

せん断破壊型 RC 梁の耐衝撃性状に関するエネルギー一定則の検証実験

Validation Tests on a Constant Energy Law for Impact Resistant Behavior of Shear-Failure-Type RC beams

室蘭工業大学	正員	岸 徳光 (Norimitsu Kishi)
三井建設(株)	フェロー	三上 浩 (Hiroshi Mikami)
防衛庁第4研究所	正員	安藤 智啓 (Tomohiro Ando)
室蘭工業大学	○学生員	小坂 剛 (Tsuyoshi Kosaka)

1. はじめに

耐衝撃用途を目的とした土木・建築構造物には、道路落石防護施設や原子力発電所関連施設等がある。これらの構造物を設計する場合には、想定される衝撃現象が頻繁には生じないことが予想されることより、許容応力度よりも限界状態の概念に基づいた設計法に準じる方がより合理的であるものと判断される。

著者らは、既にコンクリート構造部材の基本である鉄筋コンクリート (RC) 梁に着目し、重錘落下衝撃を受ける曲げ破壊型 RC 梁に対して、1) 重錘質量が異なる場合も重錘落下による入力エネルギーが等しい場合には類似の耐衝撃性状を示すエネルギー一定則の成立することを確認し、2) 静的曲げ耐力と吸収エネルギー量の関係に基づく簡易な耐衝撃設計法を提案している¹⁾。しかしながら、せん断破壊型 RC 梁に関しては、上述のエネルギー一定則に関する検証は未だ実施されていないため、汎用性の高い耐衝撃設計法を確立するには至っていない。

本研究では、まずせん断補強筋を有しないせん断破壊型 RC 梁に着目し、入力エネルギー一定条件の下、RC 梁に質量 300 kg および 400 kg の重錘を作用させる重錘落下衝撃実験を実施し、RC 梁の耐衝撃挙動に関するエネルギー一定則の検証を試みた。

2. 実験概要

図-1 には、実験に用いた RC 梁の形状寸法および配筋状況を示している。RC 梁の形状寸法 (梁幅×梁高×純スパン長) は 200×300×2,000 mm の複鉄筋矩形 RC 梁であり、軸方向鉄筋には D29 を用いている。なお、軸方向鉄筋は梁端面に設置した厚さ 22 mm の定着鋼板に溶

接し、その定着長を節約している。

表-1 には、本実験に用いた試験体の静的設計値一覧を示している。表中の静的せん断耐力 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²⁾に基づき算定している。各耐力算定時の部材係数は $\gamma_b = 1.0$ としている。せん断余裕度 α は、この V_{usc} を P_{usc} で除した値であり、ここでは $\alpha < 1.0$ であることより、RC 梁は静載荷時には設計的にせん断型で破壊に至ることが予想される。なお、表には別途実施した静載荷実験の実測せん断耐力 V_u も合わせて示している。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。

表-4 には、本実験ケースの一覧を示している。表中、試験体名は重錘質量を用いて表している。各試験体における重錘質量 M および衝突速度 V は、入力エネルギー $E_i (= MV^2/2)$ が両者で等しくなるように設定している。本実験に用いた試験体は、重錘質量 2 種類、衝突速度 5 種類の全 10 ケースである。

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 300 kg と 400 kg の 2 種類である。いずれも載荷点部の直径が 150 mm の円柱状鋼製重錘で、その底部には梁との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 (以下、支点反力) および載荷点変位 δ (以下、変位) 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。

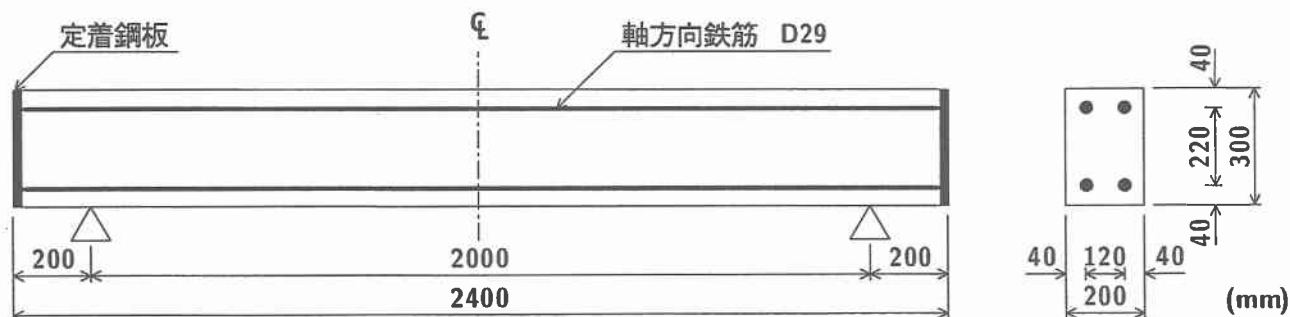


図-1 試験体の形状寸法および配筋状況

表－1 試験体の静的設計値一覧

主鉄筋比 ρ_t	せん断スパン比 a/d	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 $\alpha (= V_{usc} / P_{usc})$	実測せん断耐力 V_{us} (kN)
0.0247	3.85	127.9	243.3	0.53	136.4

