

投稿論文(和文)

PAPERS

鉄筋コンクリート製砂防ダム袖部の終局限界状態に関する実験的研究

鈴木真次¹・石川信隆²・水山高久³・石川芳治⁴・古川浩平⁵

¹正会員 工修 防衛大学校研究員 土木工学教室 (〒239 神奈川県横須賀市走水1-10-20)

²正会員 工博 防衛大学校教授 土木工学教室 (〒239 神奈川県横須賀市走水1-10-20)

³正会員 農博 京都大学教授 農学部林学科 (〒606 京都府京都市左京区北白川)

⁴農博 建設省土木研究所 砂防部砂防研究室長 (〒305 茨城県つくば市旭1)

⁵正会員 工博 山口大学教授 社会建設工学科 (〒755 山口県宇部市常盤台2557)

本研究は、コンクリート製砂防ダム袖部の耐土石流衝撃設計に資するため、まず袖部の模型実験として、無筋、単鉄筋、複鉄筋の3タイプの断面を用いた片持ちスラブの静的実験を行った。その後、ゴムで加速する水平衝撃荷重装置を開発し、これを用いて衝突実験を行った。その結果、静的および動的現象における各タイプの異なった破壊状態を確認したが、根元部における載荷面および裏面からのひびわれによる連結を終局限界状態として定義することにより、断面の違いや静的または動的に左右されない共通した終局限界状態の定義が可能となった。

Key Words: ultimate-limit state, reinforced concrete check dam wing, huge rock, static loading, horizontal impact

1. 緒言

現在、土石流対策等のために急流河川域において、砂防ダムが数多く作られており、その総数は4万6千基¹⁾になるが、そのほとんどは無筋コンクリート製砂防ダムであり、土石流中の巨礫の衝突によりダム袖部が破壊される例がみられる。この袖部は、ガイドの役目を果たすとともに、落水を安全な河道中央部に導き、ダムの基礎部を保護する重要な役目を持つものである。巨礫には直径2m以上のものがあり、その耐衝撃性を確保するためにはダムの袖部厚さを4m以上²⁾としなければならない場合もあり、本堤自体が巨大なものとなり不経済な構造となってしまう。平成元年の土石流対策指針(案)³⁾において、鉄筋や緩衝材等による補強が可能となったが、現在考えられている補強は、袖部の上流側(巨礫の衝突点側)のみに鉄筋や鉄骨を入れるもの⁴⁾と両側に入れるタイプとがある。しかし、袖部を鉄筋により補強した際の巨礫の衝突現象に対する効果は未だ不明

のため、現在のところ施工例はあまり多くない状態である。

下田ら^{5),6)}は、無筋コンクリート製砂防ダム袖部根元部に発生するひびわれが、瞬時に根元部全体に広がり、袖部が分離してしまうことを指摘し、無筋コンクリートの耐衝撃性の評価では、袖部根元部のひびわれ発生(引張ひずみ 200μ)によって、終局限界とすることを提案している。

一方、他の土木構造物の鉄筋コンクリート部材に対する耐衝撃性に関する研究は、数多く行われているが^{7),8),9)}、鉄筋補強したダム袖部の耐衝撃性に関するものはないため、設計の基準となる限界状態を定性的に定義することさえできない現状にある。

すなわち、設計段階で鉄筋補強することによる耐衝撃性の向上を定量的に評価する手段がないことが、施工例の普及を阻害している一因と考えられる。

このような観点から、鉄筋補強した砂防ダム袖部の限界状態を定義することが急がれるが、

その際には、従来の無筋コンクリートの限界状態との整合性を維持したうえで、補強効果を適切に表現できることが不可欠であり、また、今後多種多様な補強法が検討されることを考えると、鉄筋の有無や配筋の方法ごとに限界状態を定義するのではなく、いずれにも共通した終局限界の定義が望ましい。

本研究は、上記のような観点から、鉄筋コンクリート（RC）製砂防ダム袖部の耐衝撃設計法を確立するため、その設計基準に必要な終局限界をまず定性的に定めようとしたものである。すなわち、RC製砂防ダム袖部の破壊モードを静的および衝撃载荷実験によって調べ、各種の破壊モードの中から共通なものである終局限界を実験的に求めようとした。一般に、鉄筋コンクリート部材に対する衝撃応答現象には、(1) 載荷面破壊、(2) 貫入、(3) 裏面剥離、(4) 貫通などの局部的応答と、(5) 弾塑性変形の全体的応答とに分類されている⁷⁾。ここでは、巨礫の衝突によるRC製砂防ダム袖部の破壊現象が上記5つのうちのどのような破壊モードに相当するか、また終局限界状態がどのような破壊モードになるかを実験的に求めたものである。既往の無筋コンクリート製砂防ダム袖部の研究^{5), 6)}においても、小型模型実験としてモルタル片持ちスラブを用いたので、本研究においても無筋モルタル片持ちスラブと単鉄筋および複鉄筋で補強したモルタル製片持ちスラブの模型を作成し、静的および衝撃载荷実験を行った。この際、砂防ダムは重力の影響が大きく、かつ巨礫がほぼ水平方向に衝突するので、新たにゴム式水平衝撃载荷装置を開発し、これを用いて水平衝撃载荷実験を行った。これらの実験結果から、耐衝撃設計に必要な終局限界状態を、静的挙動および衝撃挙動から求めるとともに、鉄筋の補強効果によってエネルギー的にどのような影響を与えるかを考察する。

2. 静的载荷実験における終局限界状態

本研究では、土石流中の巨礫による砂防ダム袖部の衝突現象を把握することを第一の目的とするが、その前に静的破壊挙動がどのようなようになるかを調べるため、ここでは静的载荷実験を行い、その実験結果から静的終局限界状態を求めた。

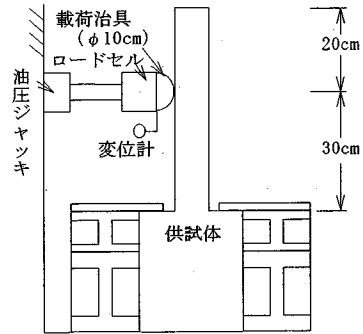


図-1 静的载荷実験

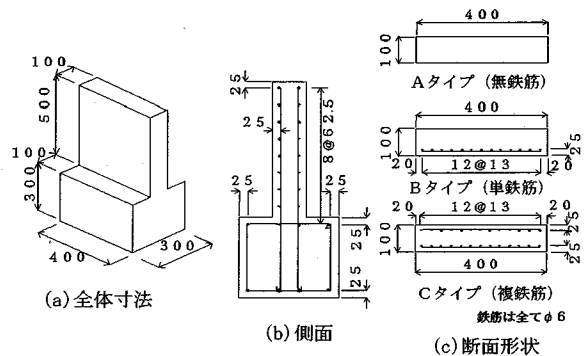


図-2 供試体の形状

(1) 実験の概要

供試体（片持ちスラブ）の土台部を図-1に示すように、鋼版とH型鋼を組み合わせた装置に固定し、固定端より上方向30cmの位置に油圧ジャッキにより水平载荷を行った。ここで、30cmの位置に衝突させた理由は、被害を受けたコンクリート製砂防ダムの巨礫の衝突高さが一般的に水深3m程度のものが多い^{5), 10), 11)}ためである。

a) 供試体

砂防ダム袖部の供試体として、図-2(a)のような実物の10分の1サイズの片持ちスラブを用いた。ここで、実際の砂防ダム袖部の幅は4m～1.2mであるが4m級に被害例が多いため、図-2のように幅40cmとし、また厚さは1mを想定して10cmとした。配筋方法に関しては図-2(c)のような3タイプの供試体を用意し、それぞれAタイプ（無筋）、Bタイプ（単鉄筋）、Cタイプ（複鉄筋：図-2(b)参照）の断面と呼ぶことにした。使用したモルタルの諸元を表-1に、また鉄筋は全てφ6を用い、鉄筋の諸元を表-2に示した。

