

I-75

繰り返し载荷を受けるせん断破壊型 RC 梁の衝撃挙動

室蘭工業大学	正 員	岸 徳 光
三井建設(株)	フェロー	三 上 浩
室蘭工業大学	正 員	安 藤 智 啓
室蘭工業大学	○ 学生員	長谷川 弘 毅

1. はじめに

耐衝撃用途を目的として建設される鉄筋コンクリート (RC) 構造物には、道路落石防護施設や原子力関連施設等がある。通常、構造物の構成要素である RC 梁、柱、版部材は、曲げ破壊が先行するように断面設計されている。そのため、RC 部材の耐衝撃性に関する研究も、主に曲げに対する問題を対象として行われてきた[1,2,3]。その結果、曲げ破壊型 RC 梁に関しては、その耐衝撃性がかなり明らかにされてきており、耐衝撃設計法も提案されるに至っている[4]。しかしながら、せん断破壊型 RC 部材の耐衝撃性に関する研究は、高速载荷時の RC 版に関する局部破壊問題を除きほとんど見あたらない。RC 部材の合理的耐衝撃設計手法を確立するためには、曲げ耐力のみならず、せん断耐力に関する設計法も確立しなければならない。

このような観点より、本研究では、RC 部材の中で最も単純な構造型式である梁要素を取り上げ、静载荷時にせん断破壊が卓越する RC 梁に関する重錘落下衝撃実験を行った。なお、実験は初速度および増分速度が 1 m/s である漸増繰り返し载荷実験 (以下、繰り返し载荷実験) により、RC 梁にひび割れ幅の大きなせん断ひび割れが発生し破壊に至るまでや、下端からの反射波等により载荷部近傍のかぶりが剥離し断面欠損が著しい状態に至るまで行った。

2. 実験概要

図-1 には、実験に用いた RC 梁試験体の形状寸法および配筋状況の一例を示している。用いた A, B, C 試験体は形状寸法 (梁幅 × 梁高 × 純スパン長) が全て 200 × 400 × 2,000 mm の複鉄筋矩形 RC 梁である。また、A 試験体の場合にはせん断補強筋を配置せず、B, C 試験体の場合にはそれぞれ 150 mm ピッチ、75 mm ピッチにせん断補強筋 (D6) を配置している。なお、軸方向鉄筋 (D35) は梁端面に設置した厚さ 22 mm の鋼板に溶接することとし、その定着長を節約している。

実験は、RC 梁のスパン中央部に質量 300 kg の円柱状鋼製重錘を所定の高さから自由落下させることにより行っている。重錘の直径は载荷点部で 150 mm である。なお、重錘底部には衝突時の片当りを防止する目的で、高さ 2 mm のテーパが施されている。試験体は支点用治具上に設置し、さらに梁支点部上縁には跳ね上がり防止用治具を設けている。また、治具全体は回転を許容し単純支持に近い構造となっている。

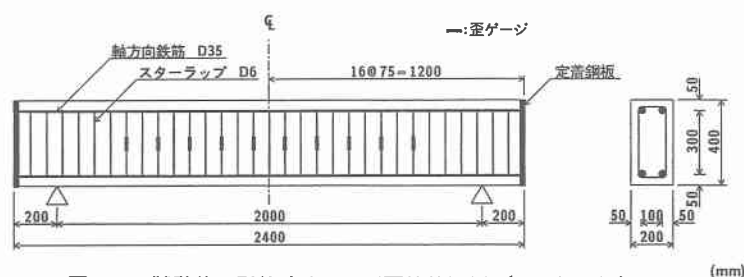


図-1 試験体の形状寸法および配筋状況例 (C 試験体)

表－１ 試験体の設計値一覧

試験体名	衝突速度 V (m/s)	主鉄筋比 P_t	純スパン長 L (mm)	せん断スパン比 a/d	せん断補強筋の有無と間隔 S (mm)	静的せん断耐力 V_{usc} (kN)	静的曲げ耐力 P_{usc} (kN)	せん断余裕度 α	斜めひび割れ発生時衝突速度 V (m/s)
A	1~5	0.0281	2,000	2.86	None	151.5	443.7	0.34	3
B	1~6	0.0281	2,000	2.86	150	260.8	448.5	0.58	3
C	1~7	0.0281	2,000	2.86	75	339.7	443.7	0.77	4

