

重錘落下を受けるせん断破壊型 RC 梁の耐衝撃性状に関する実験的研究

AN EXPERIMENTAL STUDY ON IMPACT-RESISTANT BEHAVIOR OF SHEAR-FAILURE-TYPE RC BEAMS
DUE TO A STEEL-WEIGHT FALLING

安藤智啓*, 岸 徳光**, 三上 浩***, 盛田行彦****

Tomohiro ANDO, Norimitsu KISHI, Hiroshi MIKAMI and Yukihiro MORITA

*博(工) 防衛庁第4研究所 施設構造研究室 (〒229-0006 相模原市淵野辺 2-9-54)

**工博 室蘭工業大学 教授 建設システム工学科 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

***博(工) 三井建設(株) 主席研究員 技術研究所 (〒270-0132 流山市駒木 518-2)

****修(工) 鹿島建設(株) 技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1)

キーワード: せん断破壊型 RC 梁, 耐衝撃性状, 支点反力, 重錘落下衝撃実験

(shear-failure-type RC beams, impact-resistant behavior, reaction force, falling-weight impact test)

1. はじめに

耐衝撃安全性が要求される土木・建築構造物には、道路落石防護施設や土石流対策施設、原子力発電所関連施設等がある。近年、これら構造物の合理的な耐衝撃設計手法を確立するために、構成要素である鉄筋コンクリート (RC) およびプレストレストコンクリート (PC) 製梁・柱・版の耐衝撃性状に関する研究が各機関で盛んに行われている^{1)~3)}。その結果、静載荷時に曲げ破壊が卓越する RC 梁に関しては、その耐衝撃性状が徐々に明らかにされ、合理的な耐衝撃設計手法も提案されるに至っている⁴⁾。

しかしながら、RC / PC 構造部材の耐衝撃設計をより合理的に行うためには、曲げ破壊のみならずせん断破壊に対しても合理的な耐衝撃設計手法を確立する必要がある。

このような観点より、本研究ではコンクリート構造部材の基本である RC 梁に着目し、静載荷時にせん断破壊が卓越する (以後、せん断破壊型) RC 梁の耐衝撃性状を明らかにすることを目的として、せん断補強筋量の異なる 3 種類の RC 梁全 19 体に関する単一載荷による重錘落下衝撃実験を行った。

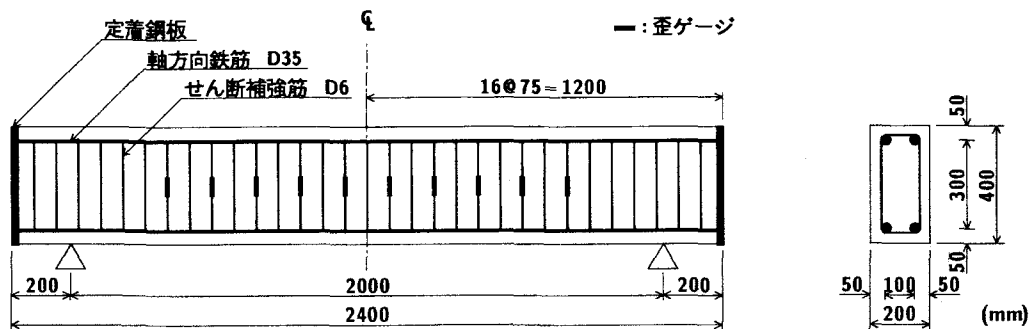
2. 実験概要

図-1 には、本実験に用いた RC 梁の形状寸法と

配筋状況の一例を示している。RC 梁の形状寸法 (梁幅×梁高×全長) は、全て $200 \times 400 \times 2,400$ mm である。軸方向鉄筋 (D35) は梁の上下端に 2 本ずつ配筋し、これを両端面に設置した厚さ 22 mm の定着鋼板に溶接している。せん断補強筋 (D6) に関しては、補強筋を配筋しない場合と 150, 75 mm 間隔で配筋する場合を設定している。

実験は、RC 梁のスパン中央部に重錘を所定の高さから一度だけ自由落下させる単一載荷により行っている。用いた重錘は、質量が 400 kg、載荷点部の直径が 150 mm の円柱状鋼製重錘であり、底部には衝突時の片当たりを防止するために、高さ 2 mm のテーパが施されている。RC 梁はリバウンド防止用治具付の支点治具上に設置している。支点治具全体は RC 梁の回転のみを許容するピン支持に近い構造となっている。測定項目は、重錘衝撃力 P 、合支点反力 R (以後、支点反力) および載荷点変位 δ (以後、変位) の応答波形である。また、実験終了後には、RC 梁側面に生じたひび割れをスケッチしている。

