

ソイルセメントを用いた緩衝システムの模型実験および 実規模擁壁に関する衝撃応答解析

Falling-weight impact test of absorbing system models with soil cement and impact response analysis for full-scale rockfall protection walls

牛渡 裕二^{*}, 小室 雅人^{**}, 前田 健一^{***}, 保木 和弘^{****}, 岸 徳光^{*****}
Yuji Ushiwatari, Masato Komuro, Kenichi Maeda, Kazuhiro Hoki and Norimitsu Kishi

^{*}(株)構研エンジニアリング防災施設部, 技師長(〒065-8510 札幌市東区北 18 条東 17 丁目 1-1)
ushi@koken-e.co.jp

^{**}博(工), 室蘭工業大学准教授, 大学院工学研究科基盤ユニット, (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

^{***}博(工), 名古屋工業大学教授, 工学研究科社会工学専攻(〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)

^{****}(株)構研エンジニアリング防災施設部(〒065-8510 札幌市東区北 18 条東 17 丁目 1-1)

^{*****}工博, 釧路工業高等専門学校 校長(〒084-0916 釧路市大楽毛西 2 丁目 32-1)

In this study, in order to investigate an applicability of the three-layered absorbing system (TLAS) with soil cement to rockfall protection walls, large-scale falling-weight impact test were carried out using 5 and/or 10 ton weight. Also conducting dynamic response analysis of the full-scale rockfall protection wall with the TLAS inputting time history of the transmitted impact force obtained from the test results, the damage level and stability of the wall were verified. The following results obtained from this study were as follows: 1) TLAS proposed here can effectively absorb the impact force with an impact energy of $E = 1,200$ kJ; and 2) rockfall protection walls with TLAS proposed here can be applicable for falling rocks with the impact energy of $E = 1,200$ kJ.

Key Words: rockfall protection walls, three layered absorbing system, full scale dynamic test, elasto-plastic impact analysis

キーワード：落石防護擁壁，三層緩衝構造，実規模衝撃実験，弾塑性衝撃応答解析

1. はじめに

海岸線や山岳部などの急崖斜面に近接する道路には，落石や土砂崩壊などの自然災害から人命や道路を守るための落石防護構造物が建設されている．また，近年，集中豪雨等の異常気象や大地震等による斜面の不安定化などにより，設計当初には想定していない規模の落石があり，擁壁が押抜きせん断破壊に至る事例

も発生している(写真 - 1)．

このため，交通網の安全性の観点から，既設落石防護構造物の耐衝撃性能の向上が求められているが，一方で，このような社会的要求に対して，逼迫した財政状況から防災対策コストの縮減も要求されている．このような状況下で，既存ストックの下，現地発生土等を有効活用して効率的に落石衝撃力を緩和等するシステムの開発が急がれている．



写真 - 1 落石防護擁壁の損傷事例

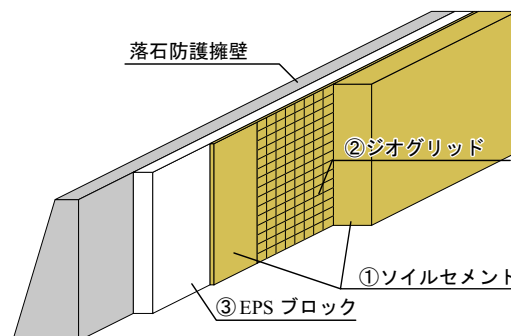


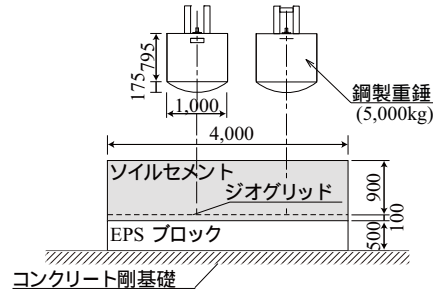
図 - 1 緩衝システム概略図

表 - 1 実験ケース一覧

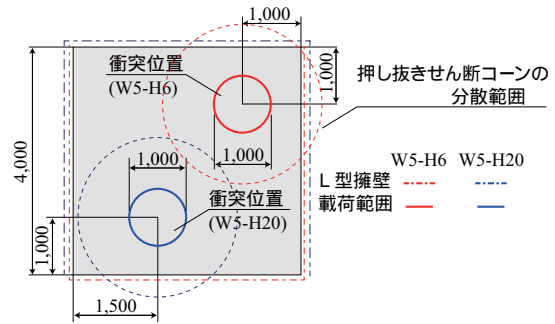
ケース名	重錘質量 (ton)	落下高さ (m)	衝突速度 (m/s)	入力エネルギー (kJ)	運動量 (ton・m/s)	ソイルセメント厚 (cm)	EPS 厚 (cm)	ソイルセメント強度 (MPa)
W5-H6	5	6	10.8	300	54	100	50	2.3
W5-H20	5	20	19.8	1,000	99			
W10-H12	10	12	15.3	1,200	153			



写真 - 2 水平衝撃荷重実験状況 (H23・H24 実施)



(a) 断面図



(b) 平面図

図 - 2 実験装置および試験体概要 (予備実験)

著者らは、これまで落石防護擁壁用緩衝構造として、表層材にRC版、裏層材に発泡スチロールブロック（以後、EPSブロック）を用いる二層緩衝構造を提案するとともに、その緩衝効果を実験的・数値解析的に評価検討し、合理的な設計手法を確立している^{1)~2)}。さらに、二層緩衝構造の開発により得られた知見に基づき、より費用対効果の高い緩衝構造として、表層材にソイルセメント、芯材にジオグリッド、裏層材にEPSブロックを用いる三層緩衝構造（図 - 1、以後、提案工法）を提案している。また、本工法の実用化に向け、最適なソイルセメントの強度や厚さ、ジオグリッドの配置位置を変化させた緩衝システム模型（平面寸法1m四方、総厚45~75cm程度）に関する重錘落下衝撃実験^{3)~6)}（以後、室内要素実験）を実施し、検討を行ってきた。

