

横方向衝撃力を受ける RC 橋脚模型の破壊性状と耐衝撃性

FAILURE MODE AND ANTI-IMPACT RESISTANCE OF RC PIER MODEL
SUBJECTED TO LATERAL IMPACT FORCE

岸 徳光* 三上 浩** 西 弘明*** 小山田欣裕****

Norimitsu KISHI, Hiroshi MIKAMI, Hiroaki NISHI and Yoshihiro OYAMADA

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

** 工博 三井建設(株)技術研究所 主任研究員 (〒270-01 千葉県流山市駒木518-1)

*** 工修 開発土木研究所研究員 構造研究室 (〒062 札幌市豊平区平岸1-3)

**** 工修 北海道道路管理技術センター 常任参与 (〒060 札幌市北区北1条西2丁目)

In this paper, failure mode and anti-impact resistance of RC pier models subjected to lateral impact force are discussed based on experimental results. The pier models used in this study have different rebar ratios at longitudinal and lateral directions. Furthermore, the influence of the combination of axial force applied to pier models on impact behavior is also discussed. Anchoring RC pier model to a side wall, lateral impact force is applied on the edge of the model by free falling of a 200 kgf steel weight with built-in load cell. The results obtained from these experiments are : 1) shear reinforced pier models have higher impact resistance. 2) combined axial compression force acts to increase the anti-impact resistance, but leads to more catastrophic failure. 3) the momentum of the steel weight is almost equal to the impulse generated by impact force when the failure of RC pier model is caused by bending moment.

keywords : failure mode, anti-impact resistance, RC pier, lateral impact force

1. はじめに

近年、耐衝撃用途のコンクリート構造物の衝撃安全性を向上させるため、コンクリート部材の衝撃応答特性や耐衝撃性に関する研究が盛んに行われている。コンクリート部材の衝撃応答特性や耐衝撃性は、衝撃現象が衝突体と非衝突体の相互作用によるものであること、コンクリート部材が合成構造体であること、材料非線形性を有することなどのために定量的に把握することが極めて困難である。そのため、RC 部材の明確な耐衝撃設計法は、いまだ確立されていないのが現状である¹⁾。

しかしながら、最近では実験研究に用いる各種測定機器の計測精度が飛躍的に向上し、従来では測定困難であった現象も徐々に解明されるに至っている。このような観点から、著者らは落石覆工や原子力発電施設等の耐衝撃構造物の衝撃安全性を向上させるために各種の実験研究ならびに理論研究を行ってきた。

特に最近の研究では、軽量、高強度で耐食性に優れるアラミド繊維製の連続繊維補強材 (AFRP ロッド) を鉄筋および PC 鋼材の代替として用いた RC 梁と PC 梁の衝撃応答特性を鋼材を用いた梁と比較検討して明らかにしてきた。その結果、定性的には AFRP ロッドを用いた RC、PC 梁の耐衝撃性が在来の鋼材を用いた梁よりも優れていることが明らかになった^{2~7)}。しかしながら、AFRP ロッドを用いた RC、PC 梁の耐衝撃設計

法をはじめ、在来の鋼材で補強した梁の耐衝撃設計法を提案するまでには至っていない。

このような状況のなか、平成 7 年 1 月に阪神・淡路大地震が発生し、ライフラインが壊滅的な被害を受けた。特に、RC 橋脚が連続して横倒れした状況は多くの人に極めて衝撃的な印象を与えた。今回の地震波形の特徴は、従来の多くの地震被害をもたらした海洋型地震と異なり直下型であったため、地震波の主波動が比較的急激に発生するいわば衝撃的な波形を示したことである。

そこで、本研究では RC 橋脚を模擬した試験体を製作し、横方向衝撃力を作用させて橋脚模型の破壊性状と耐衝撃性を検討した。特に、橋脚の耐衝撃性は軸方向筋量やせん断補強筋量に影響されると考えられるため、これらをパラメータとする試験体を製作して実験を行った。また、地震波の方向性を考慮して、軸方向圧縮力と横衝撃力が同時に作用する場合を想定した実験も合わせて行っている。

検討は主として RC 橋脚の残留変形特性と破壊特性に着目して行ったが、今回新たに衝撃荷重測定用に開発した歪ゲージ式のロードセルを内蔵した重錘を実験に用いて、精度の高い計測を行い重錘衝撃力特性を検討した。最後にこれらの実験結果を基に、RC 橋脚の耐衝撃設計法の概念について試案を述べている。

表 - 1 試験体の一覧

試験体の名称	軸方向筋	せん断補強筋	軸方向応力度(kgf/cm ²)	載荷速度(m/sec)	最大変形量(mm)
L-6-0-C40	D6,8本 1.13%	なし	圧縮 40	1~4	156.5
L-6-0-NS			0	1~3	101.5
L-6-0-T40			引張 40	1~3	100.0
L-6-9-C40	D6,8本 1.13%	φ4,9本 0.22%	圧縮 40	1~5	156.0
L-6-9-NS			0	1~3	45.5
L-6-9-T40			引張 40	1~4	115.0
L-10-0-C40	D10,8本 2.54%	なし	圧縮 40	1~4	139.5
L-10-0-NS			0	1~4	85.5
L-10-0-T40			引張 40	1~4	159.0
L-10-9-C40	D10,8本 2.54%	φ4,9本 0.22%	圧縮 40	1~5	158.5
L-10-9-NS			0	1~4	45.0
L-10-9-T40			引張 40	1~4	49.0

2. 実験の概要

2.1 試験体の概要

実験に用いた試験体は表-1に示す 12 体である。試験体の名称のうち第 2 項は軸方向筋の呼び径 (D6 または D10) を示し、第 3 項はせん断補強筋の本数 (0 または 9 本) を示し、第 4 項は軸方向の応力度を示す。C40、T40 は各々圧縮応力と引張応力が 40 kgf/cm²であることを示し、NS は軸方向力を加えていないことを示している。ここで、軸方向の応力度 40 kgf/cm² は、単一柱形式の橋脚の上部工の死荷重による圧縮応力が 10 ~ 20 kgf/cm² 程度であるが、軸方向応力の影響が顕著であるか否かを確認する目的でより大きく設定したものである。