表-1 には、試験体名、本実験に用いた RC 梁の静的設計値と実測静的せん断耐力および実験時の衝突速度を一覧に示している。試験体名はせん断補強筋比 p_s のみが異なる故、S の後に p_s を 1,000 倍



図－１ RC 梁の形状寸法および配筋状況の一例（せん断補強筋を 75 mm 間隔で配筋する場合）

表－１ RC 梁の静的設計値と実測静的せん断耐力および衝突速度の一覧

試験体名	主鉄筋比 p_t	せん断補強筋比 p_s	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	実測静的せん断耐力 V_{us} (kN)	衝突速度 V (m/s)
S0 梁	0.0273	0.0	164.6	448.8	0.37	196.2	0.9, 3.7, 4.2, 4.6
S2 梁		0.00211	253.8		0.57	408.5	0.9, 3.7, 4.6, 5.6, 6.5, 7.4, 8.4
S4 梁		0.00422	343.0		0.76	463.5	0.9, 3.7, 4.6, 6.5, 7.4, 8.4, 9.3, 10.2

表－２ コンクリートの力学的特性

実験時材齢 (日)	圧縮強度 f'_c (MPa)	弾性係数 E_c (GPa)	ポアソン比 ν_c
37	41.2	25.7	0.19

表－３ 鉄筋の力学的特性

鉄筋名称	材質	降伏強度 σ_y (MPa)	弾性係数 E_s (GPa)	ポアソン比 ν_s
D35	SD345	373	206	0.3
D6	SD295A	365		

して整数値に丸めた値を付記して示している。静的せん断耐力 V_{usc} および静的曲げ耐力 P_{usc} は、土木学会コンクリート標準示方書⁵⁾に基づいて算定している。 V_{usc} , P_{usc} 算定時の部材係数には、 $\gamma_b = 1.0$ を用いている。設計せん断余裕度 α はこの V_{usc} を P_{usc} で除した値である。従って、 $\alpha < 1.0$ の場合には、RC 梁は設計的に静載荷時にせん断破壊することを意味している。衝突速度 V は、S0, S2 梁の場合には $V = 0.9$ m/s から梁の損傷が著しく、終局に至った表中の最終衝突速度までとした。また、S4 梁の場合には、本装置の使用限界である $V = 10.2$ m/s までとした。また、本研究では、特に RC 梁が真にせん断破壊に至る（3.2 節参照）場合の耐衝撃性を把握することを目的として衝突速度を設定しているため、表に示す通り、各梁で必ずしも同一の衝突速度で実験を実施していない。なお、表－2 および表－3 には、コンクリートおよび鉄筋の材料試験結果に基づく力学的特性を示している。

3. 実験結果および考察

3.1 重錘衝撃力、支点反力および変位波形

図－2 には、各衝突速度における重錘衝撃力 P 、支点反力 R および変位 δ の応答波形を各梁で比

較して示している。ここでは、時間軸を重錘衝撃力の立ち上がりより 5 ms 前に設定して波形を整理している。なお、紙面の都合により、衝突速度 $V = 4.2, 9.3, 10.2$ m/s の結果は省略している。

最初に、重錘衝撃力波形 P について見ると、 $V = 0.9$ m/s では、いずれの梁の場合も周期が 2.5 ms 程度の 2 波から成る分布性状を示していることが分かる。しかしながら、 $V \geq 3.7$ m/s では、衝撃初期に各梁でほぼ同様の継続時間の短い正弦半波状の分布性状を示すものの、その後の継続時間の比較的長い波形成分は S0 梁と S2, S4 梁で異なる分布性状を示している。すなわち、S0 梁の振幅が S2, S4 梁に比べて著しく小さい。これは、S0 梁にはせん断補強筋が配筋されていないことより、ひび割れ間隔の大きい斜めひび割れの発生に伴い（図－4 (a)）、梁の復元力が低下したためと考えられる。また、S2, S4 梁には斜めひび割れが発生し（図－4 (b), (c)）、除荷状態に至るものの、ひび割れの発生と同時にせん断補強筋が衝撃力に抵抗するため、再度振幅の大きな波動が励起されたものと考えられる。なお、各梁の第 1 波の振幅および後続の波動成分の継続時間は、 V の増加とともに増大している。