表－2 コンクリートの力学的特性

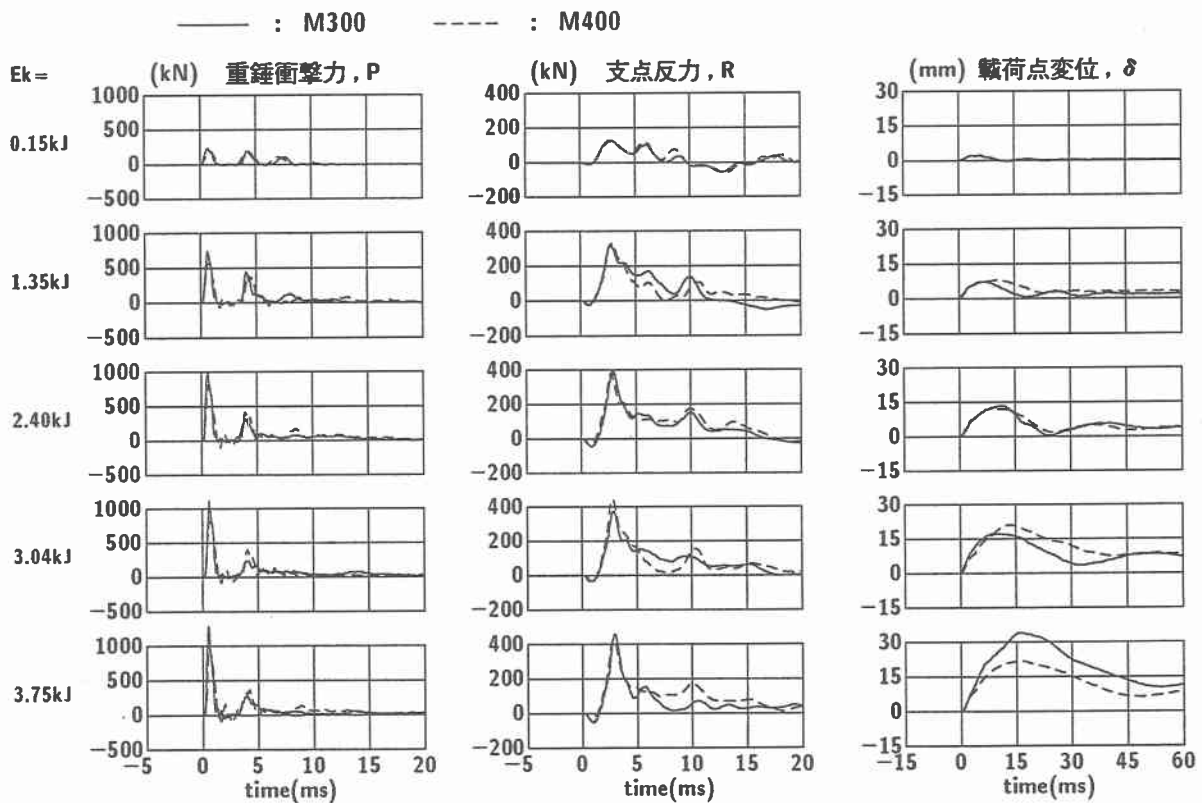
実験時材令 (日)	圧縮強度 f'_c (MPa)	弾性係数 E_c (GPa)	ポアソン比 ν_c
55	39.1	24.3	0.19

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
D29	SD345	409	206	0.3

表－4 実験ケース一覧

試験体名	重錘質量 M (kg)	衝突速度 V (m/s)	入力エネルギー E_k (kJ)
M300	300	1, 3, 4, 4.5, 5	0.15, 1.35, 2.40, 3.04, 3.75
M400	400	0.87, 2.60, 3.46, 3.90, 4.33	