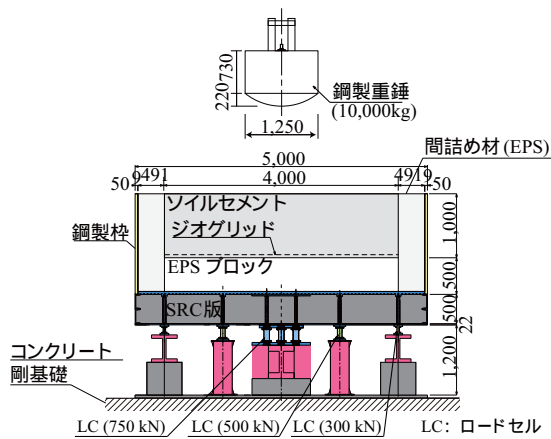
その結果、提案工法は、ソイルセメントの押し抜きせん断破壊による直接的な衝突エネルギーの緩衝効果、ジオグリッドによる荷重分散効果やEPSブロックの割裂抑制効果、およびEPSブロックの塑性変形による衝撃エネルギー吸収効果が相乗的に発揮されることで効率的に衝撃緩和することが明らかとなっている。また、写真 - 2 に示す提案工法を設置した1/2縮尺擁壁模型の水平衝撃荷重実験結果より、緩衝構造を設置する場合には、設置しない場合に対して入力エネルギーで比較して最低でも6倍以上の耐衝撃性向上効果が期待できることなどを明らかにしている。しかしながら、これまでの研究は、模型実験による緩衝効果

の検証および確認であり、実規模レベルの構造に対する実験的検証は行われていない。

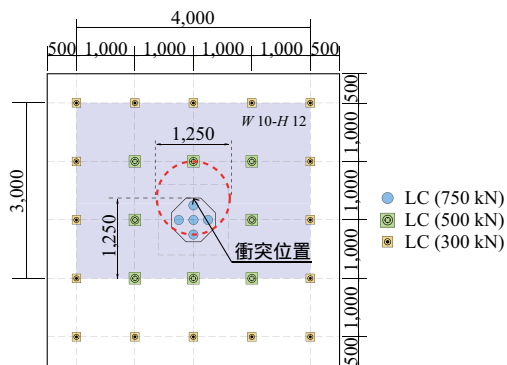
このような背景より、本研究では提案工法の適用エネルギー範囲を検証することを目的に、実規模レベルの緩衝システムを大型緩衝材用実験装置（以後、実験装置）上に構築し、重錘落下衝撃実験を実施した。さらに、提案工法の実規模落石防護擁壁への適用性を確認するために、実験より得られた伝達衝撃力波形を実規模落石防護擁壁モデルに入力して数値実験を実施し、擁壁の損傷状況や転倒安定性に関する数値解析的な検証を行った。

2. 実験概要

表 - 1 には、実施した実験ケースの一覧を示している。表中に示すケース名は、重錘質量 (W)、落下高さ (H) を表し、それぞれハイフンで結び示している。提案工法の目標落石エネルギーは $E = 1,000$ kJ としている。しかしながら、前述したようにこの実規模レベル



(a) 断面図



(b) 平面図

図 - 3 実験装置および試験体概要 (本実験)

の構造に対する緩衝性能に関しては未だ検討がなされていない。このような現状を踏まえ、本研究では、提案工法の緩衝性能および実験装置の安全性を確認するために、図 - 2 に示すようなコンクリート基礎上に提案工法を構築し、2 種類の入力エネルギー ($E = 300$ kJ, 1,000 kJ) に対する予備荷重実験を実施し、緩衝システムの破壊性状や実験装置の安全性を確認した。その後、図 - 3 に示す実験装置上に試験体を製作し、目標の入力エネルギーに対する衝撃荷重荷重実験を行い、その緩衝性能について実験的に検証を行った。

2.1 試験体概要

写真 - 3 には実験状況を、図 - 2、図 - 3 には実験装置および試験体概要を示している。試験体の平面寸法は、予備実験および本実験でそれぞれ $4\text{ m} \times 4\text{ m}$ 、 $4\text{ m} \times 3\text{ m}$ 、とし、各層厚は EPS ブロックを 50 cm、ソイルセメントを 100 cm としている。なお、ソイルセメント底面から 10 cm の位置にジオグリッドを 2 枚重ね合わせて設置している。

実験に使用したソイルセメントは、実施工を想定して浅層混合処理工法時の配合設計に準じて、室内と現場との混合精度の差や施工時の気温などを考慮して、配合するセメント量を規定値の 100 kg/m^3 に対して 40



(a) 予備実験



(b) 本実験

写真 - 3 実験状況

% 割り増しし、 140 kg/m^3 とした⁸⁾。すなわち、含水比を 15 % 程度に調整した砂に早強ポルトランドセメントを 140 kg/m^3 配合し、 2 m^3 毎にバックホウにて攪拌して EPS ブロック上に敷き詰め、足踏みにより締め固めて作製した。その後、ブルーシートで覆うことにより 7 日間以上養生し、所定の強度が発現していることを確認した後に実験を実施した。なお、目標強度は 1 MPa としている。

表 - 2 には、実験で使用した緩衝システムを構成する各材料の物性値一覧を示している。(a) にはソイルセメント材料である砂の土質試験結果、(b) にはジオグリッドの公称値、(c) には EPS ブロックの公称値を示している。また、図 - 4 において、(a) 図にはソイルセメントの一軸圧縮強度試験結果の一例、(b) 図にはジオグリッドの引張試験結果、(c) 図には EPS ブロックの静荷重実験結果を示している。実験時におけるソイルセメントの平均圧縮強度は、予備実験で $f_c = 2.3$ MPa、本実験で $f_c = 2.8$ MPa であった。

なお、試験体の表面保護工として試験体上面と側面の解放面に対して、超速硬化ウレタン防水材を厚さ 2.0 mm 程度吹き付けしている。ウレタン防水材の吹付前には付着向上およびピンホールによる空気膨張を抑制することを目的に、1 成分ウレタン系プライマーにセメントを配合 (重量比 1 : 1) した下地材を塗布した。

表 - 2 各材料の物性値一覧

(a) 砂

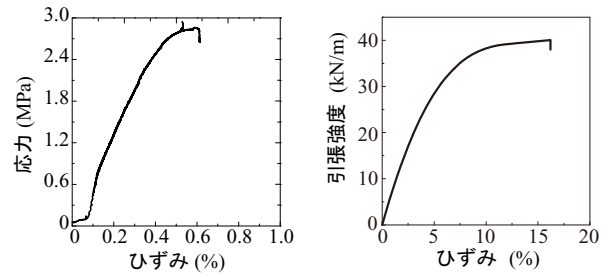
産地	種類	均等係数	土粒子密度 (g/cm ³)	吸水率 (%)	最適含水比 (%)
登別	中粒砂	2.6	2.79	2.46	16