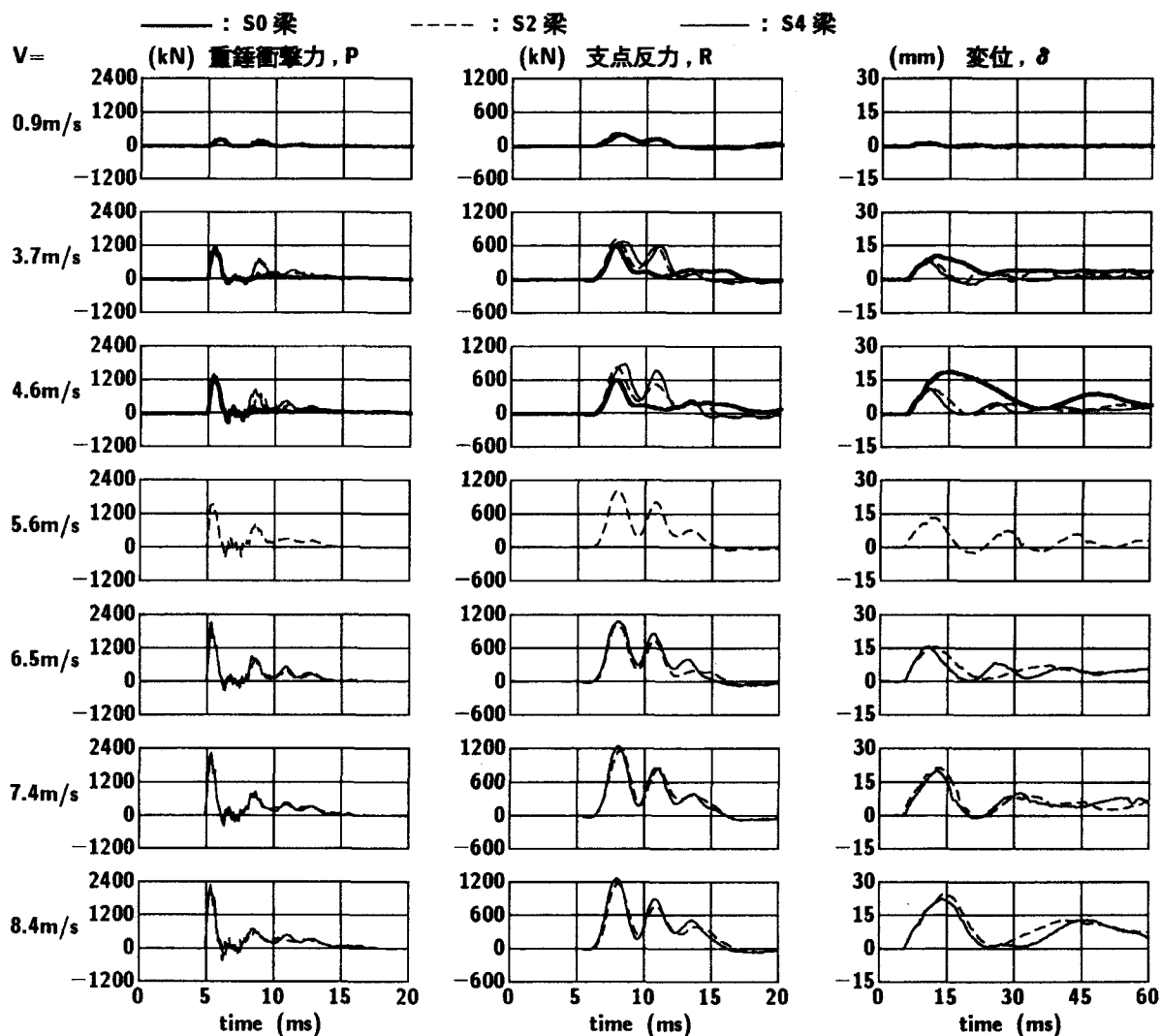


図-2 重錘衝撃力、支点反力および変位の応答波形

また、S2、S4 梁の場合における波形を詳細に比較すると、両梁の分布性状は衝突速度の比較的大きい $V = 8.4 \text{ m/s}$ まで良く一致している。これは、斜めひび割れが発生するものの、せん断補強筋の著しい塑性化に伴う梁全体の損傷が顕在化しない衝突速度においては、せん断補強筋量によらず同程度の剛性が確保されることを示唆している。