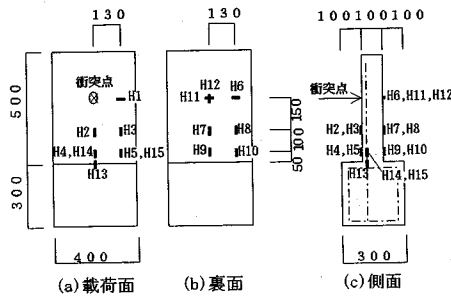


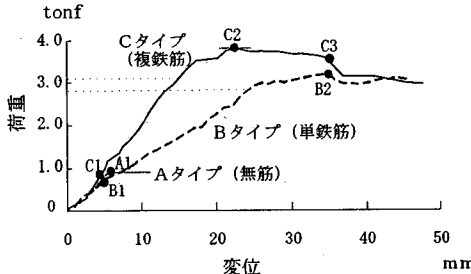
図-3 ひずみゲージ貼付位置

表-1 モルタル諸元

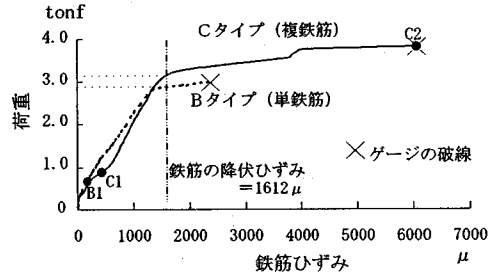
圧縮強度	306 kgf/cm ²
終局ひずみ	3900 μ
1/3割線弾性係数	1.94 × 10 ⁴ kgf/cm ²
水セメント比	53%
水	245 kgf/m ³
セメント	461 kgf/m ³
砂	1310 kgf/m ³

表-2 鉄筋の引張試験結果

鋼種	SR235
寸法	φ6
降伏点	3385 kgf/cm ²
引張強度	4589 kgf/cm ²
伸び	31.25%



(a) 荷重～変位関係



(b) 荷重～根元部の鉄筋ひずみ(H13)関係

図-4 静的実験における荷重、ひずみ～変位関係

(A1, B1, B2, …の記号は、各タイプにおける破壊挙動の遷移点を示している)

b) 測定項目

荷重はロードセルにより、また変位はダイヤルゲージにより図-1に示すように測定した。ここで変位は、載荷点の載荷治具の変位である。ひずみは、将来の解析のためと衝撃現象を詳細に把握するために図-3に示す位置にひずみゲージを貼付した。

(2) 実験結果および考察

a) 荷重～変位関係

図-4(a), (b)は、A, B, C各タイプの荷重～変位関係および荷重～鉄筋ひずみ関係を示したものである。ここで、衝突点側の変位は、局部めり込み変形とスラブによる変形との和を意味するが、静的載荷では局部めり込み変形がほとんどないため、載荷位置のスラブ変位にほぼ等しい。

Aタイプ(無筋)は、約1 tonf付近(A1の点)で供試体固定端部において、載荷面側からひびわれが発生し、一気にひびわれが進行して、片持ちスラブ根元部と固定部とが切断された。すなわち、Aタイプの破壊の原因としては、無筋であるため、引張側にひびわれが入ると直ちに有効断面が減少し、一気に耐力が無くなったと考えられる。

次に、Bタイプ(単鉄筋)はB1の点で、載荷面側にひびわれが発生した。一方、鉄筋の降伏と耐力の関係を確認するため、図-4(b)で大きなひびわれが生じた部分の鉄筋ひずみ(H13)に注目すると、鉄筋の降伏は約1600 μで生じているが、引き続き耐力の上昇が続いており、鉄筋の降伏が耐力にはなんら影響を与えないことがわかる。またせん断による斜めひびわれも見受けられた。しかし、荷重は低下せず約3.2 tonf(B2の点)まで増大し、そこで裏面側根元部に圧壊が発生し耐力が減少したものと思われる。すなわち、Bタイプの場合は、引張側に鉄筋があるため載荷面のひびわれのみでは耐力は減少せず、また鉄筋の降伏においても減少せず、裏面側のモルタルの圧壊により耐力の低下が生じたものと考えられる。

Cタイプ(複鉄筋)では、まずC1の点で載荷面にひびわれが発生し、その後根元から伸びるせん断による斜めひびわれも見受けられた。また図-4(b)のように根元部の引張鉄筋の降伏が見られても耐力が上昇し、C2の点(荷重約3.8 tonf)でピーク値に達したあとほぼ耐力を保持し続け、変位約35 mm付近(C3の点)で裏面根元部に圧壊が発生し耐力が激減した。すなわち、Cタイプの場合は、圧縮側にも鉄筋が

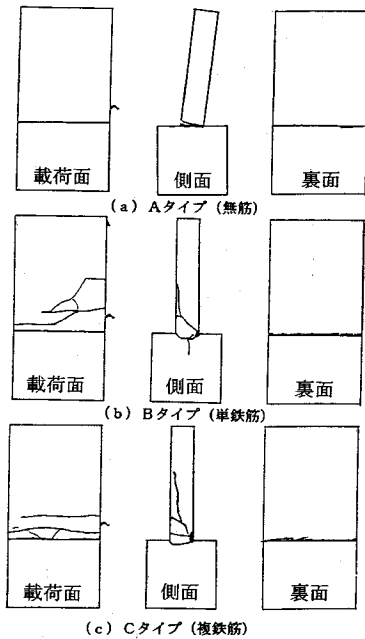


図-5 静的載荷における各タイプの破壊状況

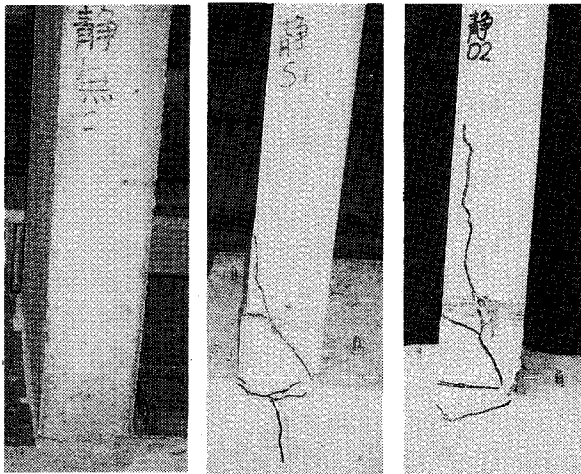


写真-1 静的載荷実験におけるAタイプの破壊状況

写真-2 静的載荷実験におけるBタイプの破壊状況

写真-3 静的載荷実験におけるCタイプの破壊状況

あるためBタイプより早く耐力上昇が起こり、耐力保持が長く続くが、最終的には裏面側のモルタルの圧壊により耐力低下が生じたものと思われる。

b) 静的破壊状況

A, B, C各タイプの静的破壊状態を図-5および写真-1, 2, 3に示す。これらより、Aタイプは、スラブ部と固定部の境界において載荷面側よりひびわれが発生した瞬間一気に切断さ