表－２ コンクリートの力学的特性

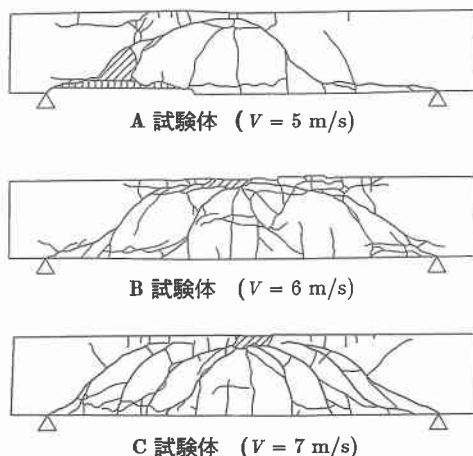
試験体名	実験時材令 (日)	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	ポアソン比
A, C	24	40.2	26.8	0.23
B	21	30.2	22.9	0.22

表－３ 鉄筋の力学的特性

鉄筋の呼び径	材質	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	ポアソン比
D35	SD345	375	584	206	0.3
D6	SD295A	366	540	206	0.3

測定項目は、重錘衝撃力 P 、支点反力 R 、載荷点変位 δ およびせん断補強筋歪 ε (150 mm ピッチで貼付) である。衝撃荷重の測定にはそれぞれ容量および応答周波数が 1,470 kN, DC ~ 4.0 kHz および 490 kN, DC ~ 2.4 kHz の起歪柱型のロードセルを、変位の測定にはストローク 200 mm、応答周波数 915 Hz のレーザ式変位計を用いている。

表－１には、用いた試験体の設計値一覧を示している。表中、各 RC 梁に関する衝突速度 V 、主鉄筋比 P_t 、純スパン長 L 、せん断スパン比 a/d 、せん断補強筋間隔 S の他、計算による静的せん断耐力 V_{usc} 、静的曲げ耐力 P_{usc} 、せん断余裕度 α および衝撃実験における斜めひび割れ発生時の衝突速度 V も合わせて示している。ここで、 V_{usc} および P_{usc} は、土木学会コンクリート標準示方書 [5] に基づき算定している。せん断余裕度 α はこの V_{usc} を P_{usc} で除した値であり、 $\alpha < 1.0$ は静載荷時に RC 梁がせん断破壊することを意味している。本試験体の場合には全て $\alpha < 1.0$ であることより、静載荷時にはせん断型で破壊することが予想される。表－２および表－３には、実験時のコンクリートおよび鉄筋の力学的特性を示している。



