR 特性：CBR（水浸）=CBR（非水浸）= $0.025 \cdot qu - 0.646$

3-3-3 静的変形特性に関する定数の設定

基本的には試験によって求める。参考値を以下に示す。

・変形係数： $E_{50}=240 \cdot qu$ （ひずみレベル 0.05 から 0.2 相当）より小さなひずみレベルでは、 $E_{1/3}=730 \cdot qu=3 E_{50}$

ポアソン比： $\nu=0.1$

3-3-4 動の変形特性に関する定数の設定

3-3-5 圧密特性に関する定数の設定

3-3-6 摩擦抵抗角の設定

3-4 荷重および外力

3-4-1 自重

水の浸透により $1.0 \sim 2.0\text{kN/m}^3$ の単位体積重量の増加を考える。

3-4-2 土圧および水圧

気泡混合土に土圧が作用しないように背面地盤の安定を確保する。

土圧を考慮する場合は、構造物の全体の安定性を確保する。

3-4-3 上載荷重

自重（死荷重）および活荷重を考慮する。

3-4-4 気泡混合土の側圧

固化前 $P_{h1}=\gamma \cdot z$, 固化後 $P_{h2}=K_0 \cdot \gamma \cdot z$ $K_0=\nu/(1-\nu)$

3-4-5 浮力

真水： $\gamma=10.0\text{kN/m}^3$, 海水： $\gamma=10.3\text{kN/m}^3$

3-4-6 地震力

地震時土圧と地震時慣性力を考慮する。

3-5 構造体としての必要強度の検討

- ・路床あるいは路体として必要な強度 (CBR) : $CBR=0.025 \cdot q_{u28}-0.646$
- ・交通荷重に対して必要な強度 (T-25) 死荷重と活荷重
- ・自立の保持に必要な強度 粘着高さ
- ・上部層施工時に必要な強度 接地圧の検討

3-6 地盤を含む全体の安定

3-6-1 滑動・転倒に対する検討

3-6-2 浮き上がりに対する検討

3-6-3 支持力の検討

3-6-4 全体の安定検討 気泡混合土を荷重として評価し安定計算を行う。

3-6-5 地盤の沈下に対する検討

3-6-6 地盤の側方変位に対する検討

第4章配合

4-1 配合設計

使用材料の選定 (セメント、気泡剤)、設計基準値の確認 (流動性、密度、強度)、割増率の設定 (強度の割増2倍)、配合目標値の設定、配合試験の実施、配合の決定

4-2 配合試験方法

4-2-1 試験手順

流動性試験 (調整含水比の決定) 液性限界の2~4倍で考える、
強度試験 (固化材の量の決定)、六価クロム溶出試験

4-2-2 配合計算

配合計算表

4-2-4 気泡混合土の製作方法

試料土調整 (5mmのふるいにかける)、混練方法 (密度 $\pm 0.03g/cm^3$)

4-2-5 試験項目および試験方法

密度、流動性 (JHのシリンダー法 フロー値 $180mm \pm 20mm$)、一軸圧縮強さ
湿潤密度、材料分離

4-3 配合試験事例

4-3-1 霞ヶ浦浚渫粘性土の配合試験事例

4-3-2 各種の土砂による配合試験事例

4-3-3 配合に関して

気泡混合土の密度設定における注意点 (密度最小 $0.6g/cm^3$)、調整土含水比の設定方法
固化材の選定方法、配合試験方法について、フライアッシュ及びフライアッシュ混合土

第5章施工

5-1 一般

5-2 施工方法

5-2-1 材料の搬入・貯蔵

5-2-2 製造方法

5-2-3 圧送

5-2-4 掘削、準備工

5-2-5 型枠工

5-2-6 打設工

5-2-7 打設工

5-2-8 養生

5-2-9 脱型

5-3 施工管理

5-3-1 品質管理

5-4 施工機械、設備、ヤード 9月

参考資料—1 材料特性

「HGS 気泡混合土と HGS 発泡ビーズ混合軽量土について」

金嘉章：基礎工 Vol. 32, No. 12, 軽量盛土工法 pp. 6～8, 2004. 12

H14 建設発生土 2.5 億 m³ (再利用率 3 割)