(b) ジオグリッド

目合 (mm)	品質管理強度 (kN/m)	製品基準強度 (kN/m)	材質
28 × 33	34.0 × 43.0	27.0 × 37.0	ポリプロピレン

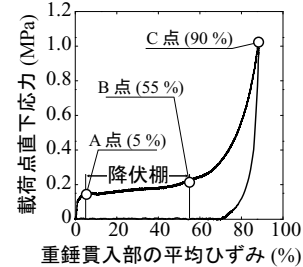
(c) EPS ブロック

密度 (kg/m ³)	発泡倍率	製造法
20	50.0	型内発泡法



(a) ソイルセメント

(b) ジオグリッド



(c) EPS ブロック

2.2 実験方法および計測方法

実験は、予備実験、本実験ともに重錘を所定の高さから所定の位置に自由落下させる単一衝撃荷法により実施した。なお、衝突位置は実設計を考慮して、試験体側面から各重錘直径分の離隔を設定した。

(1) 予備実験 (W5-H6, W5-H20)

予備実験では、計 2 ケースの実験を実施した。予備実験においても、実際の緩衝工と同様の境界条件となるように、地盤に接している面と擁壁延長方向の 2 面を拘束するために、3 辺に L 型プレキャスト擁壁を設置し実験を行った。1 ケース目は $E = 300$ kJ で実験を実施した。また、2 ケース目は、提案工法の目標エネルギーである $E = 1,000$ kJ の入力エネルギーを作用させた。実験は質量 5 ton、直径 1 m の重錘を使用して行った。計測項目は、重錘の頂部表面に設置したひずみゲージ式加速度計 (容量 100 G) による重錘衝撃力および高速度カメラによる重錘貫入量である。

(2) 本実験 (W10-H12)

本実験は、衝撃用ロードセルによって支持された剛基礎上に予備実験と同一スペックの緩衝システムを構築し、予備実験よりも若干大きい $E = 1,200$ kJ の入力エネルギーを作用させて実施した。実験は質量 10 ton、直径 1.25 m の重錘を用いて行った。計測項目は、重錘の頂部表面に設置したひずみゲージ式加速度計 (容量 200 G) による重錘衝撃力、衝撃用ロードセルによる伝達衝撃力および高速度カメラによる重錘貫入量である。なお、伝達衝撃力は 29 個の衝撃荷重測定用ロードセルで測定した値を合計したものである。

各実験の衝撃力波形は、重錘貫入量を除き全てサンプリングタイム 0.1 ms でデジタルデータレコーダにて一括収録することとした。また、収録したデジタルデータは、重錘貫入量のデータを除き、全て 11 ワード分の矩形移動平均により数値フィルターを施している。

図 - 4 各材料の試験結果

3. 実験結果

3.1 破壊性状

写真 - 4 には、各実験ケースにおける試験体の破壊性状を示している。(a) 図に示すソイルセメントの破壊性状に着目すると、W5-H6 ($E = 300$ kJ) の場合には載荷点直下のウレタン被覆部が重錘程度で破断している。その後重錘が 20 cm 程度貫入し停止した。ウレタン被覆は一部破断しているものの解放面の崩壊には至っていない。一方、W5-H20 ($E = 1,000$ kJ) および W10-H12 ($E = 1,200$ kJ) の場合には、重錘が深く貫入し、ウレタン被覆部の破断とともにソイルセメントに著しい損傷が認められる。重錘貫入跡にはソイルセメント層に押抜きせん断破壊された形跡が確認されており、その角度は既往の研究である室内実験結果と同様に約 45° であった。また、ソイルセメントの損傷に伴い、重錘は解放面側に傾倒する傾向を示した。

(b) 図に示す EPS ブロックの破壊性状に着目すると、W5-H6 ($E = 300$ kJ) では EPS ブロックのほぼ全域に放射状かつ円形のひび割れが生じているものの、大きな割裂は生じていないことが分かる。これは、入力エネルギーが小さいため、ソイルセメントの圧壊が軽微となり、EPS ブロック全域に衝撃力が分散したためと推察される。また、EPS ブロックの表面には大きな変形が認められず、ジオグリッドも破断していないことから、EPS ブロックが重錘に押し抜かれている状況は認められない。一方、入力エネルギーの大きい W5-H20 ($E = 1,000$ kJ) および W10-H12 ($E = 1,200$ kJ) の場合には、重錘衝突点直下に EPS ブロックの破片の一部が残存している。これは、前述したように重