なお、C40 は圧縮応力を油圧ジャッキによって 40 kgf/cm² にホールドし、その状態で横方向衝撃力 (重錘衝撃力) を載荷した。軸方向力は、試験体全面の横拘束を取り除くために二つの半割りの球体からなるピン・スライド機構を装着したセンターホール型のロードセルを介して同型の油圧ジャッキによって加力した。さらに、試験体とロードセルの接触面にはテフロンシートを挿入し、グリースを塗付している。

一方、衝撃力の載荷による試験体の軸方向の変形は油圧ジャッキによって拘束され、ジャッキ内の圧力 (軸方向圧縮応力) が増加する。これより、引張応力を 40 kgf/cm² にホールドした状態で横方向衝撃力を載荷する場合には、試験体の軸方向の変形を拘束することによって発生する軸方向圧縮応力が作用引張応力を上回ることも考えられ、引張応力状態を維持できないことも予想される。このような状態になることを避けるため、T40 の場合には最初に油圧ジャッキによって軸方向引張応力を作用させて柱に塑性変形を導入し、軸方向の載荷装置を全て取りはずした後、横方向衝撃力の載荷を行った。

載荷速度とは、重錘が試験体に衝突する直前での重錘の速度である。衝撃荷重の載荷は、載荷速度 $v = 1$ m/sec から 1 m/sec 刻みで増加させ破壊するまで繰り返した。載荷方法には繰り返し載荷と単一載荷があるが、本実験では繰り返し載荷の最大載荷速度における単一載

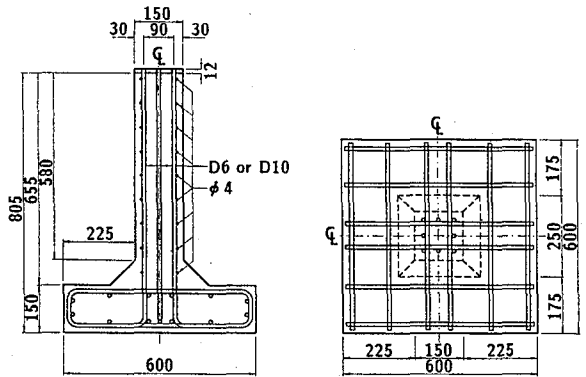


図 - 1 試験体の形状寸法

荷と繰り返し載荷ではほぼ同様な実験結果が得られることを確認し、繰り返し載荷を行うこととした。なお、破壊の定義は載荷点の残留変形量が 43 mm 程度 (試験体とテーパ部の付け根における変形角: 1/10 rad) 以上とした。表-1に最終載荷速度における残留変形量を最大変形量として整理している。

試験体の形状寸法および補強筋の配置位置を図-1に示す。試験体の底部にはテーパを設け、偏心載荷による局部的破壊を防止した。軸方向筋はD6またはD10が8本で、試験体の全断面に対する補強割合は各々 1.13%、2.54% である。なお、せん断補強した試験体のせん断補強筋比は、コンクリート標準示方書の棒部材に対する構造細目の規定を適用して丸鋼を用いた場合の最少量とした。

2.2 鉄筋およびコンクリートの特性

軸方向筋の D6、D10 は異形鉄筋 SD295A、せん断補強筋 φ4 は普通鉄線 SWM-B を用いた。コンクリートは設計基準強度が 400 kgf/cm² であり、実験時の材令 21 日 ~ 37 日に対応する圧縮強度は 344~427 kgf/cm²、平均圧縮強度は 389 kgf/cm² である。一方、同材令における弾性係数は $2.36 \times 10^5 \sim 2.77 \times 10^5$ kgf/cm² であり、平均弾性係数は 2.56×10^5 kgf/cm² である。なお、粗骨材の最大寸法は 20 mm である。

2.3 実験方法

衝撃試験は室蘭工業大学に設置されている落下衝撃万能試験機を用いて行った。C40 試験体の載荷治具の概要を図-2に示す。衝撃荷重は、直径が 15 cm で重量が 200 kgf の鋼製の円柱からなる重錘を所定の高さにセットした後、試験体の前面より 15 cm の位置に自由落下させて載荷した。試験体は横置きし、圧縮、引張の軸方向力は軸力管理用のロードセルで荷重を管理し、油圧ジャッキによって作用させた。なお、C40 では橋梁上部工の死荷重を模擬した軸圧縮力を作用させながら横方向衝撃力を載荷した。そのため、試験体の前面にはテフロンシートを挿入し、ロードセルにはピン・スライド機構を設

け、横方向衝撃力の載荷による試験体前面の上、下動の拘束が少ないようにした。本方法は、従来より行われている死荷重を考慮した橋脚模型の水平交番加力試験方法にならったものである。

フーチングは4本のアンカーによって剛な鋼板と緊結し、上下、左右の移動を防止した。なお、実地震動では橋脚基礎から衝撃的荷重が入力されるが、本実験では実験装置の制約から橋脚上端に衝撃力を載荷した。この場合でも波動伝播特性を完全に模擬することは不可能であるが、作用・反作用の法則から実地震動が作用した場合とほぼ同様の挙動特性が把握できるものと考えられる。