受入地不足、不適切処分、住民苦情、環境への負荷増大



『建設発生土等の有効利用に関する行動計画』H15 策定



HGS (ハイグレードソイル) の開発

建設発生土 + 各種材料 = 高付加価値化した新土質材料

旧建設省土木研究所、(財)土木研究センター、民間 33 社による共同研究で開発

気泡混合土、発泡ビーズ混合軽量土、袋詰脱水処理土、短繊維混合補強土

気泡混合土とは

発生土 + 固化材 (セメント系・石灰系) + 水



+ 気泡

気泡混合土

- ・軽量性：湿潤密度 0.6～1.2t/m³
- ・強度：一軸圧縮強さ 1000kN/m²
- ・流動性：狭く複雑な空間への充填が容易
- ・施工性：ポンプ圧送、転圧締固めが不要

発泡ビーズ混合軽量土とは

発生土



+ 発泡ビーズ

発泡ビーズ混合軽量土

- ・軽量性：湿潤密度 0.8～1.5t/m³
- ・強度：一軸圧縮強さ 50～1000kN/m²
- ・施工性：普通土と同様の取り扱い

HGS の大きな特徴

通常の土砂と比べて軽量⇒地盤に与える荷重を軽減

広範囲に適用可(山岳地・軟弱地盤・地すべり・河川堤防等の盛土、橋台擁壁の裏込、構造物埋戻)



H22 目標設定 建設発生土利用率 95%

HGS は、目標達成に貢献する技術のひとつであり今後の普及・活用が期待される。

「港湾における軽量混合処理土工法—SGM 軽量土工法」

渡部要一：基礎工 Vol. 32, No. 12, 軽量盛土工法 pp. 19～22, 2004. 12

【開発目的】浚渫土のリサイクル利用

【1993 年～1996 年 共同研究】

- ・運輸省港湾技術研究所
- ・(財)沿岸開発技術研究センター
- ・民間 23 社

→ SGM 軽量土工法協会 (SGM : Super Geo Material の頭文字)

【特徴】

- ・港湾工事特有の条件 (浮力の作用、水中での物性の安定、水中施工、大量施工)
- ・気泡や発泡ビーズを混ぜて軽量化
- ・地震時土圧の低減、土被圧の低減

【施工実績】2003 年度末までに延約 300,000m³

神戸港ポートアイランド地区岸壁の復旧工事、東京国際空港 (羽田空港) の鉄道シールドトンネル覆土、東京国際空港 (羽田空港) の外周護岸工事、各地の岸壁の耐震強化・増深工事

【配合条件】

フロー値：150～200 mm

密度：気中施工部 1.0～1.2t/m³，水中施工部 1.1～1.3t/m³

一軸圧縮強度：200kN/m²以上

【基本配合】

原料土（浚渫粘性土），水，固化材（セメント），発泡ビーズ，

増粘剤（ベントナイト）…含水比調整

起泡剤（界面活性剤系，動物蛋白系）…原料土との相性で消泡率が変わる。気泡直径は 100～200 μm

【1/50 遠心模型振動実験による耐震性の検証】

- ・条件：高さ 10m，幅 7m，単位体積重量 22kN/m³ のケーソンが水深 8m に設置
- ・方法：ケーソン背後の裏込め地盤の一部を SGM 軽量土で置換え（Case1～Case4）
100，200，300Gal で 2Hz の正弦波を 20 波ずつ加振
- ・結果：水平変位の低減，逆台形が最も低減された，ケーソンに作用する土圧の低減
SGM 軽量土より下部の地盤に作用する土圧の低減
- ・考察：SGM 軽量土を台形にすると更に低減効果が得られるが、施工が困難

【施工事例から得られた知見】

- ・1 日当りの打設高は 1m 程度
- ・神戸港ポートアイランド地区岸壁復旧工事…施工後の浸潤等による密度変化はない
- ・衣浦港中央埠頭護岸復旧工事…水深 10m 以上の水圧下でも密度変化はない

「軽量混合処理土「SGM 軽量土工法」の施工事例」

橋本文男：基礎工 Vol. 32, No. 12, 軽量盛土工法 pp. 44～46, 2004. 12

【施工手順】

- ①原料土採取・運搬工 熊本港浚渫粘土（自然含水比：67.5%，液性限界：70.4%）
- ②解泥工 調整泥土（含水比：176%（2.5W_L））
- ③混練工 SGM 軽量土（設計密度：1.2g/cm³，目標密度：1.1g/cm³）
- ④圧送・打設工