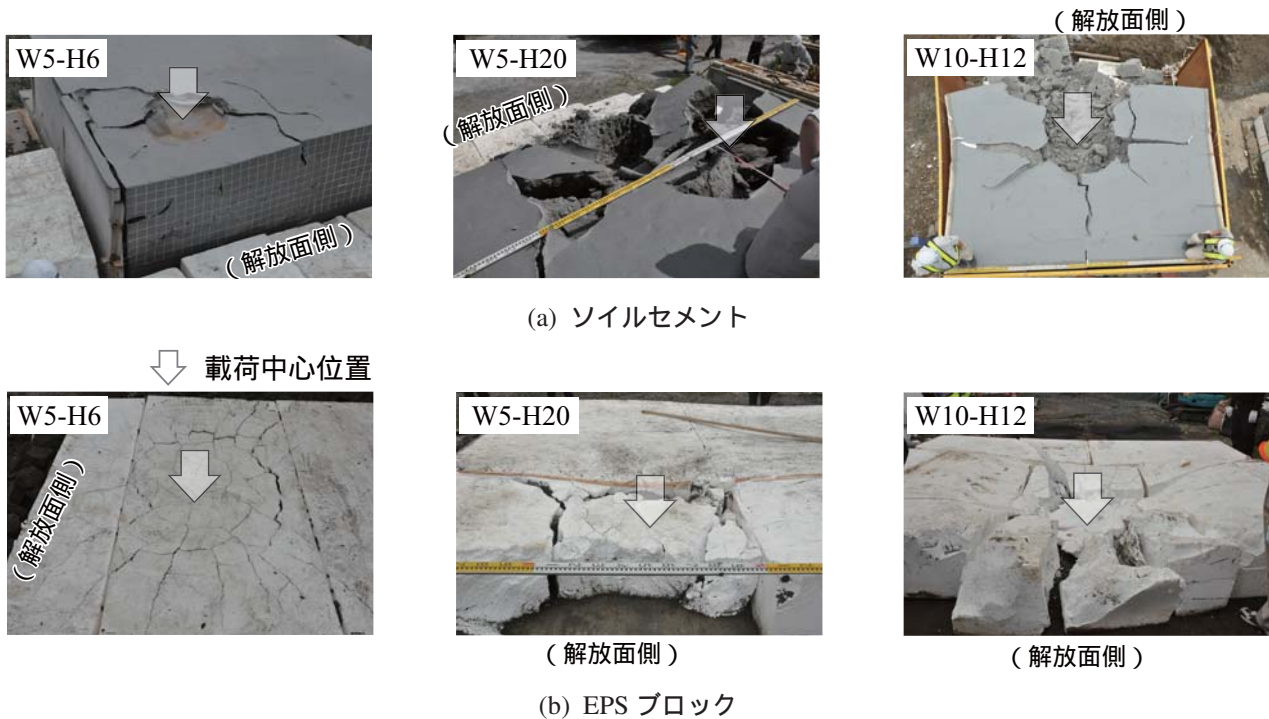


写真 - 4 破壊状況（実験結果）

錘が緩衝システムに深く貫入していることから、EPS ブロックが重錘によって押抜きせん断破壊したものと考えられる。また、衝突点周辺の EPS ブロックが解放面側に押し出されるとともに、重錘も解放面側に傾倒した。なお $E \geq 1,000$ kJ の場合には、ソイルセメント中に配置しているジオグリッドが重錘径程度で円形に破断していることを確認した。

3.2 各時刻歴応答波形

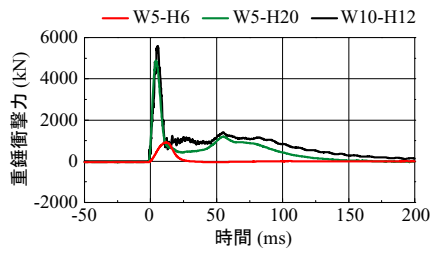
図 - 5 には、(a) 重錘衝撃力、(b) 伝達衝撃力および (c) 重錘貫入量に関する時刻歴応答波形を示している。

(a) 図の重錘衝撃力波形に着目すると、入力エネルギーにより波形性状に違いがあることが分かる。入力エネルギーの小さい W5-H6 の場合においては、継続時間が 25 ms 程度の正弦半波状の第 1 波のみが励起しており、最大重錘衝撃力は 1,000 kN 程度である。一方、入力エネルギーが $E = 1,000$ kJ を超える W5-H20 および W10-H12 の場合には、継続時間が 10 ms 程度の第 1 波と継続時間が 100 ms を超える第 2 波から構成されている。また、第 1 波目の最大値は W5-H20 および W10-H12 でそれぞれ 4,900 kN、5,600 kN となっている。第 2 波目は W5-H20 および W10-H12 でほぼ同時刻である 55 ms 程度で最大値を示し、それぞれ 1,200 kN、1,500 kN を示している。

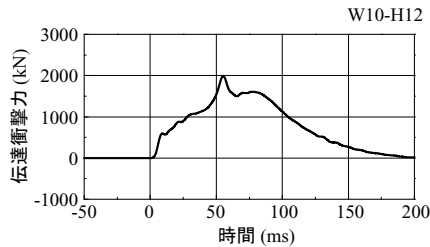
(b) 図の W10-H12 の場合の伝達衝撃力波形に着目すると、波形は重錘衝突後約 10 ms、80 ms 時点を折れ点とするトリリニア型の分布に、初期から約 40 ms 経過後に継続時間が 15 ~ 20 ms 程度の正弦半波状の波

形が合成された分布性状を示している。全体の継続時間は約 200 ms 程度であり、最大値は正弦半波が合成された時点で励起している。なお、伝達衝撃力は EPS ブロックを介するためその応力 - ひずみ関係に大きく依存する。これより、正弦半波波形は、図 - 4 (c) に示す EPS ブロックの応力 - ひずみ関係の B 点に対応し剛性勾配が急激に上昇することによって生じたものと推察される。また、W10-H12 の場合における伝達衝撃力波形の最大値は、W5-H20 および W10-H12 の場合における重錘衝撃力の第 2 ピーク時とほぼ同一の約 55 ms 時点で発生しており、最大値もほぼ同程度である。従って、EPS ブロックも大きく圧縮され、重錘と底盤が近接した状態になっていることが窺われる。

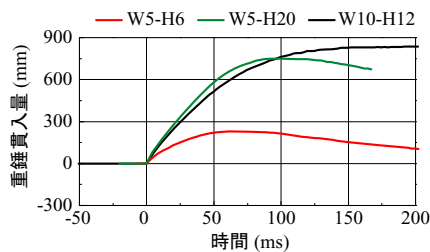
(c) 図の重錘貫入量に着目すると、重錘貫入量の増加勾配は、入力エネルギーの小さい W5-H6 の場合よりも入力エネルギーが大きい W5-H20 および W10-H12 の場合が大きく、W5-H20 および W10-H12 の場合にはほぼ同様の増加傾向を示している。重錘貫入量が最大値に達する時刻は、W5-H6、W5-H20 および W10-H12 の場合でそれぞれ 60 ms、90 ms および 150 ms と入力エネルギーの大きさに対応して遅れて発生している。なお、W10-H12 の場合には、リバウンドは発生せず最大貫入量と残留値がほぼ同程度の値となっており、本緩衝システムの限界に近い衝撃荷重規模であることが推察される。これは、W10-H12 の場合の入力エネルギーが W5-H20 の場合に比べてエネルギー的に 1.2 倍程度であるものの、運動量的には 1.5 倍程度と大きいことによるものと推察される。すなわち、両者のケー