表-3 静的実験結果に対する終局限界定義の検討

定義	区分	Aタイプ (無筋)	Bタイプ (単鉄筋)	Cタイプ (複鉄筋)
① 載荷点での局部破壊		ひび割れなし	ひび割れなし	ひび割れなし
② 袖部根元の引張ひび割れ		同時に根元部が切断 (図-4点A1)	耐力上昇の通過点であり、鉄筋補強効果を表現できず (図-4点B1)	同左 (図-4点C1)
③ 最大荷重点		定義②と同じ点 (図-4点A1)	定義④と同じ (図-4点B2)	その後も、ほぼ同程度の耐力が続く、また袖部に生じた現象を定義しづらい (図-4点C2)
④ 袖部根元のひび割れ連結によるモルタル部切断		定義②と同じ点 (図-4点A1)	最大耐力と一致背面からの力に対して転倒する場合あり (図-4点B2)	丘状に続いた耐力が急激に低下する点として現われる機能上の重大な問題は生じない (図-4点C3)
⑤ 鉄筋の切断		定義できず	生起せず	生起せず

れて、転倒していることがわかる。Bタイプは、まず載荷面からひびが発生し、そのひびわれが徐々に大きく裏面側へ成長し、裏面側の圧縮部モルタルの圧壊により、結果的に載荷面からのひびわれと圧壊部分が連結した。Cタイプの破壊状況もBタイプと同様に、鉄筋が降伏しても切断されないで、モルタルのひびわれの連結によって破壊が起きている。

c) 静的終局限界状態の定義の検討

コンクリート製砂防ダム袖部は、土石流等の落水を河道中央部に導くのが目的であり、巨礫の衝突により袖部が破壊しないことが必要である。ここでは、前記の静的載荷実験の結果から各タイプ共通な静的終局限界状態を定義しようとするものである。まず、図-4の荷重～変位関係および図-5の破壊状況から、考えられる終局限界状態の候補として、表-3に示すような5つの定義を検討する。すなわち、①載荷点での局部破壊、②袖部根元付近引張側ひびわれ生起、③荷重～変位関係の最大荷重点、④袖部根元のひびわれ連結によるモルタル部切断および⑤鉄筋切断である。

①載荷点での局部破壊：A, B, Cのいずれのタイプにも候補として考えられるが、本実験の範囲内では顕著に破壊として定義されるような現象が認められなかった。

②袖部根元付近引張側ひびわれ生起（モルタル

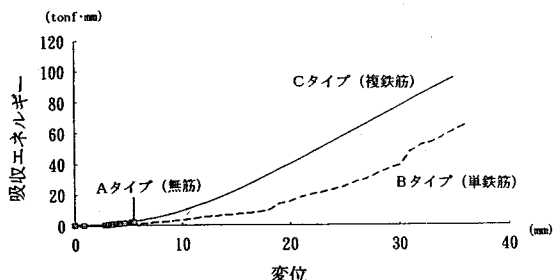


図-6 静的載荷における吸収エネルギー～変位関係

弾性限界) : A, B, Cタイプいずれにも生起するものであるが, B, Cタイプにおいては最大耐力の約1/3の点に相当し, なお耐力が継続して上昇していく中間点にあたり, 図-4の荷重～変位関係において明確なポイントとしては示しづらい。また, 鉄筋の補強効果を反映することができない。

③最大荷重点 : 図-4に示すように無筋と有筋とで顕著に違いが現われる。しかし, Cタイプ(複鉄筋)の場合には, 最大荷重点以後もほぼ同程度の耐力が保持され, また, 袖部内部にどのような現象を生じているかを示す明確な破壊状況が見当たらない。さらに, 変位軸で見るとBタイプ(単鉄筋)の場合の最大荷重時の変位よりもCタイプ(複鉄筋)の方が小さくなっており, 変形性能の観点から複鉄筋の終局変位が単鉄筋の場合よりも小さいことになり, 鉄筋の補強効果の意味をなさなくなる。

④袖部根元部のひびわれ連結によるモルタル部切断 : Aタイプでは, この定義は, ②, ③と結局同じ点となり, ②, ③を包含した定義となる。Bタイプでは, 定義③と同じであり, 最大荷重を与える。せん断的な斜めひびわれも発生しているが最終的には裏面根元の圧壊が発生し, 結果的にこの状態となった。また, 機能上から考えると, 破壊モードには現われていないが, 逆方向からの荷重(揺れ戻し振動等)に対し, 耐力をなくした状態とも考えられる。一方, Cタイプでは, 図-4の点C3に相当し, だらだらと続いていた耐力が急激に低下する点に相当する。その時の変位量は, Bタイプ(単鉄筋)の場合とほぼ同じであるが, それまでに消費されたエネルギーは, 明らかにBタイプ(単鉄筋)よりも大きくなり, 鉄筋の補強効果も適切に表現できる。

⑤鉄筋切断 : 本静的実験の範囲では, 生起しな

かった。

以上の検討を総合的に判断すると, 静的実験の範囲では, 定義④によるものが, A, B, Cいずれのタイプに対しても統一的に適用でき, かつ鉄筋補強を適切に表現でき, また物理的・機能的意義が明確であると思われる。

d) 限界吸収エネルギー

コンクリート構造物の耐衝撃設計においてエネルギー基準⁵⁾に基づく考え方がある。コンクリート製砂防ダム袖部でも適用可能か否かを検討するために, 上記終局限界の定義に基づいて限界吸収エネルギーを求めてみた。まず図-4の荷重～変位関係で囲まれる面積を逐次積分していくと, 図-6のような吸収エネルギー～変位関係がえられる。次に, 先に定義した終局限界の変位に対応する吸収エネルギー(図-4のA1, B2, C3までの面積)を求めれば, それが限界吸収エネルギーとなり, Aタイプでは約2.2tonf·mm, Bタイプでは約61tonf·mm, Cタイプでは約94tonf·mmとなる。すなわち, Bタイプ(単鉄筋)はAタイプ(無筋)の約2.8倍, Cタイプ(複鉄筋)はAタイプ(無筋)の約4.3倍となり, 鉄筋補強の効果が極めて顕著であることがわかる。