【熊本港試験打設】

- ・大水深での配合と打設特性に関する調査
- ・岸壁用ケーソン隔室内への打設（打設水深：約 10m）
- ・固化材添加量：高炉 B 種を 80kg/m³，100kg/m³
- ・軽量化材：界面活性剤系起泡剤，タンパク系起泡剤，発泡ビーズ（50 倍発泡，平均粒径 2mm）
- ・混練時密度：標準配合、気泡割増あり
- ・混練時密度と仕上り密度の差（密度増加率）は界面活性剤系の方が小さい（消泡率が小さい）
- ・打設 28 日後と 1 年後で密度変化なし、一軸圧縮強度は若干増加

【神戸港震災復旧事業】

- ・岸壁背面の地震時土圧の低減
- ・設計強度：一軸圧縮強度で 200kN/m²
- ・品質管理：スランプフロー，湿潤密度，含水比，一軸圧縮強度
- ・打設 22 ヶ月後の密度変化なし。即ち、気泡への浸水なし

【東京国際空港 外周護岸工事】

- ・原料土に現地掘削土
- ・砂分と細粒分を調合

【東京国際空港 道路用地造成工事】

- ・314m 長距離圧送
- ・管内圧力：100m 程度…3～5kgf/cm³，200m 超…7kgf/cm³
- ・圧送前後の密度増加：0.01g/cm³ 程度

【石狩湾新港岸壁改良工事】

<ul style="list-style-type: none"> ・原料土に砂質土 ・増粘材を添加…ベントナイト使用（水中打設時の材料分離防止） <p>【大井埠頭アクセス護岸補強工事】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・大水深での施工（-10m） ・目標密度：1.1g/cm³ ・混練時の密度：0.89g/cm³（水圧による縮泡を考慮，海水の密度 1.03g/cm³より小さくする） ・大深度打設用トレミー管（軽量土の浮上りを考慮，圧送圧力調整機能） ・衣浦港護岸復旧工事では-12mの施工
<p>「HGS 発泡ビーズ混合軽量土工法の施工例」 小橋秀俊，工藤英宇，佐藤利行：基礎工 Vol. 32, No. 12, 軽量盛土工法 pp. 47～49, 2004. 12</p>
<p>HGS 発泡ビーズ混合軽量土工法は、各種建設発生土に超軽量の発泡樹脂ビーズと少量の固化材を混合して軽量化した混合処理土工法</p> <p>【施工実績】80件，70,000m³を超える</p> <p>【特徴】</p> <ol style="list-style-type: none"> ① 礫質土を除く広範囲の発生土が使用可能 ② 配合比を変化させ、湿潤密度 8～15kN/m³、一軸圧縮強さは 50～1000kN/m³に調整可能 ③ 通常のアンド処理土と同様な試験方法、設計法、施工方法が使用できる。 <p>【工法の適用用途】</p> <ol style="list-style-type: none"> ① 埋設構造物に断面強度に余裕がない場合の嵩上げ盛土 ② 水位が高く浮力が働く場所での埋め戻し土 <p>【施工方法】</p> <p>プラント混合方法と原位置混合方法の2種類</p> <p>【HGS 発泡ビーズ混合軽量土の施工例】</p> <p>[施工例-1] 羽根倉橋橋脚補強工事</p> <p>本工事は、荒川第一調整池の囲繞堤および仕切堤の造成工事において、</p> <ol style="list-style-type: none"> ① 盛土による地盤沈下が橋脚基礎杭に負の摩擦力を与えるため、荷重軽減を図るため ② 発泡ビーズ混合軽量土が変形追従性を有しており、堤防材料として適しているため本工法が採用された。 <p>発泡ビーズ等の材料混合方式は、エア-圧送装置にて発泡ビーズと安定材と一緒にトレンチャー先端より連続地中噴射して混合攪拌するパワーブレンダー工法（エア-圧送方式）を用いた。</p> <p>[施工事例-2] 三郷放水路側道橋耐震工事その2工事</p> <p>本工事は、国道 298 号の三郷放水路に架かる側道橋橋台の耐震工事に発泡ビーズ混合軽量土を使用した事例で、道路嵩上げに伴い橋台基礎に対する補強方法として、橋台背面の裏込め土を発泡ビーズ混合軽量土に置換え土圧軽減を図ることが目的。</p> <p>【あとがき】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・平成 14 年度の建設発生土は総量約 2.5 億 m³、そのうち再利用は全体の約 3 割程度。 ・特に低品質の発生土の高付加価値化を図れるハイグレードソイルの利用に期待。 ・今後は、HGS とジオシンセティックスの併用性や実証実験により適用用途拡充を図る。 ・建設発生土の再利用、再生ビーズなどの利用に貢献していきたい。
<p>「軽量盛土工法の概要」 千田昌平：基礎工 Vol. 32, No. 12, 軽量盛土工法 pp. 2～5, 2004. 12</p>
<p>総説 軽量盛土工法の概要</p> <p>1.まえがき</p> <p>EPS 工法が導入されて 20 年となり、1990 年以降急成長していること。地盤工学会では、委員長：茨城大学安原一哉教授のもと、軽量地盤材料の物性評価に関する研究委員会が設</p>