(a) 重錘衝撃力



(b) 伝達衝撃力



(c) 重錘貫入量

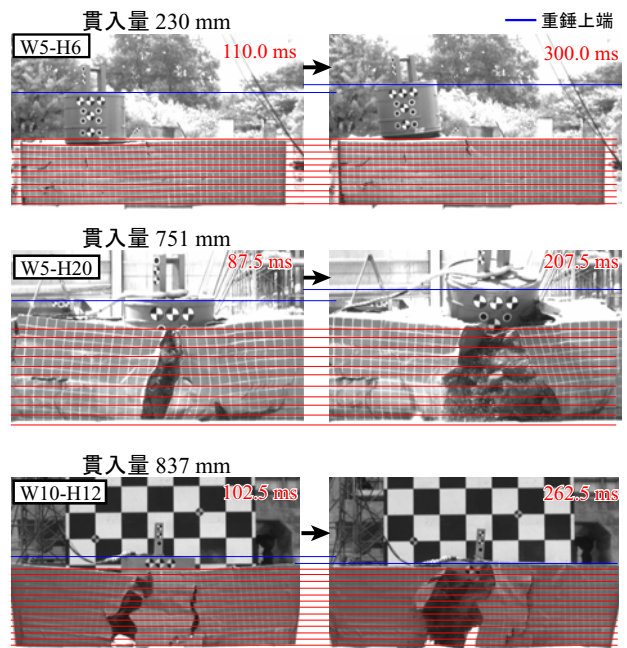
図 - 5 各種応答波形 (実験結果)

スにおける重錘衝撃力波形の継続時間が類似していることから、衝撃力的には運動量に比例する傾向を示していることが窺われる。

3.3 重錘貫入状況

写真 - 5 には、高速度カメラによって撮影した重錘貫入状況について、(a) 最大貫入時および (b) リバウンド時の状況を示している。リバウンド時の画像は最大重錘貫入量に達した後、重錘が上方に最も移動した時刻を選定して示している。ただし、W10-H12 の場合はリバウンドしていないため、解放面側へ傾倒した際の状況を示している。なお、試験体表面のウレタンには変形状況を把握するために格子状にマーキングし、両時刻の画像を比較するために併せて赤色の補助ラインも引いている。

(a) 写真より、入力エネルギーが大きい場合ほど重錘が深く貫入している様子が確認できる。また、入力エネルギーが大きい場合ほど試験体の解放面側（写真手前）が変形し、重錘衝突位置近傍はウレタンが破断してソイルセメントが外方向に押し出され、その開口領域も大きくなっている。(b) 写真より、入力エネルギーの小さい W5-H6 の場合における解放面の状況は (a) と大きく変化していないものの、入力エネルギー



(a) 最大貫入時

(b) リバウンド時

写真 - 5 重錘貫入状況 (実験結果)

の大きい W5-H20 の場合にはウレタン内部のソイルセメント塊が外方へ崩れだしている状況が分かる。

3.4 入力エネルギーと応答値

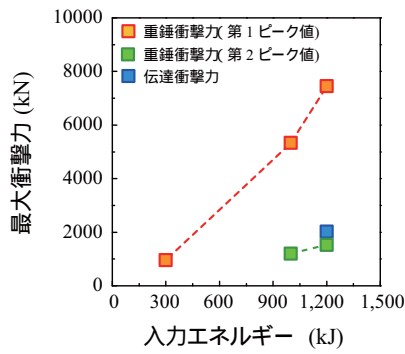
図 - 6 には、入力エネルギーと各種応答値との関係を示している。

(a) 図より、重錘衝撃力の第 1 ピーク値は入力エネルギーの増加とともにほぼ線形に増加していることが分かる。また、第 2 ピーク値を見ると、入力エネルギーに比例して増加する傾向が見られるものの、その割合は第 1 ピーク値よりも小さいことが分かる。なお、最大伝達衝撃力に着目すると、最大重錘衝撃力の 1/3 以下の値を示していることが分かる。これは、EPS ブロックの変形によるエネルギー吸収効果によるものと考えられる。

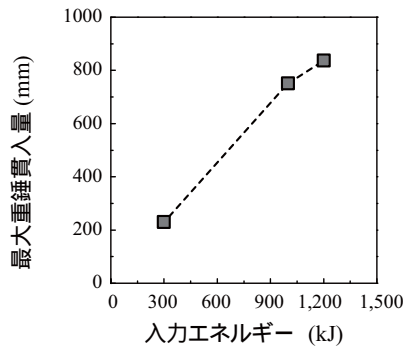
(b) 図より、最大重錘貫入量に関しても重錘衝撃力と同様に、入力エネルギーの増加とともにほぼ線形に増加していることが分かる。

実験結果より、W10-H12 の場合には、緩衝システムが著しく損傷し、緩衝システムの限界に近い状態であると考えられるものの、最大重錘衝撃力に対して最大伝達衝撃力が 1/3 以下の値を示していることから、緩衝効果は十分発揮されているものと判断される。

以上より、本緩衝システムは、入力エネルギー $E = 1,200 \text{ kJ}$ (W10-H12) でほぼ終局状態に至っているものと判断し、以下でこのような外力が実規模落石防護擁壁に作用した場合の安全性について数値解析的に検証を行うこととする。



(a) 最大衝撃力



(b) 最大重錘貫入量

図 - 6 入力エネルギーと各種応答値との関係 (実験結果)

表 - 3 解析ケース一覧

解析ケース	基礎地盤	想定 N 値	根入れ
G1-N	地盤 1	10	なし
G2-N	地盤 2	20	
G3-N	地盤 3	50	
G1-P	地盤 1	10	あり
G2-P	地盤 2	20	
G3-P	地盤 3	50	

4. 数値解析概要

ここでは、提案の緩衝システムを実規模落石防護擁壁に設置した場合を想定し、最大入力エネルギー作用時における擁壁本体の安全性について数値解析の側面から検証を行う。なお、解析は実験から得られた緩衝システムより伝達される衝撃力を擁壁モデルに直接入力することによって実施する。

4.1 解析モデルおよび解析条件

図 - 7 には、本解析で使用した根入れを有する無筋コンクリート擁壁に関する数値解析モデルの要素分割状況、形状寸法、衝撃荷重範囲を示している。解析モデルは、構造および衝撃荷重範囲条件の対称性を考慮して 1/2 モデルとし、地盤部側面には無反射境界を設定した。総節点数および総要素数は、根入れ地盤