図－２ 実験終了後のひび割れ分布

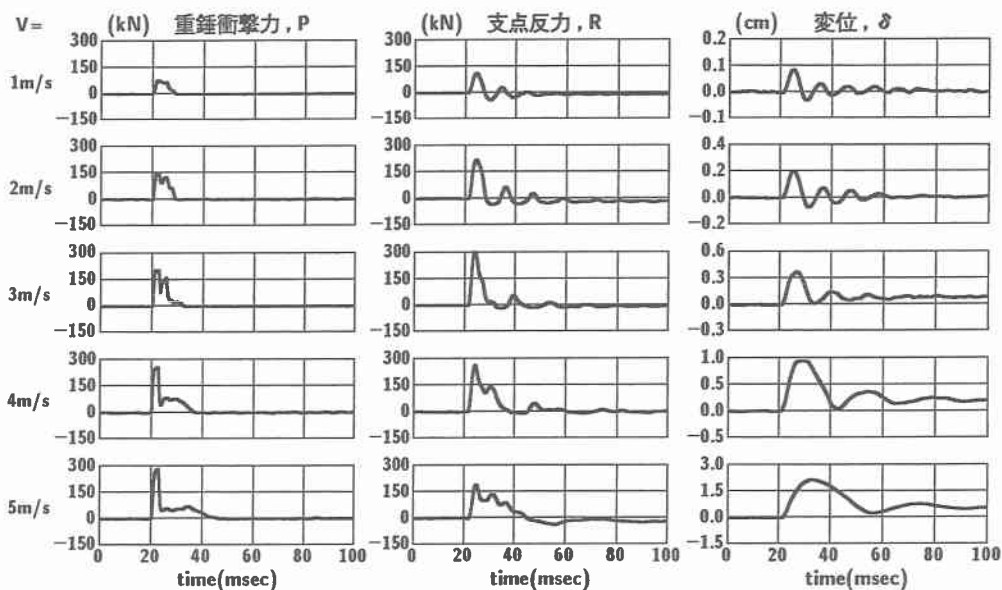
3. 実験結果および考察

3.1 ひび割れ分布

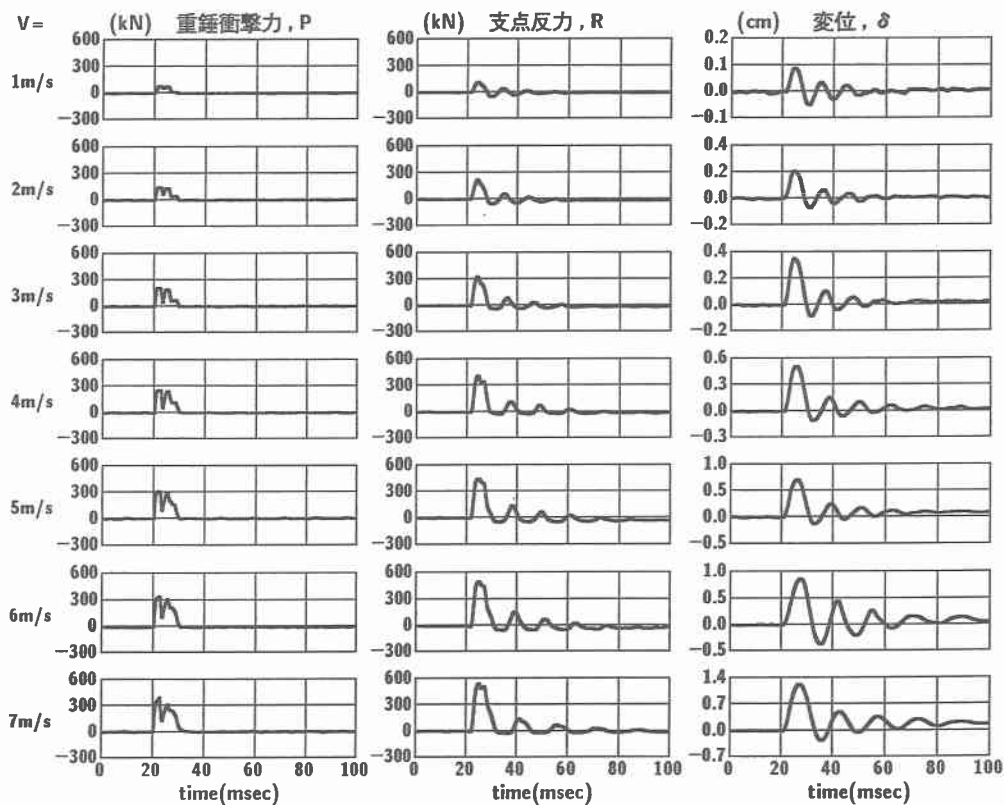
図－２には、実験終了後の各試験体のひび割れ分布を示している。図より、A 試験体の場合には、載荷点部から支点部に至るひび割れ幅の大きなアーチ状の斜めひび割れが発生していることがわかる。また、梁下縁のコンクリートには剥離が生じている。一方、せん断補強筋を有する B、C 試験体の場合には、載荷点部から支点部に至るアーチ状の斜めひび割れの他に、載荷点部から梁下面に至る斜めひび割れも出現している。また、その本数はせん断補強筋をより密に配筋した C 試験体の場合が多い。なお、B、C 試験体では梁下縁のコンクリートの剥離は見られず、載荷点部コンクリートの著しい分離・剥離により断面欠損が生じている。

3.2 重錘衝撃力波形、支点反力波形および載荷点変位波形

図－３ (a), (b) には、各試験体の重錘衝撃力 P 、支点反力 R 、載荷点変位 δ (以下、変位) の各応答波形を示している。ここでは紙面の都合により、A, C 試験体の波形を例に示している。なお、支点反力波形は独