本実験での計測項目は、重錘に内蔵した歪ゲージ型の衝撃荷重測定用に開発したロードセルによる重錘衝撃力、メジャーで測定した載荷点直下における残留変形量、ならびにC40試験体に横方向衝撃力を加力した際の軸圧縮力管理用のロードセルの増分の3項目である。なお、重錘衝撃力は加速度計によって計測するのが一般的であるが、本実験のように重錘とコンクリート部材が直接衝突する際には加速度波形に高周波成分が多く含まれるため、これをフィルターによって処理する必要がある。しかし、フィルターでの処理の仕方では計測値は大きく変化するため、必ずしも信頼性は高くない。本研究では起歪柱型のロードセルを新たに開発して使用した。なお、計測値は1.0 msecの移動平均によって処理を行っている。また、実験終了後に試験体のひびわれをスケッチし、ひびわれ性状および破壊性状を検討した。

3. 実験結果および考察

3.1 最大載荷速度からみた耐衝撃性

図-3に全試験体の最大載荷速度を軸方向応力の種類ごとに示した。なお、本図においては表-1に示す最大変形量が50 mm以下の試験体については $v = 1$ m/secの載荷速度を実測値に加算して評価した。これは、他の試験体が全般的に100 mm程度以上の最大変形量を示しているのに対応させて、ほぼ同様な最大変形量のレベルで全試験体の耐衝撃性を比較検討するためである。

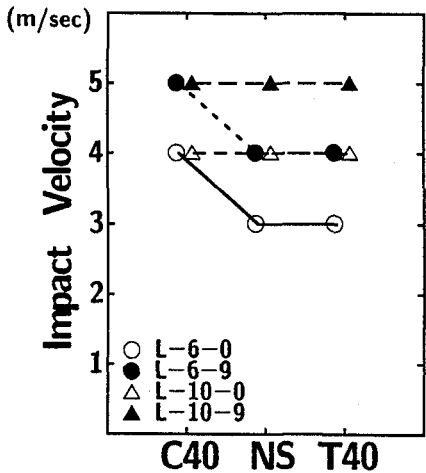


図 - 3 軸方向応力と最大載荷速度の関係

L-6-0 と L-6-9 を比較すると、軸力の違いによらずせん断補強した -9 がせん断補強筋のない -0 よりも $v = 1$ m/sec 載荷速度が大きいことが分かる。また、軸力の違いに着目すると C40 が NS と T40 よりも $v = 1$ m/sec 載荷速度が大きくなっている。

一方、L-10-0 と L-10-9 を比較すると、L-6 タイプと同様に軸力の違いによらずせん断補強した -9 が -0 よりも $v = 1$ m/sec 載荷速度が大きい。しかし、L-6 タイプと異なり、軸力の違いは最大載荷速度に影響を与えていない。これは、最大載荷速度の大きさには、せん断補強筋の有無が最も大きな影響を与えていることを示している。一方、軸力の違いが最大載荷速度に与える影響は、軸方向筋量の小さい場合に大きく、軸方向筋量が多い場合にはその影響は小さい。なお、軸方向筋量の影響は軸圧縮力が作用している場合は小さく、それ以外では大きいことが分かる。

このように、せん断補強筋の有無が最大載荷速度からみた耐衝撃性に最も大きく影響し、軸方向筋量と軸力の種類は軸力が軸圧縮力の場合にのみ相互に関連して影響をおよぼすことが分かる。