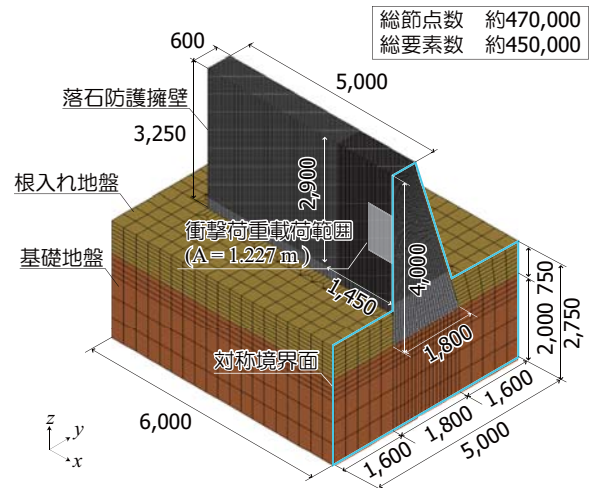


図 - 7 解析モデル

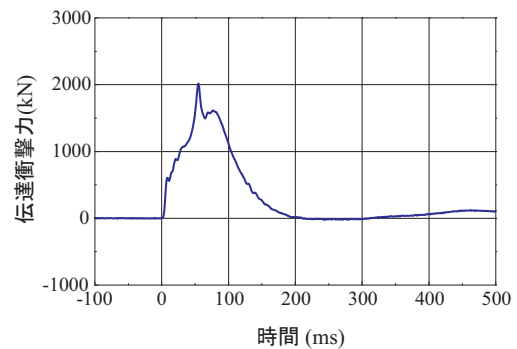


図 - 8 入力波形

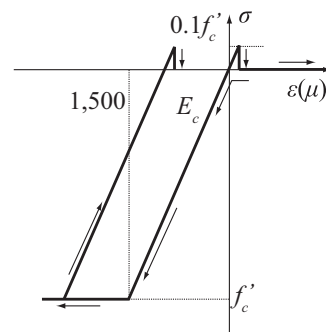


図 - 9 コンクリート要素の応力 - ひずみ曲線

の有無にかかわらず、約 470,000 および約 450,000 であり、すべて 8 節点固体要素でモデル化している。また、実際の物理現象を再現するために、擁壁と基礎地盤および擁壁と根入れ地盤の間には、面と面の接触・剥離を伴うすべりを考慮した接触面を導入している。これは、擁壁と地盤部との剥離を伴うすべりによる擁壁の移動を適切に考慮するためのものであり、圧縮（接触）力作用時のみ節点力を伝達し、引張力（剥離）作用時には節点力を伝達しない。なお、摩擦係数は各地盤の種類によって異なる値を設定した。

表 - 4 物性値一覧

材料	密度 ρ (t/m ³)	物性	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 E (GPa)	ポアソン比 ν	コンクリートとの 摩擦係数 μ
コンクリート	2.35	弾塑性	18	12	0.167	-
地盤 1 (N 値 10 相当)	1.7	弾性	-	0.007	0.45	0.45
地盤 2 (N 値 20 相当)	1.9	弾性	-	0.014	0.45	0.60
地盤 3 (N 値 50 相当)	2.6	弾性	-	0.035	0.45	0.70
根入れ地盤	1.7	弾性	-	0.007	0.45	0.45

衝撃荷重は、前章の実験結果より、終局時には重錘径とほぼ等しい領域が大きく変形していることより、重錘断面積と類似した正方形の範囲に作用させるものと仮定した。また、入力荷重に関しても前節の本実験 (W10-H12) から得られた伝達衝撃力波形 (図 - 8) を等分布荷重として水平方向に作用させた。解析における減衰定数は、質量比例分のみを考慮するものとし、水平方向最低次固有振動数に対して 1.0 % と設定した。なお、本数値解析には有限要素法に基づく弾塑性衝撃応答解析用汎用コード LS-DYNA (Ver. 971) を用いている。

表 - 3 には、解析ケースの一覧を示している。パラメータの一つである基礎地盤要素は弾性体でモデル化しているが、本来であれば、弾塑性体モデルを用いることが望ましい。しかしながら、地盤種別にそれらの物性モデルを適切に与えることは困難であることより、本解析では全ての地盤を弾性体でモデル化をしている。なお、弾性体でモデル化することにより、地盤条件を過大に評価することも考えられるが、ここでは、それらの影響を根入れの有無によって簡易に考慮することとした。以上より、解析は根入れの有無および基礎地盤の物性値をパラメータに取った全 6 ケースについて実施した。

4.2 材料物性モデル

図 - 9 には、数値解析に用いたコンクリート要素の応力 - ひずみ関係を示している。圧縮側に関しては、相当ひずみが 0.15 % に達した段階でコンクリートが降伏するものとし、完全弾塑性体のバイリニア型にモデル化した。また、引張側に関しては引張強度に達した段階で応力を完全に解放するものとしている。引張強度は圧縮強度の 1/10 に仮定している。なお、引張側に関しては、要素内に生じる 3 方向の応力の平均値 $(\{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z\}/3)$ が引張強度に達した時点でカットオフされるものと仮定した。降伏の判定には、Drucker-Prager の降伏条件式を採用し、コンクリートの内部摩擦角を 30° としている。また、荷重速度が大きい場合には、一般に各材料にひずみ速度効果が発揮されることが知られている。しかしながら、既往の研

究結果^{1)~2)}によると、衝突速度が $V = 20$ m/s ($H = 20$ m) 以下の比較的低速度の場合には、ひずみ速度効果の影響は小さく、これを考慮しない解析を行っても大略実験結果を再現できること、さらに緩衝材の設置により擁壁に作用する荷重速度はより緩和されることから、材料のひずみ速度効果の影響は非常に小さいものと判断し、ここでは考慮しないこととした。表 - 4 には、各材料構成則モデルに用いた物性値を一覧にして示している。また、基礎地盤は比較的柔らかい支持層 (N 値 10 相当)、良質な支持層 (N 値 20 相当)、硬質な支持層 (N 値 50 相当) を想定している。