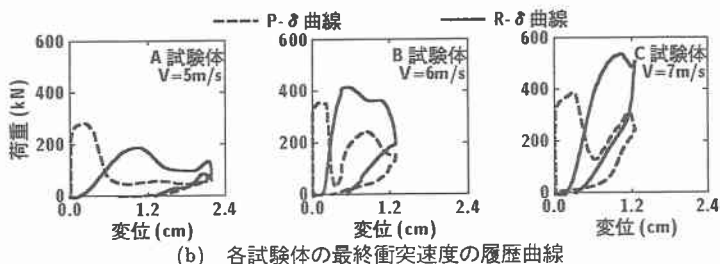
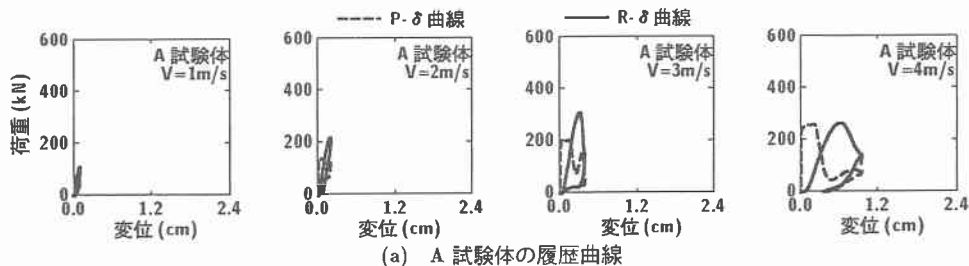


(a) A 試験体



(b) C 試験体

図-3 RC 梁の重錘衝撃力, 支点反力, 載荷点変位波形



図－４ 重錘衝撃力および支点反力と載荷点変位の履歴曲線

立に測定した各支点反力を A/D 変換後足し合わせた合計としている。(a) 図より、せん断補強筋のない A 試験体の場合は、重錘衝撃力波形には斜めひび割れが生じた衝突速度 $V = 3 \text{ m/s}$ の時点より、衝撃初期に振幅が大きかつ継続時間の短い高周波成分（第 1 波）が現れていることがわかる。また、第 1 波後には第 1 波に比べて振幅が小さかつ継続時間が長い第 2 波が現れている。なお、 V の増加とともにこの振幅は小さく、継続時間は長くなっている。一方、支点反力波形の場合には、重錘衝撃力波形で見られた衝撃初期における高周波成分は現れていない。また、 $V = 1, 2 \text{ m/s}$ の場合には、変位波形に対応した自由振動が発生している。さらに、最大支点反力は、 $V = 3 \text{ m/s}$ までは V の増加とともに増大し、その後減少に転じている。これに対応して波動の継続時間は増大している。これは、梁の塑性化が進行していることを示唆するものと判断される。変位波形の場合には、初期の正弦半波の継続時間が重錘衝撃力波形および支点反力波形の継続時間に対応し、かつ衝突速度 V の増加に伴い増大している。また、荷重除荷後は V の増加とともに振動周期が伸び直流成分のみの波動へと移行している。

(b) 図より、せん断補強筋を有する C 試験体の場合には、重錘衝撃力波形はそのピーク値が大略同程度である 2 波から成る波形形状を示していることがわかる。しかしながら、A 試験体で見られた衝突速度 V の増加に伴う第 2 波ピーク値の減少や波動継続時間の著しい増大等の性状は現れていない。一方、支点反力波形は、いずれの衝突速度 V においても変位波形と同様の周波数成分を有する振動状態が励起されている。また、最大支点反力は V の増加とともに増大していることもわかる。さらに、変位波形について見ると、A 試験体のような V の増加にともなう振動周期の著しい増大傾向は見られず、 $V = 7 \text{ m/s}$ においても変位波形は未だ自由振動状態を呈している。

3.3 重錘衝撃力および支点反力と載荷点変位の関係

図－４には、重錘衝撃力と載荷点変位 ($P - \delta$) および支点反力と載荷点変位 ($R - \delta$) の履歴曲線を示している。また、(a) 図には A 試験体に関する衝突速度 $V = 1 \text{ m/s} \sim 4 \text{ m/s}$ の履歴曲線を、(b) 図には各試験体の最終衝突速度での履歴曲線を示している。(a) 図より、各履歴曲線の囲む面積が V の増加に伴い大きくなり、吸収エネルギー量が增大していることがわかる。 $P - \delta$ 曲線について見ると、重錘衝撃力は変位がほとんど生じていない衝撃初期段階で急激に増加し、最大応答値を示している。その後、一旦減少し再度変