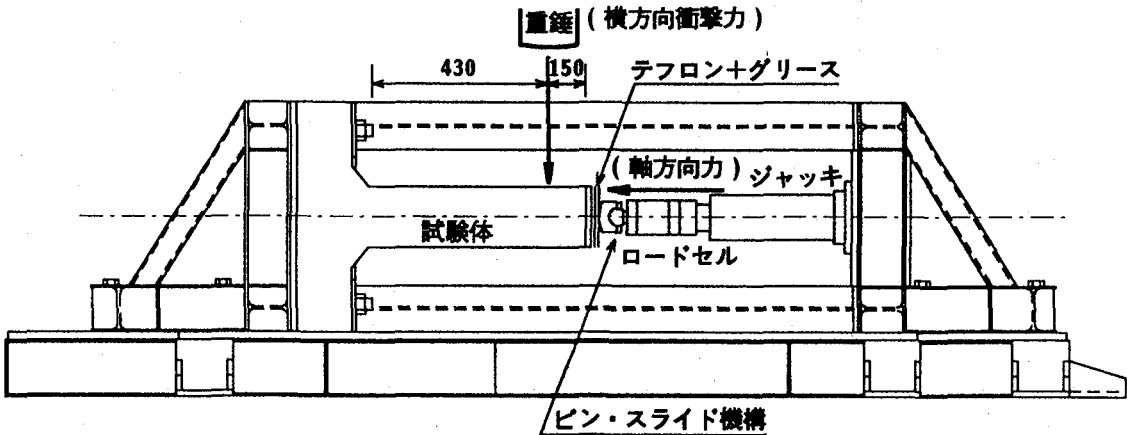


図 - 2 載荷治具の概要

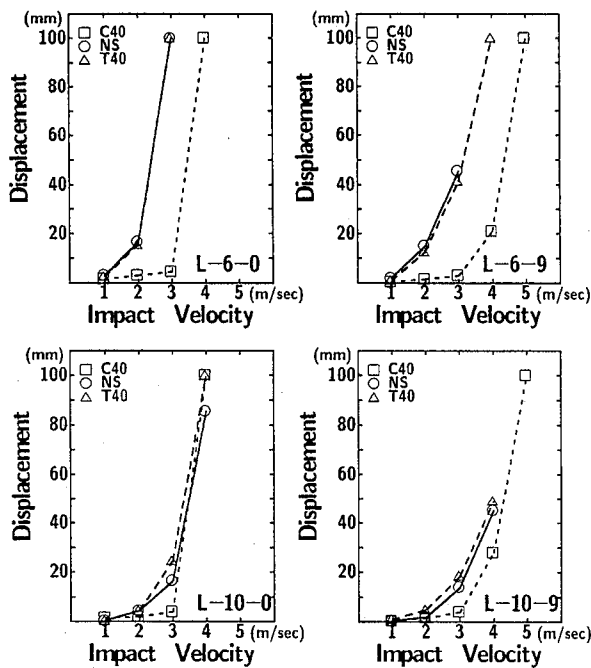


図-4 載荷速度と残留変形量の関係

3.2 残留変形特性

図-4に全試験体の各載荷速度における残留変形量を示す。なお、変形量が 100 mm 以上のものは 100 mm として示している。

まず、軸力の残留変形量に与える影響を各試験体で検討する。破壊に至る載荷速度までの残留変形量は軸圧縮力が作用している試験体で小さい。この傾向は特に軸方向筋量が少ない試験体で顕著である。ただし、残留変形量が抑制されて最大載荷速度が増加するため、最終破壊時の残留変形量は全てのケースで 100 mm を大きく超え、破壊は壊滅的となっている。一方、軸引張力を作用させた試験体と軸力のない試験体はほぼ同様な残留変形特性を示しており、横方向衝撃力を載荷する前に軸引張力によるひびわれが発生している場合においても、それが残留変形量に与える影響は少ない。

せん断補強筋の有無で残留変形量を比較すると、載荷速度が $v = 2$ m/sec 程度までの小さい場合には残留変形量に与える影響は顕著ではないが、終局近傍の載荷速度ではせん断補強した試験体の残留変形量が大幅に抑制されていることが分かる。これは、せん断補強筋の効果が載荷速度が比較的大きくなってせん断ひびわれが明瞭に発生した状態で顕著に出現するためと考えられる。

軸方向筋量で残留変形量を比較すると、特に低載荷速度において軸方向筋量の大きな試験体で残留変形量が抑制されていることが分かる。これらは、低載荷速度から曲げによる変形が励起されるのに対して、せん断による残留変形はせん断ひびわれが発生するような載荷速度の大きい時点で急増するためと考えられる。

以上を要約すると、低載荷速度での残留変形量を抑制するには軸方向筋量を大きくし、終局近傍でのそれを抑

制するにはせん断補強するのが良いことが分かる。また、軸圧縮力は特に軸方向筋量が小さい場合には残留変形を抑制する効果があるが、一方で破壊を壊滅的にする傾向が極めて顕著である。

3.3 破壊形式

全試験体のひびわれおよび破壊性状を図-5に示す。図より、L-6-0-T40 を除いてせん断補強筋のない試験体は明瞭にせん断破壊し、せん断面で分離して大きく開口していることが分かる。L-6-0-T40 は、軸引張力によって密な間隔で発生したひびわれが明瞭なせん断ひびわれの形成を抑制している。一方、L-10-0-T40 では軸方向筋量が多いために軸引張力によるひびわれの本数が L-6-0-T40 よりも少なくかつ軽微なため、せん断面が明瞭に形成され大きく開口している。なお、せん断補強した試験体のうち、軸圧縮力を作用させた試験体は曲げ・せん断型の破壊性状を示し、他は曲げ破壊であった。

表-2に静的せん断耐力と曲げ耐力の計算値およびこの結果を基に予想される破壊形式と衝撃載荷時における破壊形式を軸圧縮力を加えた試験体を除いて整理した。軸圧縮力を加えた試験体を除いたのは、試験体が横方向衝撃力によって軸方向に変形することをジャッキが拘束するために軸圧縮力が増加し、その影響を考慮した静的耐力を一義的に決定することが難しいためである。

静的曲げ耐力は、2.2 に示す材料定数を用いて、コンクリート標準示方書にならってコンクリートおよび鉄筋の応力-歪曲線をモデル化し、断面分割法によって計算した。断面の分割数は、ほぼ一定の解が得られる分割数以上とし、1 mm 刻みの 150 分割とした。また、静的せん断耐力はコンクリート標準示方書に従って算出した。静的な耐力から予想される破壊形式と衝撃実験時の破壊形式はほぼ対応することが分かる。

表-2 静的耐力および破壊形式

試験体の名称	せん断耐力 (tf) (静的)	曲げ耐力 (tf) (静的)	予想される破壊形式(静的)	破壊形式(動的)
L-6-0-NS, -T40	1.11	1.19	せん断 or 曲げ	せん断
L-6-9-NS, -T40	1.84	1.19	曲げ	曲げ
L-10-0-NS, -T40	1.34	2.29	せん断	せん断
L-10-9-NS, -T40	2.07	2.29	せん断 or 曲げ	曲げ

3.4 衝撃荷重載荷時の軸圧縮力の変動性状

C40 試験体は、油圧ジャッキを用いて 40 kgf/cm² の軸圧縮応力 (軸力 9.0tf) を作用させながら横方向衝撃力を載荷している。このため、軸方向の変形は油圧ジャッキによって拘束され、軸圧縮応力は増大することになる。図-6に軸力管理用のロードセルから得られた C40 試験体の各載荷速度における軸力の増分を示す。図より、試験体の種類によらず軸圧縮力は載荷速度の増加に対応して線形的に増大し、試験体によっては終局近傍の載荷速度では作用させた軸力 (9.0tf) にほぼ相当する軸力が