図－2 重錘衝撃力、支点反力および変位の応答波形

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の応答波形

図－2には、M300とM400梁の重錘衝撃力 P 、支点反力 R および変位 δ に関する応答波形を入力エネルギー E_k 毎に比較して示している。ここでは重錘衝撃力の立ち上がりを0 msとして各応答波形を整理している。

図より、重錘衝撃力波形 P は、両梁とも入力エネルギー E_k に拘わらず、衝撃初期に振幅が大きく継続時間の短い波形成分とその後に励起される振幅が小さく継続時間の比較的長い波形成分から成る類似した分布性状を示していることが分かる。また、最大振幅および全体の継続時間は、 E_k の増加とともに延長している。このよう

な傾向は、後述の支点反力波形と変位波形の場合にも同様である。しかしながら、M300梁の最大重錘衝撃力はM400梁に比較して2～3割程度大きく励起しており、両者で若干異なっている。これは、衝撃初期の衝撃力波形には、重錘質量よりも衝突速度が大きく影響することを暗示している。

次に、支点反力波形 R を見ると、両梁とも、衝撃初期の波動の立ち上がり時間は重錘衝撃力の場合に比較して遅い。波動分布は初期の継続時間が5 ms程度で振幅の大きい波形成分と後続の継続時間が比較的長く振幅の小さい波形成分が合成された分布性状を示している。全体的には、最大応答値以降の波動に若干の違いがあるもの