なお、既往の研究結果²⁾より、本数値解析手法を用いることで落石防護擁壁の落石衝突時の挙動が大略再現可能であることを確認している。

5. 数値解析結果および考察

5.1 重心浮上量および水平変位量波形

図 - 10 には、それぞれ地盤物性を变化させた場合および根入れの有無に関する重心浮上量および擁壁つま先部の水平変位量の時刻歴変位波形を示している。なお、重心浮上量は回転中心となる擁壁つま先部からの鉛直方向距離として算出している。

(a) 図より、重心浮上量に着目すると、地盤物性値にかかわらず衝撃荷重荷初期から約 20 ms 経過後に擁壁本体が浮上し始め、220 ~ 300 ms で最大値に達していることが分かる。最大応答値までの増加勾配に着目すると、根入れ部が硬質な支持層である G3-N/P 試験体における増加勾配が他に比べて小さくなる傾向にあることが分かる。また、最大応答値においても他ケースと比較して小さい傾向を示している。

次に、水平方向変位量に着目すると、重心浮上量と同様に根入れ地盤の物性値にかかわらず衝撃荷重荷後約 20 ms 時点から変位し始めているのが分かる。また、波形性状も地盤物性値にかかわらず同様の形状を示し、柔らかい支持層であるほど最大応答値が大きくなり、その発生時刻も遅くなる傾向を示している。ただし、重心浮上量および水平変位量ともに根入れを考慮する場合には、根入れ地盤の受働土圧の影響によ

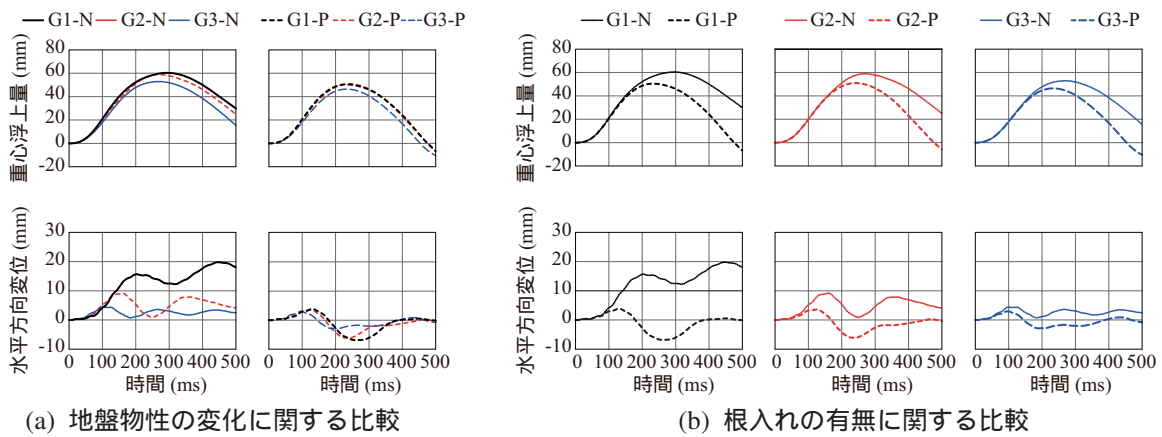


図 - 10 変位波形 (解析結果)

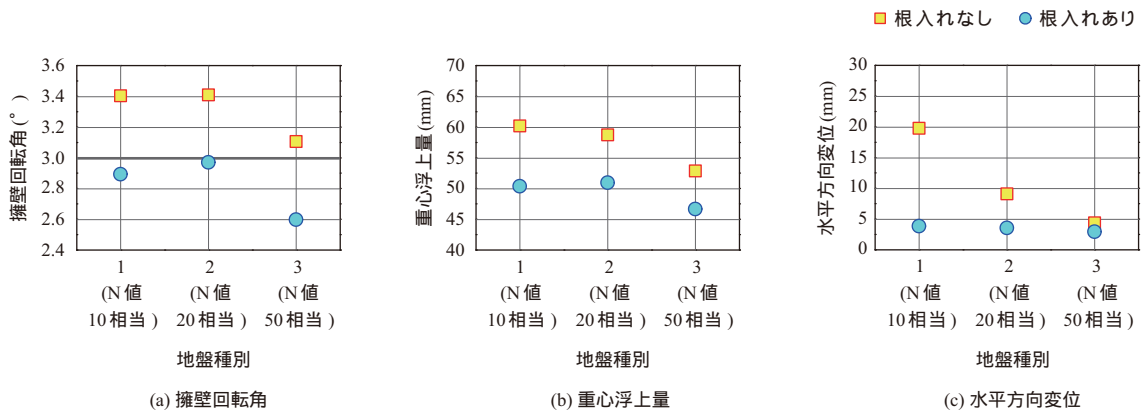


図 - 11 最大変位比較 (解析結果)

り、小さくなる傾向にあることが分かる。

(b) 図より、重心浮上量に着目すると、根入れの有無にかかわらず衝撃荷重後約 20 ms 時点から変動し始め、同程度の増加勾配で重心が浮上している。一方、最終的な最大応答値は、応答値が大きくなるに伴い受働土圧の影響も大きくなるため、根入れ無しの場合が大きくなる傾向を示している。また、水平方向変位量に着目すると、基礎地盤との摩擦が変位抑制に大きく寄与することから、基礎地盤が固いほど摩擦の影響が強くなり、根入れの有無による最大応答値の差が小さくなる傾向を示している。

5.2 最大変位量の比較

図 - 11 には、根入れ部地盤の物性を变化させた場合における擁壁回転角、重心浮上量および擁壁つま先部の水平変位量について、根入れの有無で比較して示している。(a) 図に示す擁壁回転角に着目すると、落石防護擁壁本体が転倒に至る傾向は解析上確認されていない。詳細に示すと、落石防護擁壁つま先部を回転中心とした回転角は、根入れなしの場合で 3.1 ~ 3.5°、根入れありの場合で 2.6 ~ 2.9° となっており、根入れがない場合には落石対策便覧で規定されている許容回転角の目安値である 2 ~ 3° を上回る結果となってい