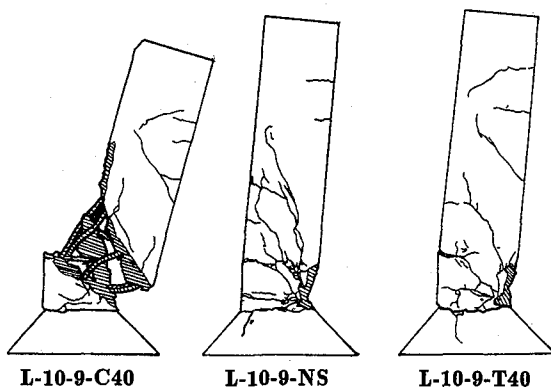
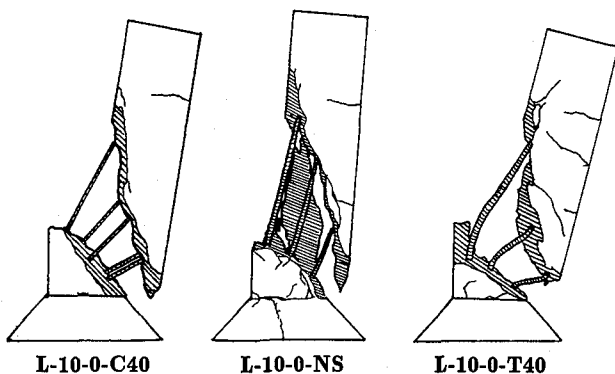
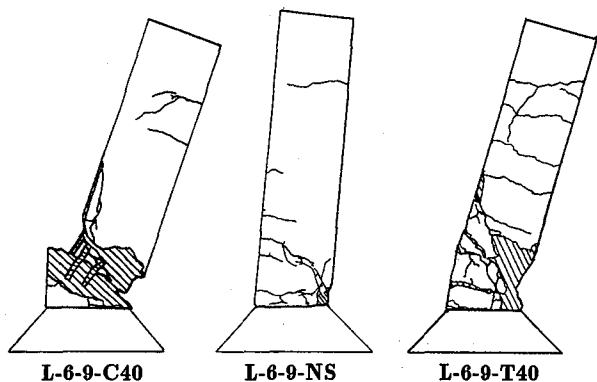
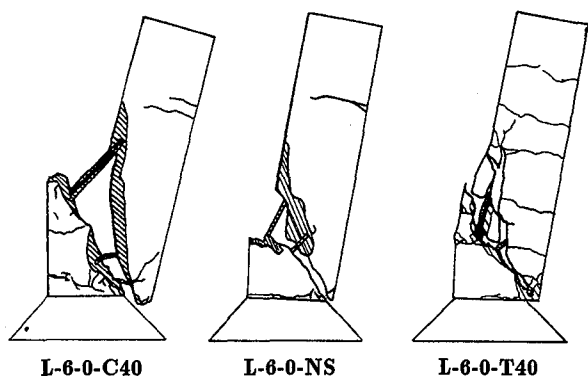


図 - 5 ひびわれ性状

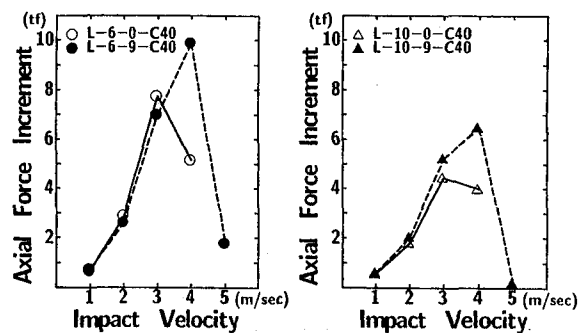


図 - 6 載荷速度と軸力増分の関係

増分として発生していることが分かる。すなわち、瞬間的にはあるが軸圧縮力は 80 kgf/cm^2 程度になっている。なお、最大載荷速度では、横方向衝撃力による試験体のせん断変形が大きくなるため、軸圧縮力の増分はいずれの試験体も小さくなっている。

図-7の上段に重錘ロードセル波形の例を、下段に増加軸力の応答波形の例を比較して示した。ともに載荷速度は $v = 3 \text{ m/sec}$ である。これから、重錘衝撃力の増加とともに軸力も増加してピークを示した後、両者はほぼ同様な継続時間で主たる応答が終了していることが分かる。このように重錘衝撃力の応答と軸力増分の応答がほぼ一対一で対応し、重錘の運動量変化の一部が軸力の力積に変換されていることが分かる。

なお、本実験方法が従来の死荷重を考慮した橋脚模型の水平交番加力試験方法と同様であることから、軸力が増加する現象は、定性的には実際の橋脚が死荷重の作用下において地震波入力によって変形した際にも出現することが予想され、衝撃的な地震荷重作用時において破壊が壊滅的となる原因の一つと推察される。

3.5 重錘ロードセル波形の特性

本研究では、衝撃荷重測定用のロードセルを内蔵した重錘を新たに開発し、それを用いて重錘衝撃力を載荷している。図-8に重錘ロードセル波形を L-10-0-NS と L-10-9-NS について比較して示した。L-10-0-NS は、衝撃載荷初期に最大の重錘衝撃力がごく短時間だけ励起された後、最大衝撃力の $1/2 \sim 2/3$ 程度の大きさの衝撃力が徐々に減衰しながら 20 msec 程度継続している。最大衝撃力は載荷速度の増加に対応して増大する。しかしながら、この継続する部分の衝撃力の最大衝撃力に対する割合は載荷速度が大きくなるに従って小さくなり、かつ継続時間が3倍程度 ($v = 4 \text{ m/sec}$ 載荷時) になっている。

一方、L-10-9-NS も載荷初期にごく短時間だけ最大重錘衝撃力が励起された後、その $1/2$ 程度の大きさの波形が減衰しながら 20 msec 程度継続している。この継続する部分の衝撃力の最大重錘衝撃力に対する割合は、L-10-NS と同様に載荷速度が大きくなるに従って小さくなっている。しかし、L-10-0-NS と異なり、最終の載荷