置され、平成 10 年には「軽量地盤材料の物性と適用の現状」がまとめられ、平成 12 年にはシンポジウムが開催されていることが紹介されている。

名称がまちまちであるが、軽量盛土工法の分類として、材料および利用形態から、6 種類に分類し（表-2）、紹介している。

2. EPS 系材料をブロック状または土と複合体として使用する工法

EPS 工法として知られる発泡スチロール土工法は、1985 年に導入され急速に普及。EPS ブロックと土を複合した盛土工法の特許の数としては百数十件ある。その例として、ホールインブロック工法を紹介（図-1）。

EPS ブロック破砕片にセメントミルクを充填するマイサンド工法を紹介（図-2）。

現場発泡による軽量盛土工法として発泡ウレタン工法があり、土木研究センターの建設技術審査証明を取得していることを紹介。

3. 気泡混合軽量土

工法の開発の機関や経緯によって名称や用語が統一されていない。JH では FCB 工法、土木研究所では HGS 気泡混合土（HGS：ハイグレードソイル研究コンソーシアム）、運輸省港湾局では SGM（スーパージオマテリアル）がある。すみわけとしては、FCB 工法は気泡ミルクおよび気泡モルタル、SGM が浚渫土、HGS が発生土を用いることがベースとなるが、骨格材料として各種材料が用いられるようになっており、境界線を引にくい。

気泡の導入方法としては、プレフォーム方式、プレミックス方式、ミックスフォーム方式およびアフターフォーム方式があるが、品質の安定した気泡を製造してから混合するプレフォーム方式がほとんどである。気泡の供給方法と混合方式が、品質に影響する要因となる。気泡混合土にサクション工程を与えないことにより、消泡率の小さい安定した気泡混合土を得られる。

4. 土と軽量材を混合する方法

固体系軽量材料を土と混合する工法で、代表的な材料としては、発泡ビーズがあり、SGM 軽量土研究会および HGS 研究コンソーシアムがある。発泡ビーズの新材、リサイクル材を用いたものや各種材料を用いたものがあり、使用形態としては、土そのまま混合するもの、固化材を添加するもの、スラリー化したものがある。

5. 土より軽い発生材を用いる方法

土と混合して適用する場合とそのまま使用する産業副産物およびリサイクル材料として、水砕スラグ、石炭灰、焼却灰などがある。この中でも、ガラス瓶の破砕片を用いた発泡ガラスは軽量材として開発されたものである。

6. 袋詰め軽量土

HGS 袋詰め脱水工法や土のうを性能表示し本体構造物に使用するソルパック工法があり、その中でもソルパック工法には、EPS 減容材および炭化木材などを袋詰めた軽量ソルパック工法がある。前述したマイサンド工法は、袋詰の状態に積み重ね締め固め、サンドイッチ状にして裏込め、盛土材として使用する場合は、この分類に入る。

7. 中空構造物による工法

コルゲートパイプやボックスカルバートなどの中空構造物を盛土内に設置し荷重を軽減する工法も軽量土工法に分類される。この他に、キュービック状のコンクリート骨格体を積み重ねるポカラユニット工法や各種形状のフレームユニットを組み合わせ栈橋状のフレーム構造を形成するジオフレーム工法がある。

8. あとがき

今後さらに発展する工法である。工学特性や施工技術に関しては、それぞれの開発機関によって明らかにされているが、工法によっては、材料的に地域性があることや供給体制が明確ではないことなどから、コスト面でばらつきができて実設計への障害になっていることなどの問題点がある。これらの問題点を克服することにより十分採算性のある工法となるとまとめられている。

1.はじめに

日本海東北自動車道の新潟空港 IC～中条 IC 間は、軟弱地盤上を通過しているため橋台の背面の裏込めに、沈下・側方移動・背面土圧低減等の対策で大規模の気泡混合軽量土を採用したが、FCBに多くの個所で不等沈下や変状が認められた。

14 年度の研究としては、水和熱に注目した FCB の強度・変形特性についての研究成果と FCB の変状原因である沈下を圧密沈下計算により FEM 解析した結果の報告。

