

せん断補強筋を有するせん断破壊型 RC 梁の衝撃挙動 に関する数値シミュレーション

Numerical simulation on impact behavior of shear-failure-type RC beams with shear rebars

岸 徳光* 三上 浩** 安藤智啓*** 松岡健一*

Norimitsu KISHI, Hiroshi MIKAMI, Tomohiro ANDO, and Ken-ichi G. MATSUOKA

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

** 工博 三井建設(株) 技術研究所 主席研究員 (〒270-0132 流山市駒木 518-1)

*** 工博 防衛庁第4研究所 研究員 (〒229-0006 相模原市淵野辺 2-9-54)

In this paper, to establish a simple elasto-plastic impact analysis method for shear-failure-type Reinforced Concrete (RC) beams, falling-weight impact tests and three-dimensional Finite Element (FE) analyses were conducted. Here, twelve simply supported rectangular RC beams were used, each with dimensions of $200 \times 400 \times 2,400$ mm. Shear rebar ratio and impact velocity were taken as variables. Impact load was applied at the mid-span of RC beam by dropping a 400 kg steel-weight from predetermined height. The numerical results were compared with the corresponding experimental results to investigate the applicability of an elasto-plastic FE analysis method proposed here. From this study, it is seen that the time histories of impact force, reaction force and mid-span displacement, and crack patterns on the side-surface of RC beam can be predicted accurately by using the proposed FE analysis method.

Key Words: shear-failure-type RC beam, elasto-plastic impact analysis, impact behavior

キーワード: せん断破壊型 RC 梁, 弾塑性衝撃応答解析, 衝撃挙動

1. はじめに

鉄筋コンクリート (RC) 梁の衝撃挙動に関する数値解析的研究は, 静載荷時の設計概念に基づいて, 主に曲げ破壊型 RC 梁に着目して各研究機関で実施されてきた^{1)~4)}. その結果, 重錘落下衝撃を受ける曲げ破壊型 RC 梁の衝撃挙動は, 各研究機関において比較的精度良くシミュレート可能になるまでに至っている⁵⁾. 著者らも既に単純な構成則を用いた三次元有限要素法に基づく簡易かつ合理的な数値解析手法を提案している^{6),7)}. 一方, せん断破壊型 RC 梁の衝撃挙動に関する数値解析的研究は, 現在のところ国内では著者らの研究⁸⁾ 以外見あたらない. また, 著者らの研究もせん断補強筋を有しない場合を対象に行われたものであり, せん断補強筋を有する場合に関する検討は行われていない.

平成4年に北海道日高支庁のルンベツ覆道上で発生した岩塊崩落は, 覆道の海側柱部にせん断ひび割れを発生させ, RC柱に致命的な損傷を与えた. このことから, 耐衝撃安全性のより高い RC 梁の耐衝撃設計法を確立するためには, 静載荷時と同様に衝撃荷重載荷時においても, 曲げ耐力のみならずせん断耐力の評価法も確立することが重要であるものと判断される. また, せん断耐力の評価にあたっては, コンクリートの分担耐力とせん断補強筋の分担耐力が, 定量的に精度良く評価されるこ

とが肝要である. このような RC 梁の衝撃荷重載荷時におけるせん断耐力評価法の確立に向けての検討には, 実験的研究は勿論のこと数値解析的研究の援用の下に効率的に実施される必要がある.

このような観点より, 本研究では, せん断補強筋を有するせん断破壊型 RC 梁の衝撃挙動を適切に評価可能な簡易かつ合理的な数値解析手法を確立することを目的として, せん断補強筋量の異なる2種類のせん断破壊型 RC 梁に関する三次元有限要素法に基づいた弾塑性衝撃応答解析を試み, その妥当性について検討を行った. 妥当性の検討は, 別途実施した重錘落下衝撃実験の結果⁹⁾ と比較する形で行っている. また, 本数値解析は, 著者らが過去に提案したせん断補強筋を有しない RC 梁に対する解析手法⁸⁾ と同一の方法により実施することとした. なお, 本解析には, 一般に市販されている衝撃応答解析用汎用コード LS-DYNA (ver. 950)¹⁰⁾ を採用している.