次に、支点反力波形 R について見ると、衝撃初期の波動の立ち上がりは重錘衝撃力波形より遅い。ここでも $V \geq 3.7 \text{ m/s}$ において S0 梁と S2、S4 梁の分布性状に差異が見られる。すなわち、S0 梁の場合には衝撃初期に励起される正弦半波とその後の振幅が小さく継続時間の長い波形成分が合成された分布性状を、S2、S4 梁の場合には半周期が 10 ms 振幅の大きい数波の波形成分が合成された分布性状を示している。このような分布性状の差異は、前述程度の正弦半波波形と周期が 2.5 ms 程度の比較的振幅の大きい数波の波形性状が合成された分布性状

を示している。このような分布性状の差異は、前述のように S0 梁ではせん断補強筋が配筋されていないことより、斜めひび割れ発生後に梁の復元力が著しく低下したことによるものと推察される。一方、S2、S4 梁の波動の分布性状は、ここでも衝突速度に拘わらずほぼ同様である。

最後に、変位波形 δ について検討を行う。図より、変位波形 δ は、重錘衝撃力波形や支点反力波形において励起されていた周期の短い波形成分が消失し、全波動継続時間を半周期とする正弦減衰波的な性状を示していることが分かる。従って、衝撃初期の波動の立ち上がりは支点反力波形よりも若干遅い傾向を示している。また、重錘衝撃力波形 P や支点反力波形 R の場合と同様に、 $V \geq 3.7 \text{ m/s}$ において S0 梁と S2、S4 梁で差異のあることが分かる。すなわち、S0 梁の場合には、波動の振幅や振動周期が他の梁に比べて大きく示されている。このことから、 $V = 3.7 \text{ m/s}$ 時より S0 梁の塑性化が他の梁に

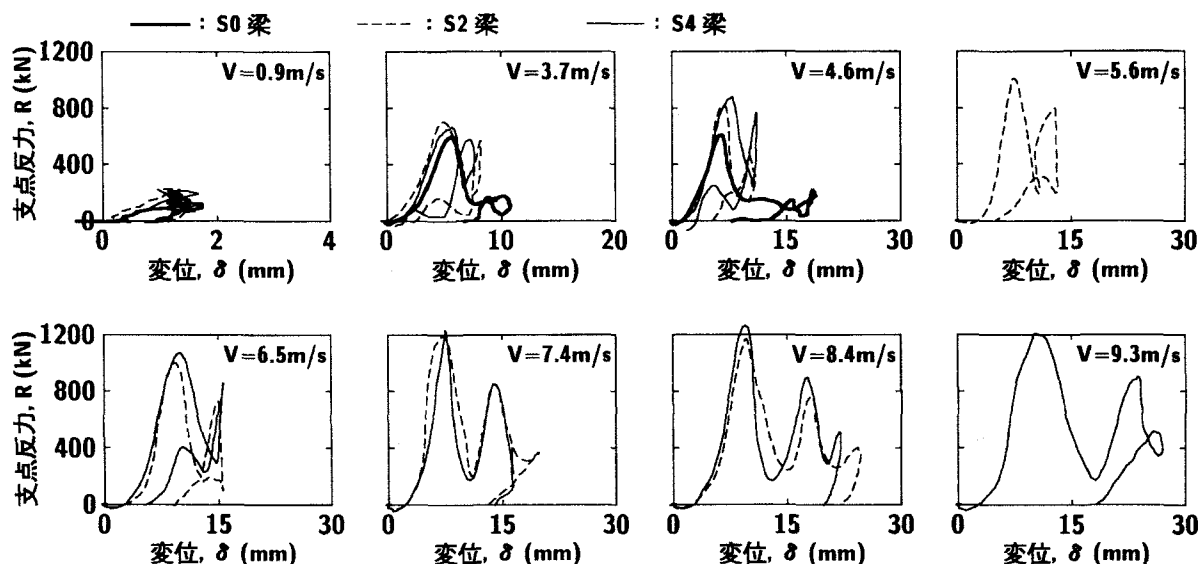


図-3 支点反力と変位に関する履歴曲線

比べて著しく進行したことが窺える。一方、S2, S4 梁の場合には $V \geq 6.5$ m/s で初期の正弦半波の継続時間が S2 梁の場合で若干長くなっているものの、両者でほぼ類似した分布性状を示している。