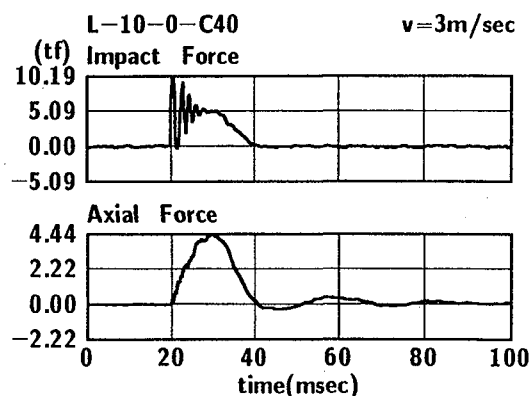
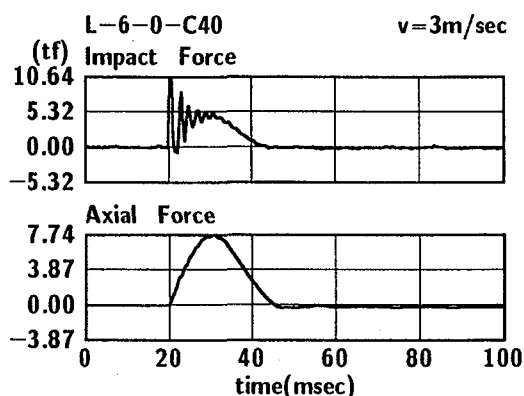


図 - 7 重錘ロードセル波形と増加軸力の応答波形

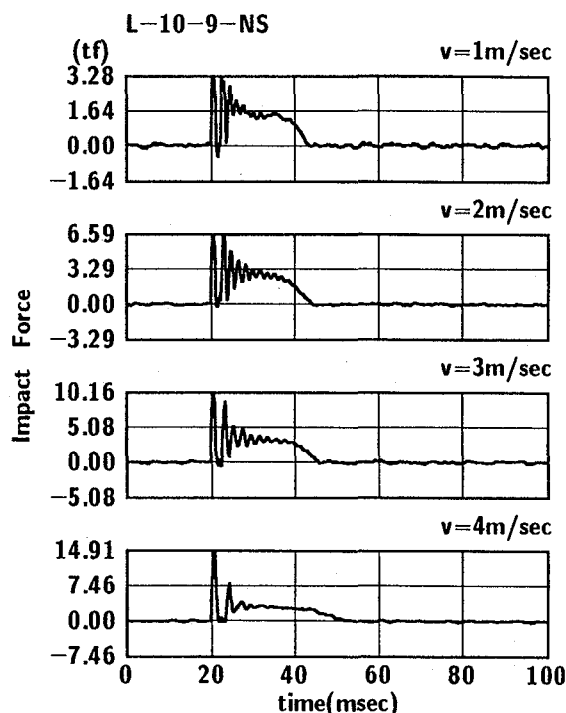
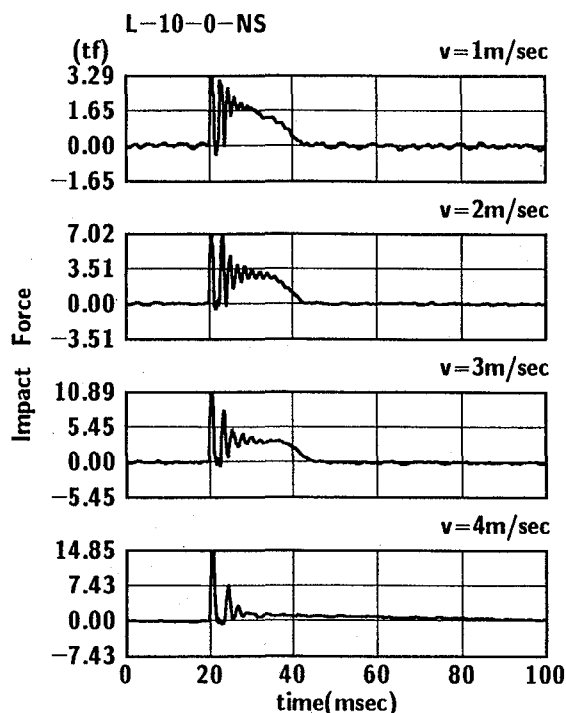


図 - 8 重錘ロードセル波形

速度でも有限の重錘衝撃力と継続時間を示している。

これは、せん断補強した L-10-9-NS が最終載荷速度で曲げ破壊したのに対して、せん断補強をしていない L-10-0-NS ではせん断破壊して試験体が 2 つに分離したためと考えられる。

3.6 運動量と力積の関係

図-9に全試験体の各載荷速度における力積を示した。力積は図-8に示した重錘衝撃力波形を継続時間について積分して求めた。継続時間は、L-10-NS の $v = 4 \text{ m/sec}$ 載荷のように重錘衝撃力が 0 になる時間を特定しにくい場合には、重錘衝撃力が最大重錘衝撃力の $1/20 \sim 1/10$ レベルに低下した時点とした。なお、図中には実線で重錘の運動量変化に等しい力積を示した。運動量変化は衝突前の重錘の速度 v が衝突後に 0 になるものとし

て簡便に計算した値である。この図から、曲げ破壊した試験体では運動量変化と力積がほぼ等しいことが分かる。

軸圧縮力を加えた試験体は低載荷速度から力積が運動量変化を下回る傾向にあり、その程度は L-10-9 で運動量変化の 65 % 程度と最も小さく、L-6-9 で最も大きく 75 % 程度である。これは、重錘の運動量変化の一部が試験体の変形によって油圧ジャッキを介して軸方向の力積に変換されるためと考えられる。また、せん断補強して軸圧縮力を加えた試験体の最終載荷速度では、運動量変化に比べて力積が極めて小さく示されている。

一方、せん断補強筋のない試験体のうち -T40 では、終局近傍での力積が運動量変化に比べてかなり小さい。以上を要約すると、十分にせん断補強を行い曲げ破壊を起こす試験体であれば、運動量変化にほぼ等しい力積が励起され则认为られる。