2.平成 13 年度までの成果

- ・ FCB は多孔質な材料で、圧縮に対して局所的な破壊を繰り返しながら変形する。
- ・ 塑性域に入るとひずみが急増するため、弾性域内での設計を考慮。
- ・ 乾燥後、強度の伸びが低く所定の強度が得られない。
- ・ 打設深さによる強度のバラツキが大きい。
- ・ 20～80℃では高温になるほど強度の発現が小さくなる傾向。
- ・ プレロード高や期間が層厚に比較して少ない箇所に変状が多い。
- ・ FCB 全体の地盤内応力を増加させないためには、プレロードが盛土高+2m の場合、圧密度が 80%以上必要。

3.平成 14 年度の研究内容

- ・ 養生温度の違いによる FCB の強度・変形特性の研究
- ・ 軟弱地盤上における FCB の沈下解析

FCBの現場強度と水和熱の状況

FCB の強度はバラツキが多く十分な強度が得られていない要因として、FCB の温度が 80℃以上に上昇し長時間継続するとの調査結果から、水和熱の発生による温度上昇に注目し実験した結果、温度が強度低下の直接要因であることが明らかになった。

FCBに養生温度を与えた実験方法

養生温度：20， 40， 60， 80， 90， 100℃の供試体による一軸圧縮試験を実施。

打設高さの影響を調べる為に、60， 100℃の養生温度で一軸圧縮試験を実施。

FCBに養生温度を与えた実験結果および考察

図-3 一軸圧縮強さと養生日数の関係：

t = 20℃は順調な強度増加。t = 80， 90， 100℃は強度増加殆どない。

→ t = 80℃を超えることが強度発現に大きな支障を与える。

図-4 含水比と養生日数の関係：

t = 20℃以外は養生温度が高くなるに従い含水比の低下が大きい。

→強度低下の要因は温度であることが明確。

図-5 変形係数と養生日数の関係：一軸圧縮の結果と同様な傾向。

図-6 t = 28 日の一軸圧縮、変形係数－養生温度 t の関係：

一軸圧縮と変形係数を養生温度で整理。規則性があり温度管理に利用可能。

図-7 引張強さ－養生日数の関係：

一軸圧縮と同様に引張強さと養生日数には高い相関が存在。

図-8 曲げ強さと養生日数の関係：比較的養生温度の影響は受けにくい。

図-9 打設深さ－一軸圧縮強さの関係：

t = 60℃の場合、上部強度が最も低く、打設深さに対する強度変化がなく養生日数が長くなっても同傾向。t = 100℃， d = 14 日では強度増加が無く深さによる強度変化も無い。

養生温度の違いによるFCBの強度・変形特性まとめ

- ・ FCB を現場から採取した一軸圧縮強さはバラツキが大きく目標強度に達していない箇所が多くある。
- ・ 現場の温度計測より短時間で 80℃を超え長時間継続していることが明確となる。
→気泡による断熱効果と繰返し打設されることによるセメントの水和熱の供給が考えられる。

水和熱が強度特性に与える影響

各養生温度による一軸圧縮試験や引張試験、曲げ試験を実施

- ・一軸圧縮強度は 80、90、100℃の養生温度では差がなく、28 日では 20℃の 1/3～1/4 の強度。
- ・20～80℃の養生温度では温度の上昇に伴い一軸圧縮強度は低下
- ・曲げ強度は、養生温度の影響を受けにくい、引張強度は一軸圧縮強度と同様に温度の上昇に伴い低下した。

「廃棄発泡スチロール軽量盛土工法の施工例」

檜垣貴司, 工藤英宇: 基礎工 Vol. 32, No. 12, 軽量盛土工法 pp. 50～52, 2004. 12

1. 発生量とリサイクルの現状

リサイクル法が施工される中、EPS のリサイクルの現状を見ると、出荷量は漸次低下傾向にあるがマテリアルリサイクル率は増加傾向にある。マテリアルリサイクルの内容は、インゴット化が一番多いが、インゴット化された廃棄 EPS は、現状では中国への輸出が主で健全なリサイクルとは言えない。