3.2 支点反力と変位に関する履歴曲線

前節の考察より、重錘衝撃力波形は、第1波の最大振幅や継続時間が、せん断補強筋比の違いによる差異がほとんどないことが明らかとなっている。また、载荷点変位が励起されていない衝撃初期に最大衝撃力値を示している。一方、支点反力波形の場合には、衝撃初期の立ち上がりが変位波形よりも若干早いものの、周期の長い正弦半波波形は変位波形の波形性状に類似している。このことは、入力荷重として支点反力波形を用いることにより、静力学と同様の考え方で挙動解析が可能であることを示唆している。これより、以降の考察では、衝撃力評価として支点反力のみを用いて検討することとする。

図-3には、各 RC 梁の支点反力と変位に関する $R-\delta$ 履歴曲線を衝突速度毎に比較して示している。図より、衝突速度 $V=0.9$ m/s の場合には、各 RC 梁の支点反力 R は、変位 δ の増加とともに単調に増大し、最大支点反力値到達後に初期剛性と同程度の剛性で除荷される大略類似した弾性的な分布性状を示していることが分かる。しかしながら、 $V=3.7$ m/s では、せん断補強筋を配筋していない S0 梁の場合に、最大支点反力値に到達後も変位が増大する傾向を示し、 $R-\delta$ 曲線は二等辺三角形形状の分布性状を示している。一方、せん断補強筋を配筋している S2,

S4 梁の場合には、支点反力は最大値到達後に一旦除荷するものの再度最大値近傍まで励起し、初期剛性と同程度で零近傍まで除荷している。その後、変位は零程度まで回復していることが分かる。前者の S0 梁の挙動は、コンクリートと主鉄筋が相互に衝撃荷重に抵抗して最大支点反力値まで達するものの、せん断補強筋が配筋されていないために、図-4に示されるようなひび割れ間隔の大きい斜めひび割れの発生と共に急激に抵抗力を失い、変位の増大とともに除荷に至るためと推察される。一方、後者の S2, S4 梁の場合には、最大支点反力が励起して斜めひび割れが発生し除荷状態に至るものの、これらのひび割れ発生と同時にせん断補強筋が衝撃力に抵抗するように作用することより、再度最大値と同程度の支点反力が励起するためと考えられる。また、残留変位がほとんど発生しないのは、入力エネルギーが小さいためひび割れ幅が小さく、せん断補強筋が十分健全であることを暗示している。

さらに衝突速度を増大させると、S0 梁の場合には衝撃初期の二等辺三角形分布後に、最大支点反力の $1/3$ 程度の反力が励起した状態で、変位が増大するループ（第2ループ）が顕著に出現してくることが分かる。これは、ひび割れ間隔の大きい斜めひび割れの発生によりコンクリートと主鉄筋によって抵抗するせん断耐力が著しく減少するものの、未だ消費されていないエネルギーに対して斜めひび割れ発生部の主鉄筋が抵抗するためと考えられる。一方、S2, S4 梁の場合には、衝突速度 V の増加に伴い残留変位が増大し、 $R-\delta$ 曲線の分布も $V=7.4$ m/s

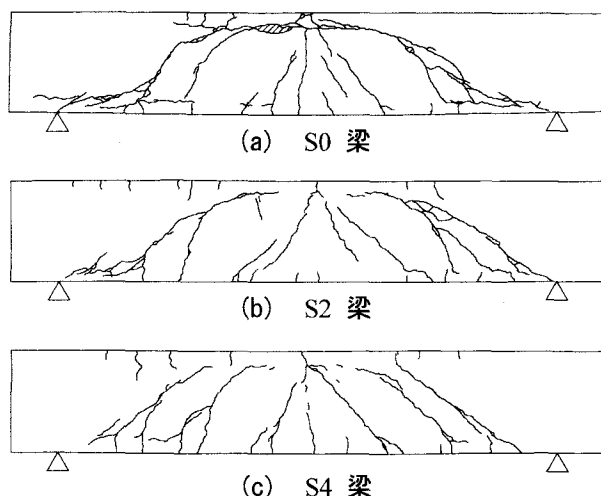


図-4 ひび割れ状況 ($V=3.7$ m/s)