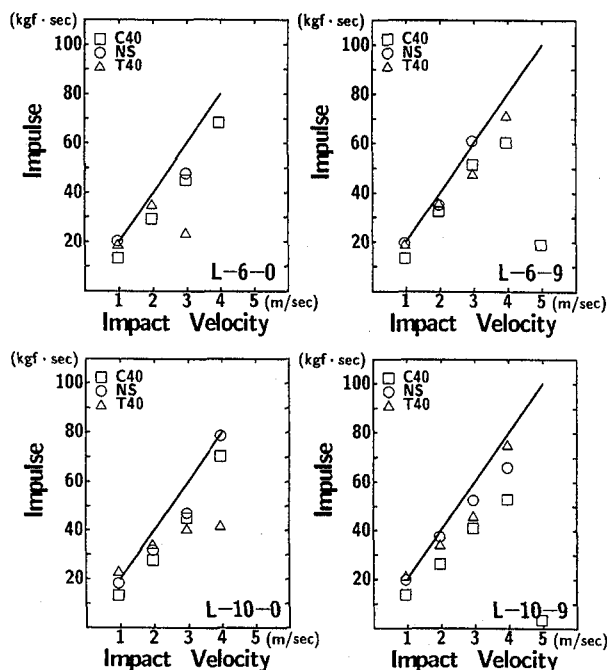


図 - 9 載荷速度と力積の関係

3.7 耐衝撃設計法に関する一提案

図-10に、最大重錘衝撃力(図中、黒ぬり)と平均重錘衝撃力(図中、白抜き)およびその継続時間を全試験体について示した。なお、L-6-0-NS の $v = 2$ m/sec 載荷は計測不良である。ここで、平均重錘衝撃力とは、重錘衝撃力波形を継続時間について積分して求めた力積をその継続時間で除したものである。

最大重錘衝撃力と載荷速度の関係は、試験体の種類に関わらずほぼ同様であり、一部の試験体の最大載荷速度で減少するものの、全般的に載荷速度に比例して直線的に増大している。

一方、平均重錘衝撃力は、 $v = 2 \sim 3$ m/sec 載荷で最大となり、その値は軸方向筋量の多い試験体ほど、軸圧縮力が作用している試験体ほど大きい。

平均重錘衝撃力の継続時間は、明瞭なせん断破壊を示した試験体の最終載荷速度で極めて長くなるが、それ以前の載荷速度では 20 ~ 25 msec 程度のほぼ同等な継続時間を示している。一方、曲げ破壊する試験体の継続時間は、L-6-9-T40 を除いて載荷速度の増加に対応して若干長くなる傾向があるが、この場合も 20 ~ 25 msec 程度である。すなわち、継続時間 20 ~ 25 msec は、試験体の断面寸法と衝撃力の載荷位置などに対して固有の値であるものと考えられる。なお、図-9と-10の比較から、せん断破壊した試験体(L-6-0-NS、L-10-0-NS)でも運動量変化にほぼ等しい力積が得られているのは、継続時間が極めて長いためであることが分かる。

このように、せん断破壊する試験体では力積のみで耐衝撃性を論ずることができないことが分かる。

図-11に、軸圧縮力が作用していない梁の平均重錘衝撃力と静的耐力の関係を示した。図中、Bは静的曲げ耐

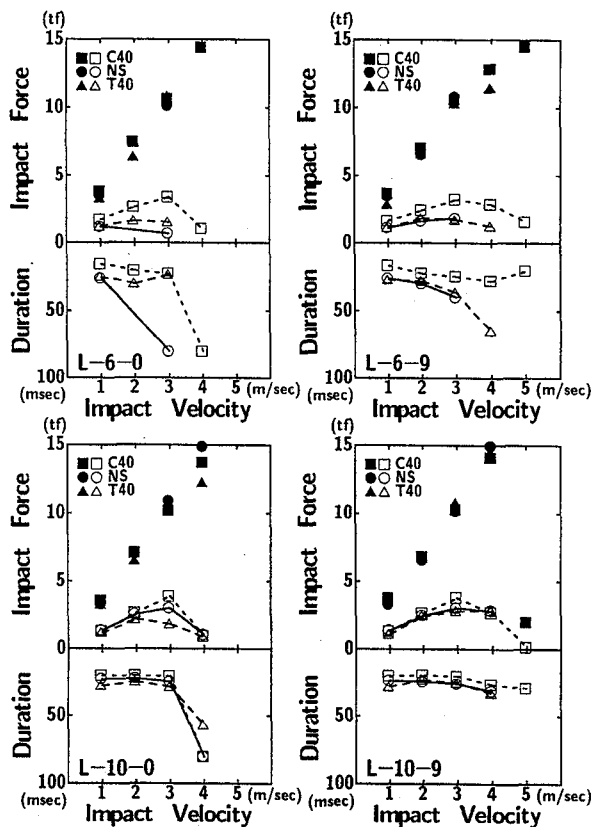


図 - 10 重錘衝撃力と継続時間の関係

力、Sはせん断耐力を示す。また、衝撃載荷時の破壊形式を B: 曲げ破壊、S: せん断破壊として示した。既往の研究³⁾では、単純梁の終局時残留変形量を純スパンの $1/50$ と定義しているため、本研究でもこれを準用して、片持梁の終局時残留変形量をスパンの $1/25$ (17.2 mm) とすると、これに該当する載荷速度は図 - 4 から、L-6 タイプで $v = 2$ m/sec、L-10 タイプで $v = 3$ m/sec である。この載荷速度における平均重錘衝撃力は、図 - 11 に示すように重錘衝撃力載荷時に曲げ破壊した -9 試験体では静的曲げ耐力を若干上回る程度である。一方、重錘衝撃力載荷時にせん断破壊した -0 試験体では L-10-0-T40 試験体のように平均重錘衝撃力が静的曲げ耐力を下回る場合もある。