る。ただし、実際の擁壁は最小根入れの規定により、最低でも 50 cm 以上の根入れが確保されていることから、落石衝突時の擁壁の安定は確保されるものと判断される。次に、(b) 図に示す重心浮上量に着目すると最大で 60 mm 程度となっている。本研究で対象としている擁壁断面における転倒に至る極限の重心浮上量が 358 mm であることを考慮すると、落石衝突時における擁壁の転倒安定性は保たれているものと判断される。(c) 図に示す擁壁つま先部 (回転中心) における水平変位量に着目すると、基礎地盤が固い場合ほどコンクリート - 地盤間の摩擦の影響により、変位が抑制される傾向にあることが分かる。本解析の範囲内においては、最大で約 20 mm の水平変位量が確認された。

5.3 擁壁の損傷状況

図 - 12 には、最大衝撃荷重作用時における擁壁の衝撃荷重載荷面 (背面) および擁壁前面から俯瞰した最小/最大主応力分布図を示している。図より、衝撃荷重載荷面には約 3.6 MPa の圧縮応力が作用していることが分かる。また、衝撃荷重載荷位置の前面においても最大 2.6 MPa 程度の引張応力が作用している。なお、前面側の最大主応力の作用方向は擁壁長手方向と一致していることを確認している。また、いずれの解

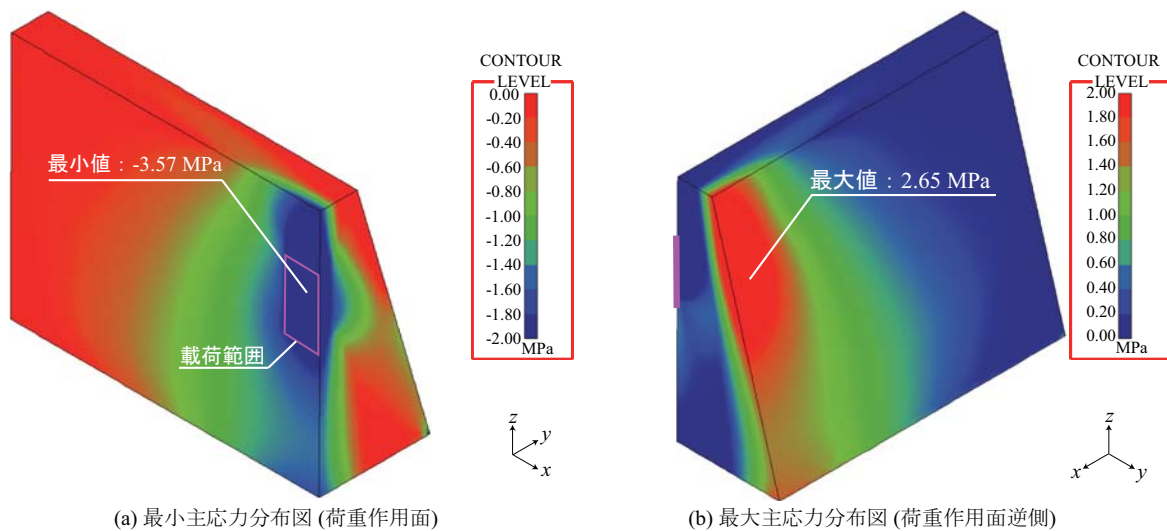


図 - 12 最大・最小主応力図 (解析結果)

析ケースにおいても落石防護擁壁本体へのひび割れは発生せず、擁壁本体には損傷がないことを解析的に確認している。

6. まとめ

本研究においては、提案の三層緩衝構造の実規模落石防護擁壁への適用性を検証することを目的とし、実規模の緩衝システムを用いた実験と実験により得られた伝達衝撃力を実規模落石防護擁壁に作用させた場合における数値解析を実施した。本研究の範囲で得られた結果を整理すると、以下の通りである。

- (1) 実験結果より、入力エネルギー $E = 1,200 \text{ kJ}$ (W10-H12) の場合には、緩衝システムが著しく損傷し、緩衝システムの限界に近い状態であると考えられるものの、最大重錘衝撃力に対して最大伝達衝撃力が $1/3$ 以下の値を示していることから、緩衝効果は十分発揮されているものと判断される。
- (2) 数値解析結果より、基礎地盤の N 値が 10 以上の条件下で提案の工法を設置した落石防護擁壁は、 $E = 1,200 \text{ kJ}$ の落石エネルギーを作用させた場合においても擁壁本体に損傷が生じず、転倒にも至らないことが明らかになった。
- (3) 重錘落下衝撃実験および数値解析結果より、提案の三層緩衝構造を既設落石防護擁壁背面に設置することにより、 $E = 1,200 \text{ kJ}$ の落石エネルギーに十分対応可能であることが明らかになった。

参考文献

- 1) 岸 徳光, 川瀬良司, 池田憲二, 松岡健一: 二層

緩衝構造の緩衝特性に関する重錘落下実験と数値解析的検討, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.47A, pp.1621-1632, 2001.

- 2) 岸 徳光, 川瀬良司, 今野久志, 岡田慎哉: 二層緩衝構造を用いた落石防護擁壁模型の重錘衝突実験と数値解析的検討, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.48A, pp.1567-1578, 2002.
- 3) 鈴木健太郎, 牛渡裕二, 栗橋祐介, 岸 徳光: 落石防護擁壁用三層緩衝構造の緩衝性能に及ぼすソイルセメント中の芯材ジオグリッドの影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.727-732, 2013.
- 4) 保木和弘, 牛渡裕二, 小室雅人, 岸 徳光: 異なる母材を用いたソイルセメントの緩衝性能に関する実験的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.739-744, 2013.
- 5) 菅原慶太, 牛渡裕二, 小室雅人, 岸 徳光: 表層材ソイルセメント強度を変化させた落石防護擁壁用三層緩衝構造の緩衝性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.763-768, 2013.
- 6) 藤堂俊介, 牛渡裕二, 栗橋祐介, 岸 徳光: ソイルセメント厚が異なる落石防護擁壁用三層緩衝構造の重錘落下衝撃実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.769-774, 2013.
- 7) 牛渡裕二, 栗橋祐介, 前田健一, 鈴木健太郎, 岸 徳光: ソイルセメントを用いた三層緩衝構造を設置した落石防護擁壁模型に関する重錘衝突実験, 構造工学論文集, Vol. 59A, 2013.
- 8) セメント系固化材による地盤改良マニュアル (第4版), 一般社団法人セメント協会, 2012.
- 9) 落石対策便覧, 社団法人日本道路教会, 2000.

(2013年9月25日受付)