位の増加とともに増大した後再び減少している。一方、 R - δ 曲線について見ると、支点反力は変位の増加とともに線形的に増大し最大支点反力発生後減少するものの、変位は最大支点反力発生後に最大変位発生まで線形的に増大している。その後、変位は支点反力とともに減少している。

(b) 図より、 P - δ 曲線に関しては、いずれも A 試験体の $V = 4 \text{ m/s}$ の場合とほぼ類似した分布性状を示していることがわかる。また、 R - δ 曲線は、いずれの試験体も最大支点反力発生後、支点反力が緩やかに減少している状態で変位が増大している。最大変位到達後は、支点反力が変位とともに減少している。このように、支点反力は除荷時の一部を除きほぼ梁の変形に対応して挙動するため、応答変位出現前に最大値を示す重錘衝撃力よりも、梁の衝撃挙動および耐衝撃性を論じる上で適しているものと考えられる。このような観点から、後述の考察は支点反力のみに着目して行うものとする。

3.4 セン断補強筋の歪分布

図-5には、C 試験体に関するセン断補強筋歪分布の

経時変化を斜めひび割れが発生する近傍の衝突速度 $V = 3 \text{ m/s}$, 4 m/s に限定して示している。なお、軸より上側を圧縮、下側を引張歪として整理している。

図より、 $V = 3 \text{ m/s}$ の場合には、歪値が時間の経過とともに、スパン中心に関して左右対称状態で増大していることがわかる。また、いずれの時間においても載荷点と支点の中間部で最も大きい歪が発生している。しかしながら、載荷点近傍部の歪はほとんど励起せず、コンクリートとセン断補強筋が一体となって挙動していることが推察される。なお、重錘衝突後 10 ms 程度で歪がほぼ零まで減少している。一方、 $V = 4 \text{ m/s}$ の場合には、時間の経過とともに左右の歪分布形状が異なってきた。これは、この衝突速度時に斜めひび割れが発生していることより、ひび割れ位置やひび割れ幅等により補強筋歪が上下方向に複雑な分布性状を示すためと考えられる。なお、 $V = 4 \text{ m/s}$ における最大歪は $V = 3 \text{ m/s}$ のそれに比べて 5 倍程度大きく示されている。また、除荷状態である 10 ms 時に大きな残留歪が生じている。これは、斜めひび割れが発生しひび割れ部が開口していることを意味している。

3.5 セン断耐力の加算則

図-6には、C 試験体に着目して、各測定点におけるセン断補強筋歪を平均し、その平均値を用いて評価したセン断補強筋が受け持つ分担セン断力 V_{sd} の時刻歴波形を示している。ここでは、歪値が大略弾性範囲内にある衝突速度 $V = 5 \text{ m/s}$ 以下の実験結果のみを取り上げ図示している。なお、図中には支点反力波形 R も合わせて示している。

図より、衝突速度 $V = 1, 2 \text{ m/s}$ の場合には、 V_{sd} の波形はほぼ零であり、セン断補強筋はほとんどセン断力を負担していないことがわかる。従って、この時点ではコンクリート部や主鉄筋のみがセン断力に抵抗しているものと推察される。 $V = 3 \text{ m/s}$ の場合には、セン断補強筋による分担セン断力波形 V_{sd} が励起されている。しかしながら、この時点でも分担セン断力 V_{sd} の最大値は支点反力のその 1/5 程度と小さい。斜めひび割れが出現し始めた $V = 4, 5 \text{ m/s}$ 時では、 V_{sd} の値も急増し、その最大値は支点反力 R の約 1/3 程度となっている。これは、セン断補強筋の効果がコンクリート部に斜めひび割れが発生した時点から発揮されることを意味している。

次に、コンクリートが分担するセン断耐力 V_{ucd} とセン断補強筋が分担するセン断耐力 V_{sd} の加算則に関

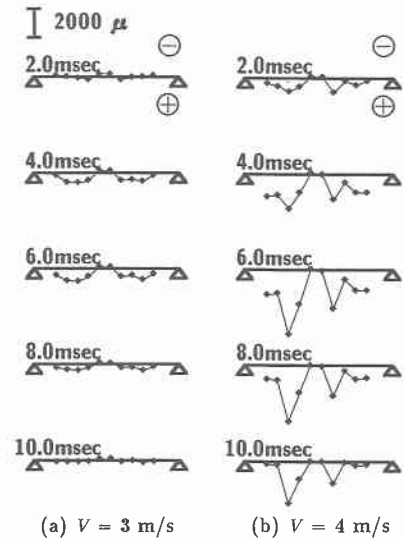


図-5 セン断補強筋の歪分布 (C 試験体)