2. 実験の概要

2.1 RC 梁の概要

図-1には, 本数値解析において対象とした RC 梁に関する形状寸法および測定項目を示している. 用いた RC 梁は, せん断補強筋 (スターラップ) を 150 mm お

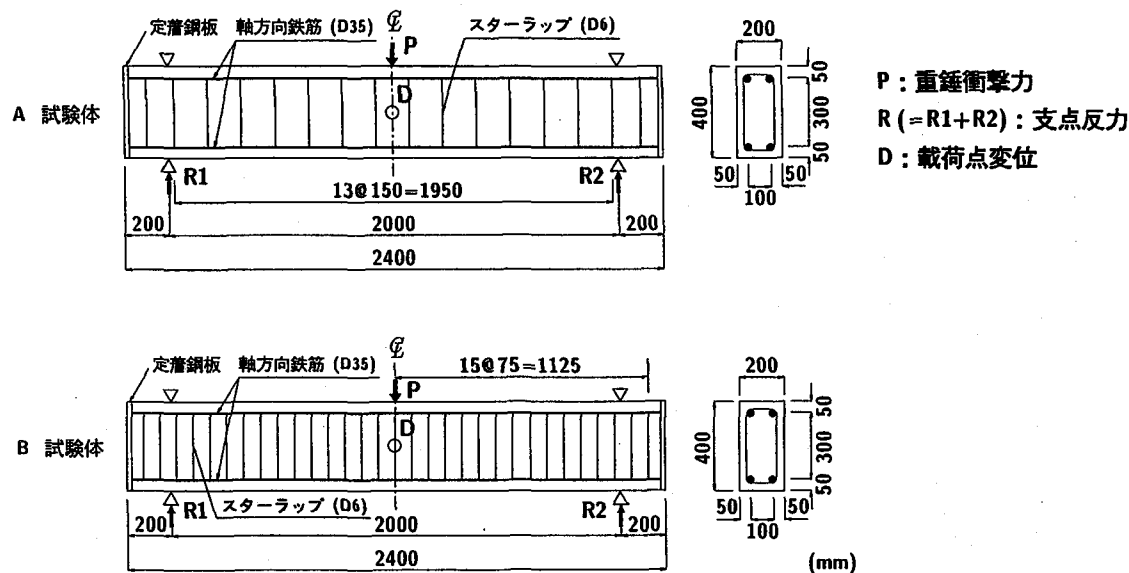


図-1 RC梁の形状寸法および測定項目

表-1 RC梁の静的設計値一覧

梁タイプ	せん断補強筋比	静的せん断耐力 V_{usc} (kN)	静的曲げ耐力 P_{usc} (kN)	静的せん断余裕度 α
A 試験体	0.0021	253.8	448.8	0.57
B 試験体	0.0042	343.0	448.8	0.76

表-3 鉄筋の力学的特性

鉄筋名称	材質	降伏応力 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	373		

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
37	41.2	25.7	0.19

表-4 試験体名および実験時の衝突速度

試験体名	衝突速度 V (m/s)
A37 ~ A84	3.7, 4.6, 5.6, 6.5, 7.4, 8.4
B37 ~ B93	3.7, 4.6, 6.5, 7.4, 8.4, 9.3

および 75 mm 間隔に配筋した A 試験体および B 試験体の 2 種類である。いずれの試験体も形状寸法が、200 × 400 × 2,400 mm (梁幅 × 梁高 × 全長) の複鉄筋矩形 RC 梁である。軸方向鉄筋は、端部定着長を節約するために梁端面で厚さ 22 mm の定着鋼板に溶接・定着されている。なお、実験時には鉄筋の抜け出しが見られず、鋼板に鉄筋が十分定着されていることを確認している。

表-1 には、A、B 試験体の静的設計値を一覧にして示している。表中、静的せん断耐力 V_{usc} と静的曲げ耐力 P_{usc} は、コンクリート標準示方書¹¹⁾に準拠して算出している。なお、部材係数 γ_s は、研究を対象としていることより 1.0 と仮定した。静的せん断余裕度 α は、この V_{usc} を P_{usc} で除した値であり、 $\alpha < 1.0$ は設計的に静載荷時に RC 梁がせん断破壊で終局に至ることを表している。なお、各耐力は、表-2 および表-3 に示しているコンクリートおよび鉄筋の各力学特性値を用いて算定している。