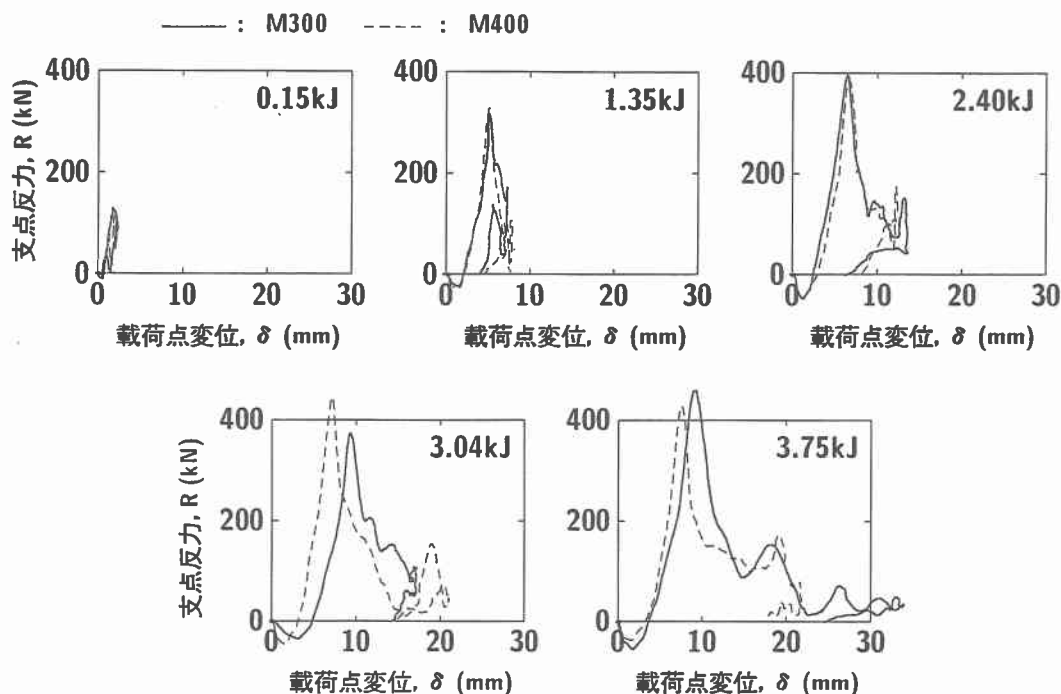


図-3 支点反力の変位に関する履歴曲線

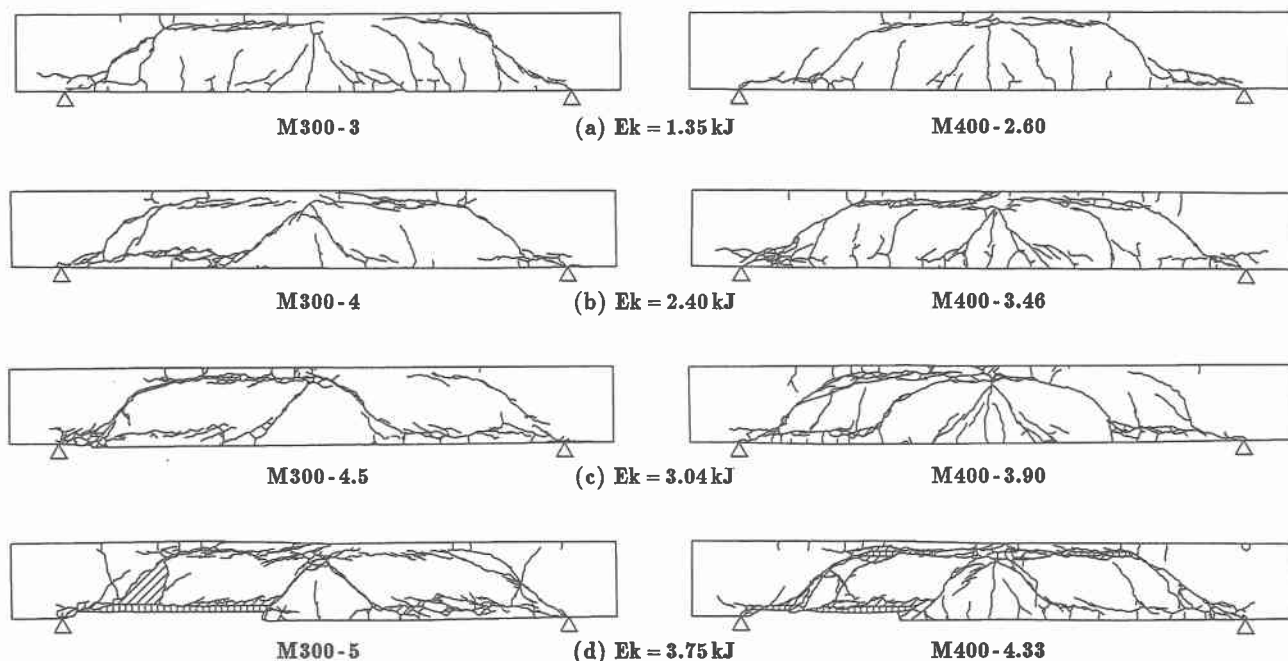


図-4 実験終了後のひび割れ状況

の、ここでも入力エネルギーに拘わらずほぼ同様の分布性状を示している。また、最大支点反力値も、 $E_k = 3.04 \text{ kJ}$ の場合を除くと両梁でほぼ同程度である。

最後に変位波形 δ に着目する。この場合には、時間軸を 60 ms まで考慮し整理している。図より、両梁の波動は、入力エネルギーが $E_k \leq 2.40 \text{ kJ}$ の場合には、両者で良く対応した分布性状を示しており、衝撃荷重載荷時には正弦半波的な応答性状を示し、荷重除荷後には自由振動状態を呈している。しかしながら、 $E_k \geq 3.04 \text{ kJ}$ の場合では、梁のせん断破壊の程度が著しくなるために、全体

的な波動の分布は類似しているものの、振動の振幅の大きさには若干の相違が現れている。

3.2 支点反力の変位に関する履歴曲線

図-3には、各梁の支点反力の変位に関する $R-\delta$ 履歴曲線を入力エネルギー毎に比較して示している。

図より、入力エネルギー $E_k = 0.15 \text{ kJ}$ では、各梁とも類似の弾性的な応答性状を示している。 $E_k = 1.35 \text{ kJ}$ の場合には、除荷時も変位が増大する傾向を示している。 $E_k \geq 2.40 \text{ kJ}$ ではその傾向がより顕著に現れ、履歴曲線