して検討する。ここで、C 試験体の V_{ucd} は、ひび割れが発生する前の衝突速度 $V = 3 \text{ m/s}$ 時の R と V_{sd} の最大値の差であると仮定して算出すると、約 280 kN となる。この値は、図-3 (a)のせん断補強筋のない A 試験体の支点反力の最大値 (約 300 kN) とほぼ対応している。さらに、 $V = 4, 5 \text{ m/s}$ の V_{sd} の最大値 (それぞれ約 140 kN , 170 kN) にこの V_{ucd} を加えると、支点反力 R の最大値とほぼ同様の値 (それぞれ約 420 kN , 450 kN) となる。これより、示方書で示されている静載荷時の加算則が衝撃荷重時においてもほぼ成立していることがわかる。これは、設計的に RC 梁の衝撃耐力を評価するための指標として支点反力を用いることが合理的であることを示唆している。

4. まとめ

本研究では、せん断破壊型 RC 梁の合理的な耐衝撃設計手法の確立を目的として、静載荷時にせん断破壊が卓越する RC 梁に着目して漸増繰り返し衝撃載荷実験を行った。用いた試験体はせん断補強筋量の異なる RC 梁であり、主として RC 梁の衝撃挙動に着目して検討を行った。その結果を要約すると、

- (1) 繰り返し載荷により RC 梁に発生するひび割れ分布性状は、断面寸法およびせん断スパン比が同一である場合でも、せん断補強筋量により異なってくる。
- (2) 支点反力波形は、梁の塑性化に伴いその継続時間が増大し、最大値は著しい損傷を受けた時点で減少する。しかしながら、斜めひび割れが大きく開口しない段階では、自由振動が励起される。なお、これらの傾向は載荷点変位波形と対応している。
- (3) 支点反力は変位の増加とともにほぼ線形的に増大し支点反力が最大値まで達する。一方、変位は最大支点反力発生後も増加し、やがて最大値に達する。その後、両者はともに減少する。
- (4) せん断補強筋量は、梁に斜めひび割れが生じない程度の衝突速度では載荷点に関してほぼ対称に分布する。一方、斜めひび割れ発生後は歪値が大きくかつ複雑な分布性状を示す。
- (5) 衝撃耐力として支点反力を考えることで、衝撃荷重載荷時におけるコンクリートが分担するせん断耐力とせん断補強筋が分担するせん断耐力との加算則は成立する。

参考文献

- (1) 中田吉彦, 榎谷 浩, 梶川康男, 森嶋芳大: 個別要素法による鉄筋コンクリートはりの衝撃挙動解析, 構造工学論文集, Vol.44A, 1998.
- (2) 圓林栄喜, 香月 智, 石川信隆, 太田俊昭: 簡易動的解析法による PC はりの動的終局変形の推定, 構造工学論文集, Vol.45A, 1999.
- (3) 岸 徳光, 三上 浩, 松岡健一, 安藤智啓: 静載荷時に曲げ破壊が卓越する RC 梁の弾塑性衝撃応答解析, 土木学会論文集, No.619/I-47, pp.215-233, 1999.
- (4) 松岡健一, 岸 徳光, 三上 浩, 安藤智啓: スパン長の異なる RC 梁の重錘落下衝撃実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.2, 1998.
- (5) コンクリート標準示方書 (平成 8 年制定) 設計編, 土木学会, 1996.

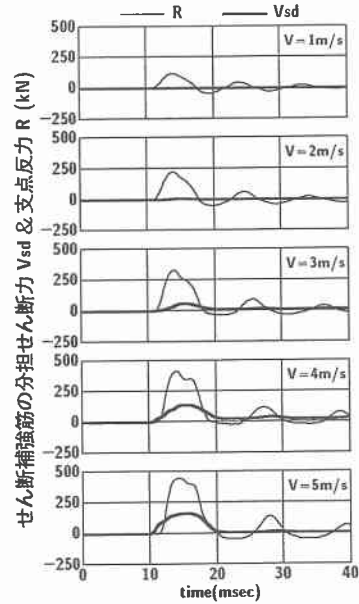


図-6 せん断補強筋の分担せん断力波形 (C 試験体)