以降において衝撃初期と後続の反力分布が二等辺三角形形状に推移していることが分かる。また、この二等辺三角形形状を示す衝突速度以上での最大支点反力値は、衝突速度に拘わらず大略同程度の値となっている。これは、せん断補強筋を配筋する場合にも、過度の入力エネルギーの作用により RC 梁が真にせん断破壊に至る場合には、せん断補強筋が配筋されていない場合と同様に、衝撃初期に二等辺三角形形状の分布を示し、かつほぼ絶対最大支点反力値を示すことを示唆している。なお、S2, S4 梁の $R-\delta$ 曲線の分布性状は、S2 梁の残留変位が S4 梁に比べて若干大きい傾向にあることを除き、両者ではほぼ同様である。

3.3 ひび割れ分布

図-4 には、衝突速度 $V=3.7$ m/s における各 RC 梁の実験終了後のひび割れ分布を示している。なお、 $V=1$ m/s の場合には、いずれの梁にもひび割れが発生していないことを確認している。

図より、せん断補強筋が配筋されていない S0 梁には、荷重点部から支点部近傍に至るひび割れ幅の大きいアーチ状の斜めひび割れの生じていることが分かる。また、荷重点部から 45° 程度の角度で梁下縁に進展する斜めひび割れの発生している様子も観察される。さらに、支点部近傍には軸方向鉄筋に沿う形で進展する割裂ひび割れも発生している。

一方、せん断補強筋が配筋された RC 梁に着目すると、S2 梁の場合には、ひび割れ分布は S0 梁と類似しているものの、アーチ状の斜めひび割れがスパン中央部において左右で分離していることや、割裂ひび割れがそれほど顕著に励起されていないこと等、

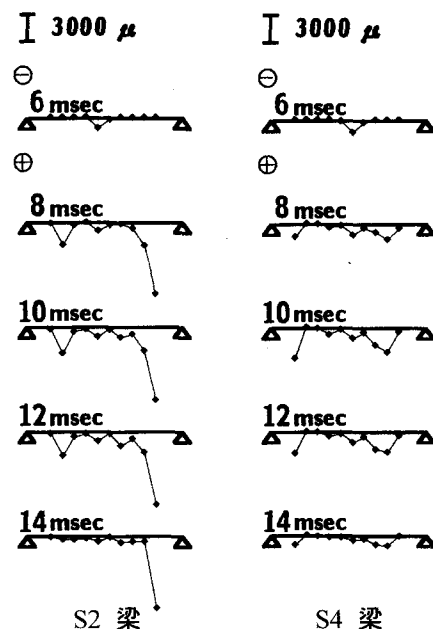


図-5 せん断補強筋の歪分布 ($V=3.7$ m/s)

S2 梁の損傷度合いが S0 梁に比べて小さいことが分かる。さらに、より多くのせん断補強筋を配筋した S4 梁の場合には、斜めひび割れが明瞭なアーチ形状を形成するに至っておらず、かつ割裂ひび割れもほとんど励起されていない。これより、S4 梁の損傷度合いは、本 RC 梁の中で最も小さいものと判断される。

3.4 せん断補強筋の歪分布

図-5 には、S2, S4 梁のせん断補強筋歪分布の経時変化を衝突速度 $V=3.7$ m/s の場合を例に示している。図中、軸より上側が圧縮側、下側が引張側を示している。

図より、S2 梁の場合には片側支点部近傍の 1 本のせん断補強筋に 8 ms の時点より $5,000 \mu$ を超える非常に大きい歪の発生していることが分かる。また、荷重がほぼ除荷状態にある 14 ms においてもこの点の歪は減少していない。これは、この近傍に明瞭なせん断ひび割れが発生していることを暗示している。他のせん断補強筋にも 10 ms 時には $1,000 \mu \sim 2,500 \mu$ 程度の歪が発生しているが、これらの歪は荷重の除荷とともに減少し、14 ms で零レベルに戻っている。一方、S4 梁の場合には、歪がスパン中央に対して左右でほぼ同様の大きさに励起され、この左右同様な歪レベルを維持した状態で時間の経過とともに歪値が増大している。10 ms 時にはスパンのほぼ $1/4$ 点において $3,000 \mu$ 程度の歪が生じているものの、14 ms 時には零レベルに回復してい