3. 衝突載荷実験における動的終局限界状態

土石流中の巨礫の衝突速度は, 土石流中の速度(約2~20m/sec)とほぼ同じと考えられ, これがほぼ水平方向に砂防ダム袖部に衝突する。一方, コンクリート製砂防ダム袖部は高さ約5m, 幅約4m以上厚さ約1m以上もあり, 総重量約26tonfになるので重力の影響を無視できない。すなわち, 通常の実験装置を用いて供試体を水平にして実験を行うことは, 重力の方向が異なるため実際の衝突現象とは異なることになる。そこで, なるべく自然の衝突現象にあわせるために, ここではまず水平方向に衝撃載荷できる装置の開発を行い, これを用いて水平衝突載荷実験を行い, 動的終局限界を求めることにした。

(1) 実験の概要

a) 水平衝撃載荷装置の概要

衝撃荷重載荷方式の主なものとしては,

(1) 重錘を自然落下させる自由落下方式,

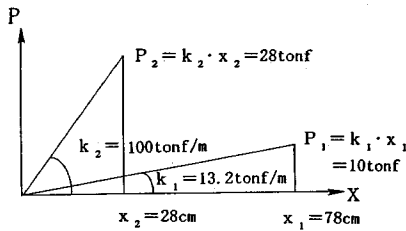


図-7 弾性エネルギー $U=4.08\text{tonf}\cdot\text{m}$ を必要としたときのばね定数 k と必要引張力 P の関係

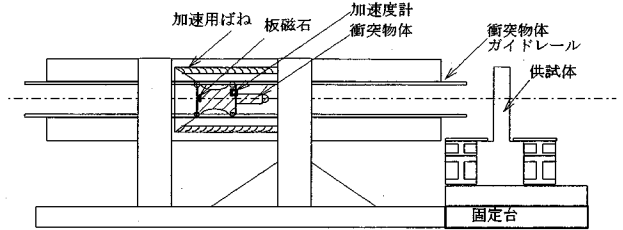


図-8 水平衝撃载荷装置

(2) 棒またはワイヤロープで吊り下げた重錘を振り下ろす振り子式, (3) ランチャー上の重錘を爆薬の推進力により加速させるロケット方式などがある. 本研究で対象としている土石流の巨礫の衝撃速度は最大約 20 m/sec 程度⁵⁾ であること, 袖部の破壊状況に多く見られる巨礫の重量は約 $1\text{ tonf} \sim 20\text{ tonf}$ 程度^{5), 10), 11)} であることなどを考慮すれば, 模型実験を行う場合に必要な性能は重量が $100 \sim 200\text{ kgf}$ の衝突体が速度約 20 m/sec で衝突できる装置であればよい. このような条件下で所定の性能・諸元を満足するため, ゴムの弾性エネルギーを利用した装置を考案した. つまり, 加速部のばねに $kx^2/2$ (k : ばね定数, x : 引張距離) で表されるエネルギーが, 開放時に $mV^2/2$ (m : 衝突体質量, V : 衝突速度) で表される運動エネルギーに変換されることになる. この際ばねの弾性エネルギー $kx^2/2$ を作り出すための引張荷重は図-7に示すように kx であり, ばね定数 k が大きいと引張距離 x は小さくすむが, 引張荷重 $P = kx$ は大きくなり, この引張荷重を発生させるための油圧装置全体が大きなものを必要とする. いま, 本装置の仕様条件として, 衝突物体約 200 kgf のものを衝突速度約 20 m/sec で発射させるものとする最低 $4.08\text{ tonf}\cdot\text{m}$ の弾性エネルギーが必要となる. すなわち, 本実験装置で用いたばね定数が $k_1 = 13.2\text{ tonf/m}$ の場合は引張距離が $x_1 = 78\text{ cm}$ となり, 引張荷重は $P_1 = 10\text{ tonf}$ である. しかし, 仮にばね定数 $k_2 = 100\text{ tonf/m}$ と大きくすると, 引張距離は $x_2 = 28\text{ cm}$ となり $P_2 = 28\text{ tonf}$ と大きくなってしまふ. そこで, ばね定数 $k_1 = 13.2\text{ tonf/m}$ を創出させるさせるために一本のばね定数が 16.5 kgf/cm の硫化ゴム (直径 10 cm , 長さ 1.8 m) を 8 本並列に設置して ($16.5\text{ kgf/cm} \times 8 = 13.2\text{ tonf/m}$), 所要の長さまで

表-4 水平载荷実験装置の性能および機能

番号	項目	性能および機能
1	载荷方式	ばねによる加速载荷
2	衝突体重量	約 $100\text{ kgf} \sim 200\text{ kgf}$
3	衝突体先端形状	平坦, 半球, 円錐
4	衝突速度	$0.7\text{ m/sec} \sim 20\text{ m/sec}$
5	载荷方向	水平
6	ばね伸長長さ	150 cm まで可変
7	ばね伸長方式	油圧ジャッキ

引張り, 発射時に衝突物体が板磁石から離脱するよう工夫した. なお, この各ゴムホースの両端の中心にスチール製の接続金具を定着させ, 引張による断面の変化によってゴムの拘束が解けないように作成した. 以上より, 本装置は装置自体がコンパクトですみ, またゴムの引張特性である大きな伸長比約 200% までの引張が可能で, 所要の速度を比較的容易にくり返し再現させることができ, また速度のばらつきも比較的小さく, 取り扱いも容易で危険性も小さいことが認められた.

図-8は, 本水平衝撃荷重装置の概要図であり, 衝突物体をゴムで引張り, ガイドレールにそって供試体に水平に衝突させる装置である. 性能および機能を表-4に示す.

b) 供試体および測定項目

供試体は, 静的载荷実験と同様に, 図-2に示す A, B, C の 3 タイプを用いた. 測定項目は, 衝突体に取り付けた加速度計で加速度を測定し, その値に質量をかけて荷重 (加速度 \times 質量) とした. ひずみゲージの位置は図-3の静的実験の場合と同様である. なお, 衝突速度は, 光センサーを用いて 2 点間の距離を衝突物体の通過時間で割ることにより測定した.

c) 実験条件の設定

本研究では, 袖部の破壊発生例でもっとも多く見られた直径約 2 m の巨礫 (重量約 10 tonf) が, 速度約 $2 \sim 20\text{ m/sec}$ で水深が 3 m