2. テプサム経軽量土とは

テプサム軽量土は、軽量骨材として回収された廃棄 EPS を粉砕し、特殊な溶融装置で溶融した粒状再生 EPS 材を用いた軽量土である。

粒状再生 EPS 骨材の製造は、

回収発泡スチロール材→一次破碎(20mm程度に破碎)→二次破碎(4mm程度に再破碎)
→特殊溶融機械で約 120℃の温風で表面だけを溶融

- ・粒子密度は、溶融時間で調整でき、一般的に 0.07～0.1t/m³
- ・粒子強度が高く、静電気も生じることがない取り扱いやすい粒状材料。

2.1 テプサム軽量土の室内配合

2.1.1 室内配合試験

ビーズ混合土の配合設計法に基づき、原料土・安定材、水に対して粒状再生 EPS 材の混合比 V_B を変え、締固め試験および一軸圧縮試験を実施。

- ・試験の範囲内では粒状再生 EPS 材の混合比 V_B を変えることにより締固め後湿潤密度 ρ_t を調整できる。
- ・ ρ_t が大きくなると一軸圧縮強度 q_u が大きくなる傾向が見られる。
- ・砂質土では粒状 EPS 材の結果と同一線上にあり、同じ湿潤密度 ρ_t に対して同程度の強度が得られる。

2.2 テプサム軽量土の耐久性

耐久性の評価として、繰返し載荷試験とクリープ試験を採用。

原料土は、ローム、シルト、砂質土の 3 種類を用いる。

2.2.1 一軸圧縮強度

テプサムと EPS ビーズを比較すると、同じ湿潤密度では常にテプサムのほうが強度が高い結果となり、これは粒状 EPS 材の強さに起因すると考えられる。

2.2.2 繰返し載荷試験

テプサムとビーズを比べると、同一荷重では、テプサムの方が破壊しにくい傾向を示す。

2.2.3 クリープ試験

同一荷重に対するクリープ変形に関しては、テプサムの方が抵抗性が高い。

3. 施工例

施工場所: 横浜市鶴見区

施工概要: 都市部河川の地下埋設に伴って設置されたボックスカルバートの周辺を土圧低減の目的で、テプサム軽量土を使用した。

4. あとがき

HGS 発泡ビーズ混合軽量土工法が実用化され実施も増えているが、今回、粒状再生 EPS 材を用いても技術的には殆ど遜色ない軽量土ができることが判った。

問題は、リサイクル材の経済性であり、材料費に占める輸送費などのコストの問題が今後の課題となる。

「軟弱地盤の軽量安定処理」

鈴木敦巳：軟弱地盤講演会，福井県小浜市，2003.7

【軽量地盤材の位置付け】

- ・一般的な土より軽量で、良質土と同等以上の強度が確保できる。
- ・不良土を材料にできる。
- ・軽量材：気泡，発泡スチロールビーズ，発泡ガラス，プラスチック，タイヤチップ，木材等
- ・性質：気泡混合軽量土で 密度 $0.8\sim 1.2\text{t/m}^3$ ，一軸圧縮強さ $0.1\sim 1.0\text{Mpa}$

【軟弱地盤安定処理の有効性】

置換え、安定処理、サンドドレーン、サンドコンパクションの代わりに軽量安定処理を行う有効性ある。

【消泡率】

- ・消泡率は、初期の間隙比が大きいほど低下する。

【一軸圧縮強さ】

- ・一週強度は、硬化後の間隙比が減少すると減少する。
- ・一軸圧縮強さは、養生期間に対して対数的に増加する。

【硬化後の圧縮性】

- ・圧縮指数は、初期間隙比と共にほぼ直線的に増加する。
- ・圧密（圧縮）降伏応力と一軸圧縮強さとの間に関連性が強い。

「各種短繊維材を添加したセメント安定処理および気泡混合軽量土の力学特性の改善効果」

高山英作，安福規之，落合英俊，大嶺聖，小林泰三：セメント及びセメント系固化材を用いた固化処理土調査・設計・施工方法と物性評価に関するシンポジウム発表論文集，pp. 335～338，2005.01

1.概要

高機能な地盤材料として軽量性を有する気泡と廃棄物を再利用したリサイクル材に注目し、各種の短繊維材（古紙、ナイロン系、PET 短繊維補強材）を添加・混合した固化処理土の力学特性の改善効果について調べた。

2.実験概要

2.1 材料

- ・試料：有明粘土
- ・セメント：高炉セメントB種
- ・発泡剤：界面活性系発泡剤（←軽量性・流動性を付加するため気泡混合軽量土を作製）
- ・短繊維：ナイロン系（長さ10mm、廃棄魚網），古紙（綿状の新聞紙のリサイクル材）
PET短繊維補強材（長さ7.5mm、ペットボトルリサイクル材）