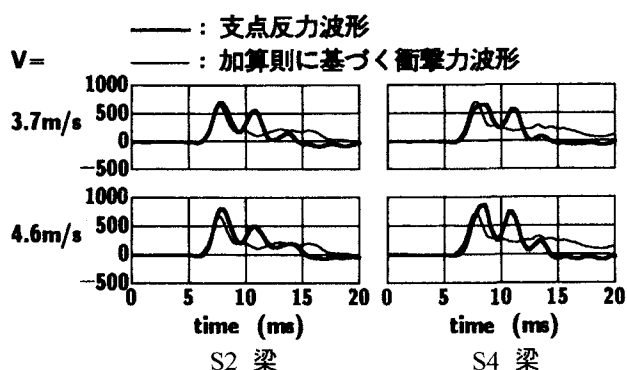


図-6 支点反力波形と加算則に基づく衝撃力波形

る。これより、S4 梁の場合にはせん断補強筋が S2 梁の 2 倍の本数で配筋されていることより、せん断補強筋が効率良くせん断力に抵抗しているものと推察される。

3.5 せん断耐力の加算則

図-6 には、衝突速度 $V = 3.7 \text{ m/s}$ およびその一段大きい $V = 4.6 \text{ m/s}$ の場合を例に、S2, S4 梁のせん断補強歪波形より算出したせん断補強筋の分担せん断力に S0 梁より求まる支点反力を足し合わせて評価した衝撃力波形（以下、加算則に基づく衝撃力波形）を支点反力波形と比較して示している。ここで、分担せん断耐力は修正トラス理論が適用可能であるものと仮定し、次のような手順により算出している。1) 各せん断補強筋の歪値を時間ごとに平均して、1 本当たりの分担力を算出する。2) 示方書式に基づき作用せん断力を概算する、である。

図より、両梁とも最大支点反力は加算則に基づく衝撃力波形の最大値に大略類似していることが分かる。これは、支点反力を衝撃力評価の指標と考えることにより、示方書で示されている静載荷時の加算則が衝撃荷重載荷時においても大略成立することを意味している。

4. まとめ

本研究では、せん断破壊型 RC 梁の耐衝撃性状を明らかにすることを目的として、せん断補強筋量の異なる 3 種類の RC 梁に関する単一載荷による重錘落下衝撃実験を行った。本実験より得られた結果を要約すると、以下のとおりである。

- 1) 重錘衝撃力波形は、衝撃初期の継続時間の短い波形成分と後続の継続時間の比較的長い波形成分が連なった分布性状を示す。また、せん断補強筋を配筋しない RC 梁では、ひび割れ間隔の

大きい斜めひび割れの発生に伴い梁の復元力が低下するため、後続の波形成分の振幅が小さくなる。

- 2) 支点反力波形は、せん断補強筋を配筋する場合には、半周期が 10 ms 程度の正弦半波と周期が 2.5 ms 程度の比較的振幅の大きい数波の波形成分が合成された分布性状となる。一方、せん断補強筋を配筋しない RC 梁では、斜めひび割れの発生に伴い波動の振幅は小さくなる。
- 3) 変位波形は正弦減衰波的な挙動を示す。また、せん断補強筋を配筋しない場合には、斜めひび割れの発生に伴い波動の振幅および振動周期が著しく増大する。
- 4) RC 梁が真にせん断破壊する場合の支点反力-変位曲線は、せん断補強筋量に拘わらず衝撃初期に二等辺三角形状の分布性状を示し、かつこの時点でほぼ絶対最大支点反力値を示す。
- 5) せん断補強筋量を増加させることにより、せん断補強筋が効率良くせん断力に抵抗し、梁の塑性化の進行を抑制する。
- 6) 支点反力を衝撃力評価のために用いる場合には、示方書式に明示されている静荷重載荷時における加算則が衝撃荷重載荷時においても大略成立する。

参考文献

- 1) 竹本憲介, 圓林栄喜, 香月 智, 石川信隆: 重錘落下実験による PC はりの衝撃破壊挙動に関する一考察, 土木学会論文集, No.675/I-55, pp.273-286, 2001.
- 2) 中田吉彦, 榎谷 浩, 西村洋平: 衝突体の運動エネルギーおよび運動量に着目した RC はりの衝撃特性に関する研究, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.1493-1503, 2002.
- 3) 三上 浩, 岸 徳光, 安藤智啓, 栗橋祐介: FRP シートで下面補強した RC 版の耐衝撃性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.1531-1542, 2002.
- 4) 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 梁の耐衝撃設計法に関する一提案, 土木学会論文集, No.647/I-51, pp.177-190, 2000.
- 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.