の土石流によって運ばれ砂防ダム袖部に衝突するものとしたので、模型実験における重量と衝突速度は、衝突問題における相似則^{1,2)}を用いて次のように決定した。

いま本砂防ダム袖部に対する巨礫の衝突問題における支配的要因としては、巨礫や袖部などの重量、衝撃を受けたときの袖部の材料にかかる作用力および慣性力と考えられる。よって、原型の重量を $F_g = W$ 、材料にかかる作用力を $F_s = \sigma \cdot l^2$ 、慣性力を $F_i = (W/g) \cdot (l/t^2) = W/g \cdot V^2/l$ （ただし、 σ ：応力、 l ：長さ、 W ：重量、 t ：時間、 g ：重力加速度、 V ：速度）とすれば、模型が原型と相似になるためには、次式を満足しなければならない。

$$\frac{F_g}{F'_g} = \frac{F_s}{F'_s} = \frac{F_i}{F'_i} \quad (1)$$

（ただし、ダッシュは模型を意味する）この関係をパイナンバー $\pi_1 = F_i/F_s$ 、 $\pi_2 = F_i/F_g$ を用いて書くと、次式を満足することになる。

$$\pi_1 = \pi'_1, \quad \pi_2 = \pi'_2 \quad (2)$$

式(2)の条件および原型と模型においても応力レベルと重力は変わらないという条件、つまり $\sigma = \sigma'$ 、 $g = g'$ であることを考慮すると次式が得られる。

$$\frac{W}{W'} = \left(\frac{l}{l'}\right)^2 = s^2 \quad (3)$$

$$\frac{V}{V'} = \sqrt{\frac{l}{l'}} = \sqrt{s}$$

ただし、 W' 、 V' 、 l' ：模型における自重、速度、長さ、 s ：スケールファクター

いま、模型の寸法は1/10モデルを用いており、実際の巨礫の重量 $W = 10 \text{ tonf}$ （直径2m）、速度 $V = 2 \sim 20 \text{ m/sec}$ を想定しているので、模型における重量は $W' = 10000 \text{ kgf} / 100 = 100 \text{ kgf}$ 、速度は $V' = (1 \sim 20 \text{ m/sec}) / \sqrt{10} = 0.32 \sim 6.3 \text{ m/sec}$ となる。よって、模型実験ケースとしては表-5のように、衝突体の重量 $W = 100 \text{ kgf}$ および先端形状 $R = 10 \text{ cm}$ を一定として、衝突速度を各タイプに応じて変化させ、根元より30cmの位置に衝突させた。なお、実際の重量比は $W/W' = (l/l')^3$ つまり1/10モデルの場合1/1000となるが、式(3)では1/100となってしまう。この相似則をそのまま適用するには、模型の重量を1/100つまり模型に何らかの付加質量を加え10倍にする必要がある。しかし、付加質量を加える位置により応答が変化

表-5 衝撃実験の実験ケースと測定された衝突速度

	Aタイプ	Bタイプ	Cタイプ
衝突体の重量 (W)	100kgf	100kgf	100kgf
衝突速度 (V)	①0. 37m/sec ②0. 54 ③0. 78 ④1. 08 ⑤1. 21 ⑥1. 62	①0. 69m/sec ②0. 74 ③1. 06 ④1. 25 ⑤1. 39 ⑥2. 69 ⑦2. 69 ⑧4. 93 ⑨5. 13 ⑩6. 34 ⑪7. 15	①0. 68m/sec ②0. 76 ③1. 10 ④1. 11 ⑤2. 51 ⑥2. 77 ⑦4. 96 ⑧5. 09 ⑨7. 17 ⑩7. 19 ⑪7. 23 ⑫8. 01

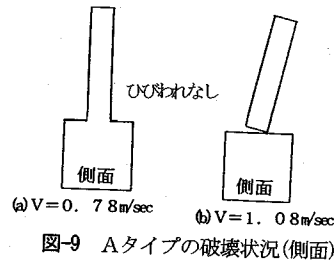


図-9 Aタイプの破壊状況(側面)



写真-4 AタイプV=1.08m/secの破壊状況

することや模型での応力を原型と等しくするために、ここでは模型の重さを原型の1/1000とした。衝突速度を各タイプごとに变化させた理由は、A（無筋）、B（単鉄筋）、C（複鉄筋）タイプごと剛性が異なるため、破壊の限界速度が異なると予想されるためである。

(2)実験結果および考察

a)各タイプの破壊状況

Aタイプでは、表-5の実験ケースに示すように6個の供試体に対し $V = 0.37, 0.54, 0.78, 1.08, 1.21, 1.62 \text{ m/sec}$ と徐々に速度を上げてその破壊状況を観察した。その結果 $V = 0.78 \text{ m/sec}$ 以下では図-9(a)に見られるようにひびわれがほとんど発生しなかったが、 $V =$

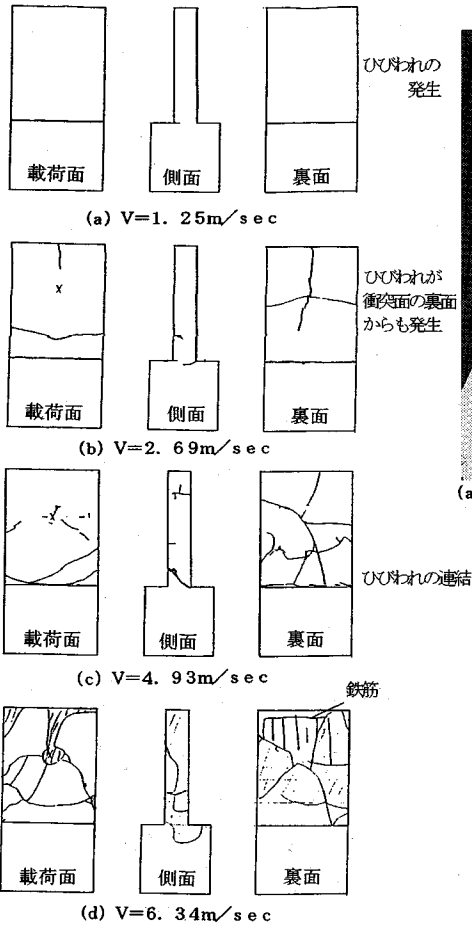


図-10 Bタイプの破壊状況(右より載荷面, 側面, 裏面)

1.08m/secになると図-9(b)および写真-4に見られるように根元部の引張ひびわれの発生により一挙にひびが裏面まで進展して破壊した。これは、無筋コンクリートの破壊の特性であるせい性破壊であり、実際の砂防ダム袖部も土石流によりほとんどがこのように根元部がきれいに切断された破壊状態になっている¹¹⁾。

次に、Bタイプ(単鉄筋)の場合は、低速(0.69, 0.74m/sec)ではひびがまったく発生しなかったが、 $V=1.06\text{m/sec}$, 1.25m/sec , 1.39m/sec と速度を上げると、図-10(a)および写真-5(a)のように根元部で引張側のひびわれが発生した。さらに速度を上げると図-10(b)、写真-5(b)のように $V=2.69\text{m/sec}$ で根元部での載荷面からのひびわれと、裏面にもひびわれが生じ、 $V=4.93\text{m/sec}$ では図-10(c)、写真-5(c)のように根元部のひびわれが、載荷面から裏面まで連結する。この破壊状態は、静