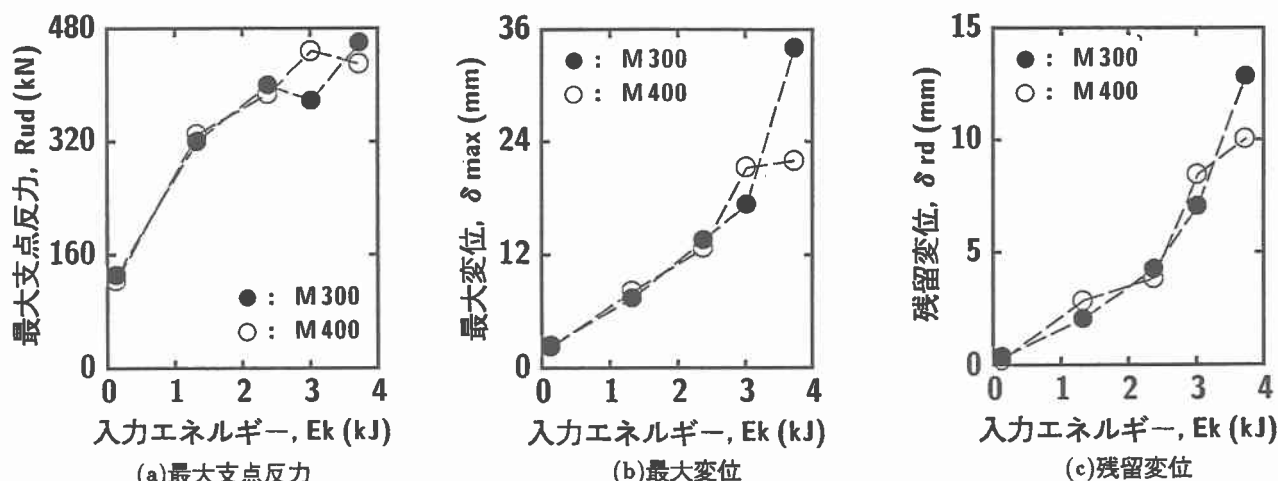


図-5 各種応答値と入力エネルギーの関係

は二等辺三角形形状の分布性状を呈してくる。これは、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に達するものの、後述する図-4に示されるようなアーチ状のひび割れが大きく開口することによって耐力を失い、変位の増大と共に除荷に至るためと推察される。なお、このような分布性状は、入力エネルギーに拘わらず両梁で良く対応している。

3.3 実験終了後のひび割れ分布

図-4には、各梁の実験終了後における入力エネルギー毎のひび割れ分布を示している。なお、各図の試験体名のハイフン以降に付記した数字は衝突速度を表している。

図より、両梁とも入力エネルギー $E_k = 1.35$ kJ において、載荷点部から支点部に貫通する明瞭なアーチ状の斜めひび割れが発生していることが分かる。スパン中央部には 45° 程度の角度で載荷点部から梁下縁に至る斜めひび割れも見られる。また、若干の曲げひび割れの進展も確認できる。これらの分布性状は、両梁の場合でほぼ同様であることがわかる。

入力エネルギーがさらに増加すると、斜めひび割れの間隔は徐々に増大してくる。また、主鉄筋に沿う形で進展する割裂ひび割れも明瞭に示され、 $E_k = 3.75$ kJ では梁下縁かぶりコンクリートの剝落が見られる。これらのひび割れ性状も両梁で良く対応している。しかしながら、曲げひび割れは、M400梁の場合がM300梁の場合より若干多く発生する傾向にあることが観察される。これは、衝突速度が小さいことによる影響であるものと推察される。

3.4 各種応答値と入力エネルギーの関係

図-5には、最大支点反力 R_{ud} 、最大変位 δ_{max} および残留変位 δ_{rd} と入力エネルギー E_k の関係を示している。

(a)図より、最大支点反力 R_{ud} は、入力エネルギー $E_k = 3.04$ kJ の場合を除き、両梁で良く対応していることが分かる。また、それらの分布は双曲線状となっている。一方、(b)、(c)図でも、 $E_k = 3.75$ kJ の場合を除く

と、最大変位 δ_{max} および残留変位 δ_{rd} は両梁で良く対応していることが分かる。また、それらの分布性状は二次曲線状となっている。 $E_k = 3.75$ kJ における最大変位、残留変位に関しては、図-4に示されているかぶりコンクリートの剝落が大きく影響しているものと推察される。

これより、重錘質量が異なる場合も入力エネルギーが等しい場合には、せん断破壊型 RC 梁の最大支点反力、最大変位および残留変位はほぼ同様となることが明らかになった。

4. まとめ

本研究では、せん断破壊型 RC 梁の耐衝撃挙動に関するエネルギー一定則の検証を行うため、入力エネルギー一定条件の下、2種類の重錘を用いてせん断補強筋を有しないせん断破壊型 RC 梁の重錘落下衝撃実験を行った。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、支点反力、変位波形および支点反力-変位曲線は、重錘質量が異なる場合も入力エネルギーが同様である場合には類似の分布性状を示す。
- 2) 曲げひび割れの本数は、重錘質量の大きく、衝突速度の小さい場合が多く示される。しかしながら、せん断ひび割れの分布は入力エネルギーが同様であれば大略類似となる。
- 3) 最大支点反力、最大変位および残留変位は入力エネルギーが等しければほぼ同様となる。
- 4) 1)～3)より、せん断破壊型 RC 梁に関しても、曲げ破壊型 RC 梁と同様、エネルギー一定則は成立するものと判断される。

参考文献

- 1) 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-51,177-190,2000.4
- 2) 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