表-4 には、試験体名と実験時の衝突速度を示している。表中、試験体名は、RC 梁のタイプと重錘の衝突速度を組み合わせで示している。なお、試験体名欄の数値は、衝突速度 V を 10 倍にして示している。

2.2 重錘落下衝撃実験の概要

写真-1 には、本重錘落下衝撃実験の状況を示している。RC 梁は、反力測定用のロードセルが取り付けられている支点治具上に設置している。また、支点部は、重錘衝突時の梁の跳ね上がりを防止するために、鋼製治具を用いて梁の上下を固定している。治具全体は、RC 梁の回転のみを許容するピン支持に近い支持状態となっている。

実験は、RC 梁のスパン中央部に質量 400 kg、直径 200 mm (載荷点部直径は 150 mm) の円柱状鋼製重錘を所定の高さから一度だけ自由落下させることにより行っている。また、重錘は落下姿勢および落下位置が均一となるように、上下左右が固定されているリニアウェイレ

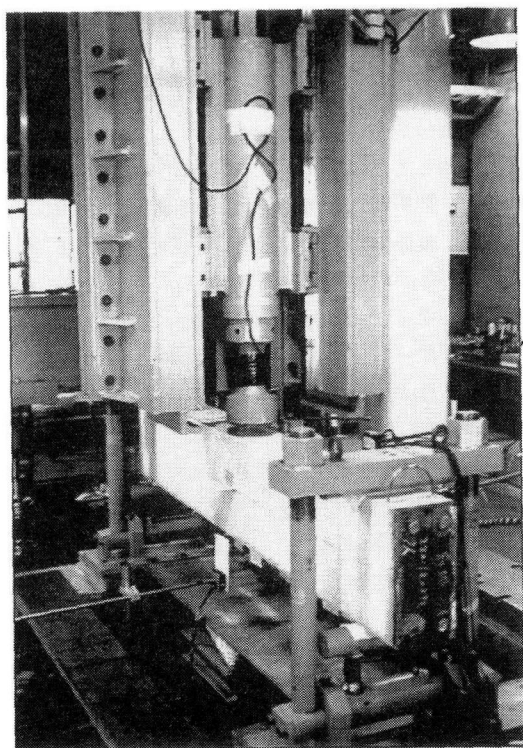


写真-1 重錘落下衝撃実験の状況

ールを介して落下させている。重錘底部は、衝突時の片当たりを防止するために、半径 1,407 mm で高さ 2 mm のテーパを有する球形状となっている。なお、実験は全て前述のように単一載荷するものとし、RC 梁の衝撃せん断耐力が評価可能となるまで処女試験体への衝突速度を徐々に増加させ実施している。RC 梁のせん断破壊は、著者らの過去の検討結果⁹⁾に基づいて、支点反力 - 載荷点変位履歴曲線が、衝撃初期に二等辺三角形を形成し、かつ衝突速度を増加させても最大支点反力値が増加しない時点で生じるものとしている。すなわち、本実験では後述する図-7(b)における A74 および B84 試験体の結果(実線)がこの状態に対応している。

測定項目は、図-1に示されているように、重錘衝撃力 P 、支点反力 R ($R1$ と $R2$ の合算値) および梁側面の梁高方向中央点で測定している載荷点変位 D (以後、単に変位) に関する各応答波形である。ここで、 P 、 R の測定には起歪柱型ロードセル (それぞれ容量が 1,960 kN, 1,470 kN, 応答周波数特性が DC ~ 4.0 kHz, DC ~ 2.4 kHz) を、 D の測定には非接触式レーザ変位計 (容量が 200 mm, 応答周波数特性が DC ~ 915 Hz) を用いている。重錘衝撃力波形 P および支点反力波形 R に関しては、各センサからのアナログ値をローパスフィルター処理を施すことなくアンプを介してデータレコーダ (応答周波数 DC ~ 40 kHz) に一括収録し、100 μ s/word のサンプリング間隔で A/D 変換した後、高周波成分を除去するために 1.0 ms の矩形移動平均法により数値的なフィルター処理を施している。また、後述する数値解