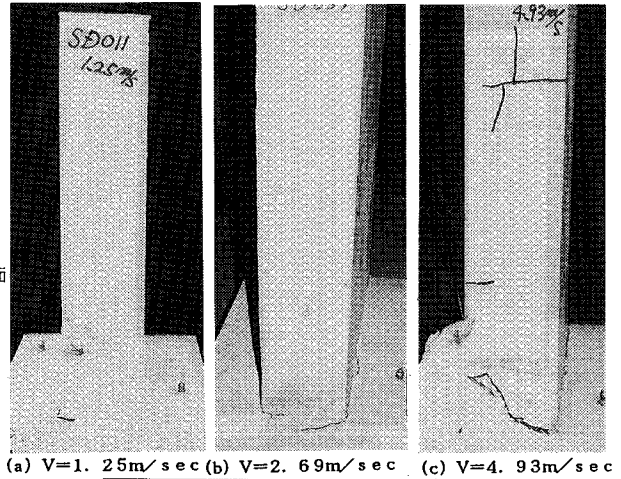


写真-5 Bタイプの破壊状況

的実験における破壊状況(図-5(b)、写真-2)とほぼ同じである。この状態では、スラブ部と固定部が完全に分離し、衝突後手で押すとぐらぐらすることを確認した。さらに、 $V=6.34\text{m/sec}$ になると、Bタイプは図-10(d)のようにほぼ完全に破壊し、袖部の機能を失い、終局限界を越えた状態である。

Cタイプ(複鉄筋)の場合は、 $V=2.51\text{m/sec}$ まではひびわれの発生は認められなかったが、 $V=2.73\text{m/sec}$ となると図-11(a)、写真-6(a)のように根元部に引張ひびわれが観察された。さらに速度を上げると $V=4.96, 5.09\text{m/sec}$ で図-11(b)のように、根元部の載荷面からのひびわれと同時に、裏面からも僅かに圧壊による圧縮ひびわれが生じており、 $V=7.17, 7.19, 8.01\text{m/sec}$ では、図-11(c)、写真-6(c)のように載荷面からの引張ひびわれと裏面からの圧壊による圧縮ひびわれが進行して連結して

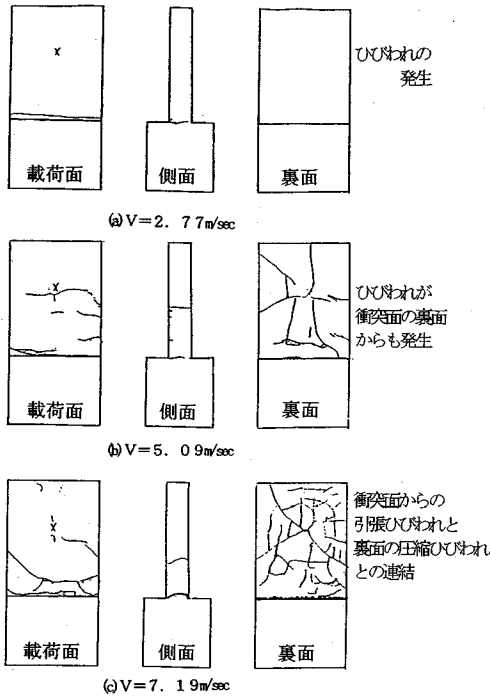


図-11 Cタイプの破壊状況(右より載荷面, 側面, 裏面)

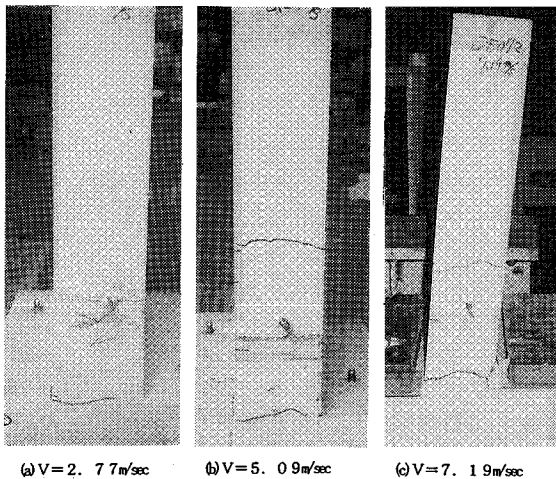


写真-6 Cタイプの破壊状況

いることが認められた。また衝撃点の裏面には放射状ひびわれと円弧状のひびわれが同時に発生しており、裏面剥離が起こる寸前の状態であった。

b)速度 $V=1\text{m/sec}$ のときの A, B, C 各タイプの荷重の時刻歴応答

図-12には速度 $V=1\text{m/sec}$ のときの A (1.08

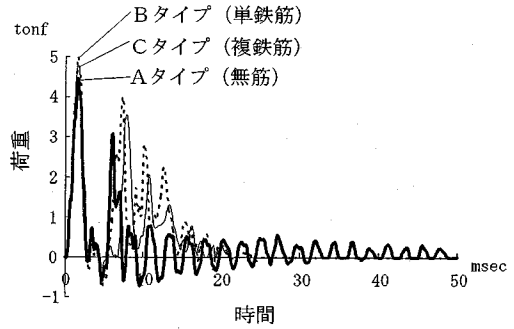
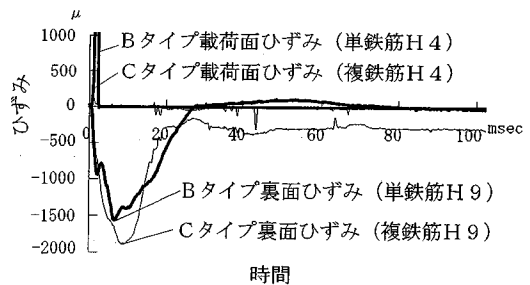
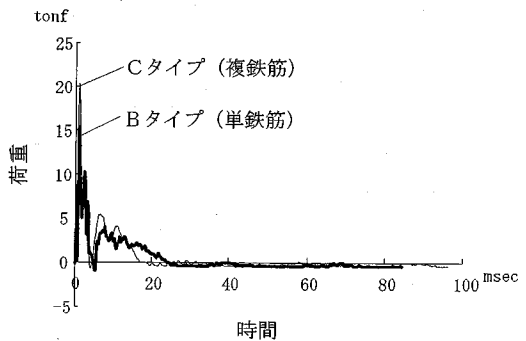


図-12 速度 $V=1\text{m/sec}$ のときの A, B, C タイプの荷重の時刻歴応答



(a) 根元部の載荷面ひずみ(H4)および裏面ひずみ(H9)の時間～ひずみ曲線



(b) 荷重～時間曲線

図-13 Bタイプ($V=4.93\text{m/sec}$)およびCタイプ($V=5.09\text{m/sec}$)の荷重および根元部のひずみの時刻歴応答

m/sec), B (1.06m/sec), C (1.10m/sec) 各タイプの荷重～時間関係を示した。各タイプとも最大荷重はほぼ同じであるが、Aタイプでは根元部が切断されており、Bタイプでは根元部に小さなひびわれを生じ、Cタイプではひびわれ等が全く発生していない。なお、Cタイプの静的実験では、1tonfでひびわれが生ずるのに対し、衝撃実験では $V=1\text{m/sec}$ で最大 5 tonf の荷重が発生してもひびわれは生じていない。この理由は、静的な荷重が部材を変形させ