2.2 配合及び固化処理土パターン

- ・調整土比重=1.17、セメント添加量= 200kg/m^3
- ・気泡混合軽量土：①無添加②古紙 (2.5kg/m^3) ③ナイロン系 (10kg/m^3) ④PET (0.3kg/m^3)
- ・安定処理土：①無添加②古紙 (2.5kg/m^3) ③ナイロン系 (10kg/m^3)
- ・気泡混合軽量土の配合：フロー170mm以上、目標密度= 0.6g/cm^3

3.実験結果および考察

各短繊維材を混合したセメント安定処理及び気泡混合軽量土について、圧裂試験、一軸圧縮試験および三軸圧縮試験を実施。

図-1（セメント安定処理土）引張強度－圧縮率

- ・各々の最大引張強度は同程度。短繊維材を混合しない場合は急激に応力低下し脆性的破壊。古紙、ナイロン系は強度が若干低下するが大きな残留強度を発揮。

図-2（セメント安定処理土）圧縮強さ－軸ひずみ

- ・最大圧縮強度は全て同程度。古紙はピーク後の応力低下が小さくねばり強い。ナイロン系混合も無添加よりは粘り強い。

- 図-3 (気泡混合土) 圧縮強さーひずみ
- ・セメント安定処理土と比較して全ての場合でピークの応力低下は小さい。(気泡の影響)
- 図-4 (気泡混合土) 最大圧縮強さー密度
- ・密度 0.5~0.6 間では、最大圧縮強度と密度間に線形的な関係
- 図-5 圧縮強度 q /一軸圧縮強度 q_u ー軸ひずみ
- ・無添加はひずみ 0.2%で急激な応力低下。短繊維混合は応力を保持し粘り強い。
- 各種短繊維材を添加した気泡混合軽量土の三軸圧縮特性
試験条件：圧密非排水 (CU)、側圧-25, 50, 75kPa
- 図-6 (側圧=50kPa) 圧縮強さー軸ひずみ
- ・古紙、PET はピーク後の応力低下が小さく、短繊維添加による粘り強さ改善効果有り
- 図-7 (無添加の場合) 圧縮強さー側圧
- ・気泡混合土の密度の違いにより多少圧縮強度に違いが生じる。
- 図-8 (短繊維添加の場合) 圧縮強さー側圧
- ・古紙を混合した場合が一番大きな圧縮強さを示す。
- 図-9 圧縮強さー密度
- ・概ね線形関係にあるが短繊維混合による明確な違いは見られない。
- 表-4 三軸試験結果
- ・内部摩擦角は短繊維材を混合することにより小さくなる傾向。
 - ・粘着力は短繊維材を混合することにより大きくなり改善効果有り。
 - ・靱性度=軸ひずみ 6%時に軸差応力 (残留強度) q_r /最大軸差応力 q_f
- 図-10 靱性度ー側圧
- ・ナイロン系は靱性度の効果なし。古紙、PET は靱性度 0.9 と高く粘り強い。

4.まとめ

- 1) セメント安定処理土に短繊維材として古紙を混合すると、引張特性、圧縮特性において粘り強さが増加する。
- 2) 気泡混合軽量土に短繊維材を混合してもピーク強度に明確な影響は見られない。ただし、短繊維材を混合することで内部摩擦角は小さくなる傾向があるが、粘着力は増加する。
- 3) 気泡混合軽量土に短繊維材を混合すると残留強度が増加し、粘り強い材料となる。特に靱性度に対して古紙は PET 短繊維補強材と同程度の改良効果が得られた。

「短繊維入り気泡混合土の強度特性」

小林嘉章, 新舎博, 渡邊雅哉, 藤井二三夫:平成 17 年度土木学会全国大会第 60 回, No. 3-290

1.はじめに

本研究では、気泡混合土に短繊維を混合して、短繊維による強度の増加効果、乾燥収縮によるクラック発生の抑制効果について、HGS 研究コンソーシアム気泡混合土部会において実施した研究成果の一部を報告。

2.短繊維の選定

- ・品質、軽量性、経済性を考慮して、PET、PEN の 2 種類のポリエステル製短繊維を採用。
- ・繊維長は、予備試験より 7.5mm を採用。

3.実験概要

(1) 供試体作成

- ・原料土：砂を幾分含む粘性土
- ・固化材：高炉セメント B 種 添加量 3 水準 (100, 200, 300kg/m³)
- ・短繊維：2 種類 (PET、PEN)、長さ=7.5mm、添加量：処理土当り 3 水準 (0.1, 0.3, 0.5kg/m³) 及び無添加
- ・密度：各配合ケースで 密度=0.6g/cm³
- ・供試体の作成方法：
 - 調整泥土 (原料土+加水) →セメント添加・攪拌→短繊維添加
 - プレフォーム方式で気泡混合 養生：20°C, 湿度 60%の恒温恒湿養生