すなわち、平均重錘衝撃力を RC 梁の動的耐力と仮定すると、重錘衝撃力載荷時に曲げ破壊する試験体であれば、動的耐力は静的曲げ耐力とほぼ同程度であると考えられる。これは、衝撃載荷時に曲げ破壊した既往の単純梁の実験結果において、最大支点反力が静的曲げ耐力と同程度であったことに対応している。すなわち、曲げ破壊型の梁の平均重錘衝撃力は、梁の支点反力の最大値と同程度と考えられる。一方、重錘衝撃力載荷時にせん断破壊する試験体では、L-10-0-T40 のように動的耐力を静的曲げ耐力と同程度と考えることは必ずしも安全側ではなく、静的せん断耐力を動的耐力と考える方が安全側である。

衝撃載荷によって曲げ破壊する試験体は、終局まで運

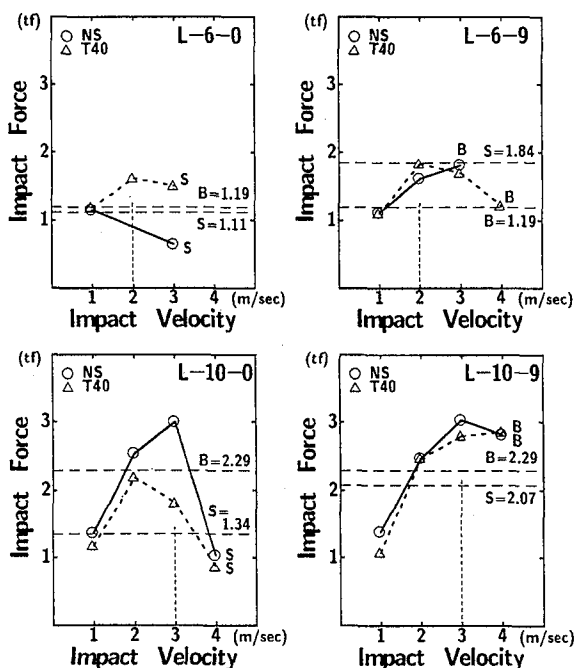


図 - 11 平均重錘衝撃力と静的耐力の関係

動量変化と力積がほぼ等しく、平均重錘衝撃力の継続時間もほぼ一定であることから、任意の RC 橋脚の衝撃継続時間が特定できれば、設計運動量変化に対して所要の衝撃耐力を有する梁を、静的曲げ耐力を求めることで安全側に設計することができると考えられる。

最終的にせん断破壊する試験体でも、比較的低載荷速度では運動量変化と力積はほぼ等しく、平均重錘衝撃力の継続時間もほぼ一定である。また、平均重錘衝撃力は静的せん断耐力を上回っているため、衝撃継続時間を特定すれば設計運動量変化に対して所要の衝撃耐力を有する梁を、静的せん断耐力を求めることで設計することができる。ただし、衝撃载荷によってせん断破壊する試験体は、わずかな載荷速度の増大が破壊を壊滅的にする可能性が高いため、曲げ破壊する試験体に比べてより安全側の設計を行う必要がある。

今後は、異なる断面寸法の試験体を用いて重錘衝撃力の作用位置を変える等の実験を行い、衝撃継続時間に関するデータを収集する予定である。

4. まとめ

RC 橋脚を模擬した試験体を軸方向筋量およびせん断補強筋量を変化させて製作し、それに衝撃的地震荷重を想定した軸力および横方向衝撃力を载荷して破壊性状と耐衝撃性を検討した。本実験の範囲内で得られた結論を要約すると、

- (1) 最大載荷速度からみた耐衝撃性は、十分なせん断補強を行った試験体で優れている。これは、せん断補強筋により載荷速度が大きい状態での残留変形量が

顕著に抑制されるためである。

- (2) 軸圧縮力は残留変形量を抑制する一方で破壊を壊滅的にさせる。また、軸圧縮力作用下においては横方向衝撃力の作用によって生じる変形が拘束され、重錘の運動量変化の一部が軸方向の力積に変換させるため、より大きな軸圧縮力が作用する。
- (3) 曲げ破壊型の試験体では、重錘の運動量変化と力積は終局状態までほぼ等しい。また、平均重錘衝撃力が静的曲げ耐力と同程度であることから、継続時間を特定することで耐衝撃設計が可能となる。
- (4) 平均重錘衝撃力は静的耐力を若干上回る程度であり、衝撃耐力を静的耐力と同程度と考えることは安全側である。ただし、静的せん断耐力の小さな試験体では、曲げ破壊する試験体に比べて衝撃せん断破壊に対して高い安全率を見込む必要がある。

謝辞 本研究を行うにあたり、室蘭工業大学建設システム工学科の松岡健一教授ならびに大学院生の大山高輝君と亀石暁君を始めとする構造力学研究室の皆様にも多大なる御支援を頂きました。ここに深く感謝する次第であります。

参考文献

- 1) 構造物の衝撃挙動と設計法、土木学会、1993.
- 2) 三上浩、田村富雄、岸徳光、松岡健一：組紐状 A FRP ロッドで補強した RC 梁の耐衝撃挙動、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.15、No.2、pp.923-928、1993.
- 3) 岸徳光、三上浩、田村富雄、松岡健一：RC 梁の衝撃挙動におよぼす補強筋特性の影響、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.16、No.2、pp.1105-1110、1994.
- 4) 松岡健一、三上浩、岸徳光：低補強筋比 RC 梁の耐衝撃性、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.17、No.2、pp.929-934、1995.
- 5) 田村富雄、三上浩、岸徳光、松岡健一：AFRP ロッドを緊張材に用いた PC 桁の衝撃挙動に及ぼす緊張材位置の影響、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.15、No.2、pp.929-934、1993.
- 6) 中島規道、三上浩、岸徳光、松岡健一：PC 桁の衝撃変形挙動に及ぼす緊張材の特性と配置位置の影響、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.16、No.2、pp.1111-1116、1994.
- 7) 三上浩、田村富雄、岸徳光、松岡健一：コンクリート梁の耐衝撃性におよぼす緊張材の特性とプレストレスの影響、構造工学論文集、Vol.41A、pp.1267-1276、1995.

(1995年9月18日受付)