るに要する作用力（抵抗力）であるのに対し、衝撃荷重は供試体の剛性に依存して、局部的に発生する加速度であり、作用時間も極めて短いため、5tonfの荷重（質量×加速度）が発生してもひびわれは生じなかったと考えられる。したがって、例え最大荷重がほぼ同じでも、破壊状況はそれぞれ全く異なることがわかり、後述するように、衝撃実験では荷重の大きさを終局限界として定義することは適さない。ここで、荷重は加速度計から算出しているが、衝突物体内の応力波等により高周波が含まれているので、1.0kHz以上の高周波をのぞくフィルター処理をしている。

c)速度 $V = 5 \text{ m/sec}$ のときの B, C タイプのひずみおよび荷重時刻歴応答

まず、図-10(c)および図-11(b)に見られる現象がおこった理由を図-13(a)のひずみ～時間関係を用いて検証する。図-13(a)より、Bタイプ ($V = 4.93 \text{ m/sec}$) の根元部（根元より5cm上方）における裏面ひずみ(H9)が大きな圧縮ひずみ (1500μ) から約 150μ の引張ひずみに変化しており、この引張ひずみで裏面が破断し、引張ひびわれが発生しているものと思われる。すなわち、衝突後の振動により裏面側にも引張ひびわれが発生し、この状態が進行して載荷面の引張ひびわれと裏面の引張ひびわれとが連結して図-10(c)のような破壊状態を示したと思われる。載荷面のひずみ(H4)はたまたまゲージを貼付した位置にひびわれが発生したため非常に大きな値を示しているが、このことより載荷面側のひびわれは衝突直後に発生したことが確認できる。

一方、Cタイプ ($V = 5.09 \text{ m/sec}$) は裏面のひずみ(H9)が圧縮で約 2000μ まで生じた後に引張ひずみに転じずに現象が終了している。図-11(b)を見ると $V = 5.09 \text{ m/sec}$ の破壊状況では振動（復元）による裏面の大きな引張破壊は生じていないことがわかる。また載荷面のひずみ(H4)は衝突直後に引張で、約 300μ に至った後に、その後ほぼゼロを示している。これより、Cタイプの載荷面のひびわれも衝突直後に発生していると思われる。

次に、図-13(b)に荷重～時間関係を図-13(a)の時間軸と一致させて示した。衝突による荷重は、Bタイプで約30msecまで、Cタイプで約20msecまでの時間で無くなっている。また、最大荷重はあまりひずみが生じていない約

表-6 衝突実験結果に対する終局限界定義の検討

区分	Aタイプ (無筋)	Bタイプ (単鉄筋)	Cタイプ (複鉄筋)
① 載荷点での 局部破壊	発生せず	$V = 6.34 \text{ m/sec}$ $E = 205 \text{ tonf}\cdot\text{mm}$ 表裏面コンクリート部に大きな欠落部分発生 裏面剥離なし (図-10(d)対応)	対応状態なし 図-11(c)の場合 全面にひび割れが発生しているが欠落部分なし
② 袖部根元の 引張ひび割れ	$V = 1.08 \text{ m/sec}$ $E = 6 \text{ tonf}\cdot\text{mm}$ ほぼ同時に袖部切断 裏面剥離なし (図-9(b)対応)	$V = 1.06 \text{ m/sec}$ $E = 6 \text{ tonf}\cdot\text{mm}$ 裏面剥離なし (図-10(a)対応)	$V = 2.77 \text{ m/sec}$ $E = 3.9 \text{ tonf}\cdot\text{mm}$ 裏面剥離なし (図-11(a)対応)
③ 最大荷重点	衝突速度ごとに変化し、その際袖部に生じている破壊状況を特定することが困難となる		
④ 袖部根元部の ひび割れ 連結による モルタル部 切断	$V = 1.08 \text{ m/sec}$ $E = 6 \text{ tonf}\cdot\text{mm}$ 定義②と同じ (図-9(b)対応)	$V = 4.93 \text{ m/sec}$ $E = 124 \text{ tonf}\cdot\text{mm}$ ほぼ全面にひび割れが広がり定義①の限界への移行初期とも考えられる (図-10(c)対応)	$V = 7.19 \text{ m/sec}$ $E = 263 \text{ tonf}\cdot\text{mm}$ ほぼ全面にひび割れが広がるが、裏面側の鉄筋によりひび割れ形状は抑制されている (図-11(c)対応)
⑤ 鉄筋の切断	定義できず	生起せず	生起せず

2msecの時点で現われている。以上より、Bタイプでの裏面からの破壊は、衝突による荷重の発生が終了した約30msec以降の現象であり、これより最大荷重は破壊形態に必ずしも依存しないものであることを示している。

d)動的終局限界状態の定義に関する検討

次に、静的の場合と同じように考えられる終局限界状態の候補として表-6に示す5つの定義を検討する。すなわち、①載荷点での局部破壊、②袖部根元付近引張側ひびわれ生起、③最大荷重点、④袖部根元部のひびわれ連結によるモルタル部切断および⑤鉄筋切断である。

①載荷点での局部破壊：Bタイプ（単鉄筋）において $V = 6.34 \text{ m/sec}$ 以上でスラブ部全体の破壊とともに衝突点の破壊が発生した。しかし、Cタイプ（複鉄筋）では図-11(c)に見られるように全体的にひびわれが見られるが局部の破壊は観察できなかった。また、Aタイプ（無筋）では局部破壊と見なされる現象は見られなかった。

②袖部根元付近引張側ひびわれ生起：Aタイプでは図-9(b)、Bタイプでは図-10(a)、Cタ

イプでは図-11(a)に対応しているが、鉄筋を補強したにもかかわらずAタイプとBタイプはほぼ同じ速度でひびわれが発生している。すなわち、根元部の引張ひずみの発生はかなり鋭敏で、わずかの衝突速度の変化に対しても発生することがわかる。しかし、このひびわれ発生という破壊モードはB、Cタイプにおいてはなんら機能上問題がないといえる。

③最大荷重点：図-12および図-13に示すように、荷重～時間における最大荷重は衝突速度ごとに変化し、また、最大荷重時に破壊が発生していない。そのため最大荷重により、破壊現象を特定することは困難である。

④袖部根元部のひびわれ連結によるモルタル部切断：Aタイプでは、この定義は②と同じ点となり②を包含する定義となる。Bタイプでは、図-10(c)に対応しており、定義①の局部破壊限界への移行期とも考えられる。これは、図-13(a)のひずみが示すように衝突直後の振動により、鉄筋補強をしていない裏面が引張側となり、この状態が発生しているものと考ええる。Cタイプでは図-11(c)に対応し、この状態ではほぼ全体にひびわれが広がるが、裏面側の鉄筋により定義①の局部破壊への移行を抑制しているものと考ええる。

これより静的および動の実験に対して、この④の状態が共通した終局限界と定めることができる。

⑤鉄筋切断：図-10(d)にも見られるように、モルタルの破壊が先に発生するため、本実験の範囲では鉄筋切断という破壊モードは生起せず終局限界とするのには問題がある。