(2) 試験方法

一軸圧縮試験 (JIS A 1216), 曲げ強度試験 (JIS A 1106), 引張強度試験 (JIS A 1113), CBR 試験 (JIS A 1221) を材齢 28 日で実施。

4. 試験結果

図-1 繊維量と一軸圧縮強さの関係

- ・一部を除き繊維添加で強度増加の傾向がある。
- ・セメント添加量 200kg/m^3 と 300kg/m^3 で強度の差が小さい。
→ 300kg/m^3 はフロー値が小さく均一に混練りされていない可能性あり。

図-2 繊維量と曲げ強度の関係

- ・PET-200 を除くと、少量の繊維混合でも曲げ強度が増大する。

図-3, 図-4 繊維量と引張強度、CBR の関係

- ・引張強度及び CBR は明確な短繊維の効果は見られず。

図-5, 図-6 繊維量と圧縮強度に対する曲げ・引張強度比の関係

- ・短繊維を混合しない場合の共同研究報告書の結果と比較すると、今回の短繊維を混合した密度 0.6g/cm^3 の場合において、大きな値がえられ繊維の効果がある。

5. まとめ

- ・短繊維を混合すると曲げに対する強度増加があり、曲げ/圧縮強度比と引張/圧縮強度比に対しても大きな影響を及ぼす。
- ・セメント添加量および気泡添加量が増えると混合状態が均一になり、強度のばらつきが大きくなる。
- ・短繊維を混合すると、気泡混合土のフロー値が低下するので、セメント添加量 200kg/m^3 以上と多くする場合は、水の混合を多くするなどして配合の工夫が必要。

「現地発生土と短繊維を混入した気泡混合軽量盛土による橋台背面对策工」

山口正明：平成 17 年度国土交通省国土技術研究会，No. 23

1. はじめに

有明沿岸道路は延長 55km 内 23.8km を現在事業促進中である。全体の約半分が盛土区間(高さ 7~11m) 全線に渡り軟弱な粘土層が堆積している。新技術をコスト削減の観点より積極的に採用している。橋台背面の対策工で採用した現地発生土と短繊維を混入した気泡混合軽量盛土工法の報告。

2. 工法概要

橋台背面に気泡混合土を使用

(長所) 土圧が低減される→基礎杭本数を減らせる→工費縮減

(短所) 気泡混合軽量土はコストが高い、クラックが発生しやすい。

(対策) 補強土工法を使用し背面を急勾配とし気泡混合土量を減らす、現地発生土を使用
気泡混合土に短繊維を混入し靱性、耐久性の向上を図る。

(留意点) 短繊維を混入した気泡混合軽量土は、強度特性、変形特性が不明な点が多く、流動性の低下から施工性が落ちる。

室内試験、現場打設試験、を行う。

3. 室内試験

・試験条件

短繊維の長さ、混入量、種類を変化させ一軸圧縮試験を行う。

原料土：クリーク浚渫土 セメント：高炉セメント B 種 短繊維：PET, PEN

セメント添加量：100, 200, 300 kg/m^3 短繊維混入量：100, 300, 500, (700) g/m^3

短繊維長さ：5, 7.5, 15mm 目標密度： 0.6g/cm^3

・結果

短繊維を混入することで強度が増加する。セメント添加量が多くなるとこの傾向は顕著になる。強度増加と短繊維混入量の関係は明瞭ではない。

短繊維の種類や長さが強度に及ぼす影響は小さい。繊維混入量は $100\sim 300\text{ g/m}^3$ が妥当。セメント添加量 100 kg/m^3 でクラック抑制効果確認できた。

4. 施工事例

気泡混合軽量土強度を 300 kN/m^2 とし、橋台背面地山を浅層改良と低改良率深層混合処理を組み合わせた対策工を行う。問題なく施工を完了し、施工後も安定している。約 26% のコスト削減を達成した。

5. まとめ

- ・ 短繊維を気泡混合土に混入することで強度が増加し、クラックの発生を防止できる。
- ・ 短繊維量が強度増加に及ぼす影響は明瞭でなく、繊維混入量は $100\sim 300\text{ g/m}^3$ が妥当である。
- ・ 短繊維混入により、当初想定していた配合強度より低い強度で、路床の必要強度を確保できた。
- ・ 当初工法に比べ約 26% コスト縮減ができた。