以上の検討を総合的に判断すると、定義④によるものが、静的および動の実験においてA、B、C各タイプの破壊モードを統一的に適用でき、鉄筋補強を的確に表現できる終局限界であると思われる。

以上より、無筋および鉄筋コンクリート製砂防ダム袖部における破壊モードは、静的および動的のいずれにおいても根元部におけるスラブ部と固定部（本堤部）との切断という型となり、これは、局部応答でなく全体の応答の破壊モードであり、これを用いて共通的的な終局限界と定義することができる。よって、鉄筋コンクリート製砂防ダムにおけるエネルギー基準による設計法が適用できるとすると、この定義④の破壊モードに達するまでのエネルギーを定量的

に決定すれば衝突エネルギーとの比較でよいことになる。この基準の定量的な限界値の決定については解析手法の開発と併用して現在検討中である。

e)鉄筋補強の効果

静的実験では、Aタイプ（無筋）に対し、Bタイプ（単鉄筋）では約2.8倍、Cタイプ（複鉄筋）では約4.3倍の限界吸収エネルギーのあることが認められた。また衝撃実験では、Aタイプが限界速度 $V=1.08\text{m/sec}$ に対し、Bタイプ（単鉄筋）では $V=4.93\text{m/sec}$ とエネルギー的には約2.5倍、Cタイプ（複鉄筋）では、 $V=7.19\text{m/sec}$ とエネルギー的には約5.0倍あることが認められ、またCタイプはBタイプに比べ吸収エネルギー的には約2倍の耐力のあることがわかった。これはほぼ鉄筋量と比例している。振動による裏面の引張ひびわれを防ぐ意味からも当然ながらCタイプのような複鉄筋の断面を採用することが望ましいといえるが、実際の袖高、袖厚は色々な設計条件で決まるため、袖高に比し袖厚が大きい場合の検討も今後の問題点としてあげられる。

4. 結論

本研究は、鉄筋コンクリート製砂防ダム袖部の耐衝撃設計法を確立するため、砂防ダム袖部をモデル化した無筋および鉄筋片持ちスラブの供試体に対し、油圧ジャッキによる静的載荷実験と新たに開発したゴム式水平衝撃載荷実験を行ったもので、再度本研究の成果をまとめると以下のようなになる。

(1) 静的載荷実験では、Aタイプが根元部の載荷面ひびわれにより一気に破壊したのに対し、B、Cタイプでは根元部の載荷面ひびわれと裏面ひびわれとの連結により耐力低下が生じ、その時点を以て静的終局限界状態と定義できた。

(2) 静的には、鉄筋の影響により単鉄筋では約2.8倍、複鉄筋では約4.3倍のエネルギー容量が上昇することが認められた。

(3) 衝撃載荷実験においても、静的とほぼ同様な破壊モードを示し、根元部における載荷面ひびわれと裏面ひびわれの連結による破壊モードを動的終局限界状態と定義できた。

(4) 動的には、鉄筋の影響により単鉄筋では約2.5倍、複鉄筋では約5.0倍のエネルギー上昇が認められ、静的よりも複鉄筋の効果が顕著

になることが確認された。

(5) 以上より、鉄筋コンクリート製砂防ダム袖部の耐衝撃設計の設計基準としては、局部的破壊ではなく袖部と本堤との境界部におけるひびわれの連結による全体応答としての破壊モードを共通な終局限界状態と定めることができた。

(6) 巨礫の衝突による砂防ダム袖部の衝撃現象を把握するため、ゴム式水平衝撃載荷装置を開発したが、ゴムの引張特性である伸長比約200%までの引張が可能で、所要の速度を比較的容易にくり返し再現させることができ、また速度のばらつきも比較的小さく、取り扱いも容易で危険性も少ないことが認められた。

謝辞：本研究で使用したゴム式水平衝撃載荷装置の開発に多大なご尽力を賜った防衛大学校大野友則氏および(株)前川試験機製作所宮野二郎氏に対し、心から謝意を表します。また本研究を行うに当たりご援助頂いた八千代エンジニアリング(株)水工部下田義文氏と防衛大学校香月智氏に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 建設省河川局砂防部：砂防便覧(昭和60年版)。
- 2) 水山高久, 下東久巳, 下田義文：緩衝材を付けたコンクリート構造物に対する土石流衝撃力に関する研究, 新砂防, Vol. 38, pp. 3-11, 1985年9月。
- 3) 建設省河川局砂防部砂防課：土石流対策技術指針(案), 1989年10月。
- 4) 建設省土木研究所：土木技術資料第32巻第11号, pp. 20-21, 1990年11月。
- 5) 下田義文, 水山高久, 石川信隆, 古川浩平：巨礫を受けるコンクリート製砂防ダム袖部の衝撃模型実験と被災例シミュレーション, 土木学会論文集, No. 145/I-20, pp. 131-140, 1992.7.
- 6) 下田義文, 鈴木真次, 石川信隆, 古川浩平：個別要素法によるコンクリート製砂防ダムの衝撃破壊シミュレーション解析, 土木学会論文集, No. 480/VI-21, pp. 97-106, 1993.12.
- 7) 土木学会：構造物の衝撃挙動と設計法, 第三篇, pp. 56-136, 1994年1月。
- 8) 藤井学, 宮本文穂, 森川英典：衝撃荷重を受ける鉄筋コンクリートスラブの力学的挙動に関する基礎的研究, 土木学会論文集, 第360号/V-3, pp. 51-60, 1995.8.
- 9) (財)電力中央研究所：飛来物の衝突に対するコンクリート構造物の耐衝撃設計手法, 電力中央研究所報告, 総合報告U24, 1991.7.
- 10) 建設省土木研究所砂防部砂防研究室：砂防ダムの被害実態調査, 土研資料, 第1514号, 1979年6月。
- 11) 建設省土木研究所砂防部砂防研究室：砂防ダムの被害実態調査(2), 土研資料, 第2491号, 1987年6月。
- 12) 江守一郎：模型実験の理論と応用第2版, 技報堂出版, pp. 156-161, 1988年9月20日。

(1994. 4. 16受付)

AN EXPERIMENTAL STUDY ON ULTIMATE-LIMIT STATE OF REINFORCED CONCRETE CHECK DAM WINGS

Shinji SUZUKI, Nobutaka ISHIKAWA, Takahisa MIZUYAMA,
Yoshiharu ISHIKAWA and Kohei FURUKAWA

This paper presents an experimental approach for the ultimate-limit state of reinforced concrete (RC) check dam wings under impact loading of the huge rock in debris flow. At first, static loading tests were performed for the three types of specimen, i.e., the plain concrete, single and double RC cantilever slabs in which check dam wings were modeled. Secondary, horizontal impact loading apparatus was developed by using the 8 rubber hoses (1 rubber hose has 10cm diameter, 1.8m length and 16.5kgf/cm spring constant) and horizontal impact tests were executed for the three types of specimen. It was found from the static and impact tests that the cutting failure mode at the bottom surface of cantilever slab due to the crack connection is the unified ultimate-limit state of plain concrete and RC check dam wings.