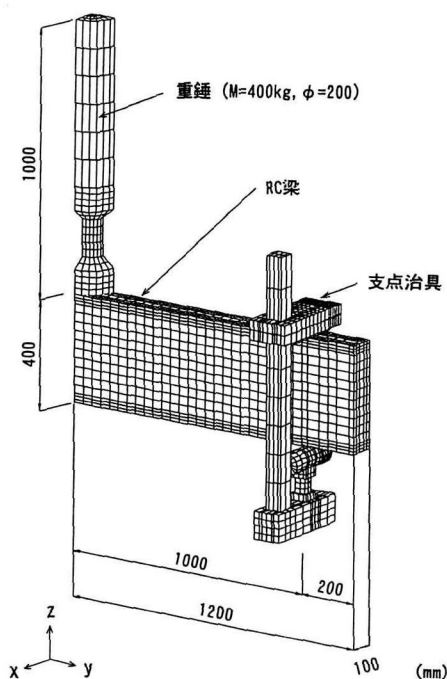


図-2 有限要素モデル (B 試験体)

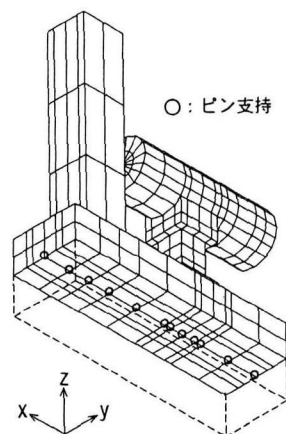


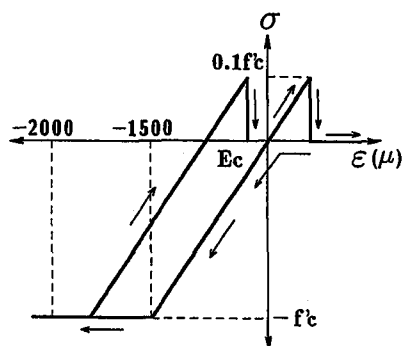
図-3 支点治具底部における境界条件

析より得られる P 、 R に対しても、同様の方法で各応答波形の平滑化を行っている。

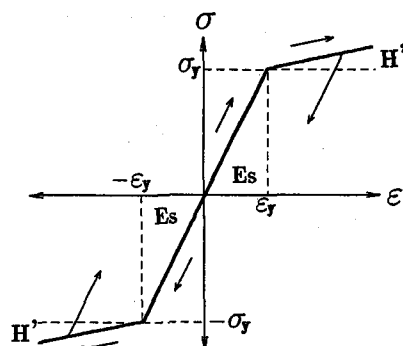
3. 数値解析の概要

3.1 解析ケース

本研究では、RC 梁の弾塑性領域から破壊領域までの衝撃挙動を適切にシミュレート可能な解析手法を確立することを目的としている。従って、数値解析は、表-4に示されている衝撃せん断耐力算定のための実験ケースに対して実施することとした。すなわち、解析ケースは、A、B 試験体各 6 体ずつを対象とした合計 12 ケースである。



(a) コンクリート



(b) 鉄筋

図-4 応力-ひずみ特性

3.2 解析モデル

図-2には、B 試験体に関する全体の有限要素モデルを示している。解析対象は、RC 梁の対称性を考慮して断面方向 (x 方向) およびスパン方向 (y 方向) に 2 等分した $1/4$ モデルである。適用した要素タイプは、スターラップを除いた全てに対して 8 節点あるいは 6 節点の三次元固体要素である。スターラップに関しては、要素サイズが他の要素と比較して小さく、解析所要時間に大きな影響を与えることが予想されるため、剛性、断面積、重量が等価な梁要素を適用することとした。総節点数および総要素数は、図-2 に示す有限要素モデルの場合で、それぞれ 6,111 および 4,800 である。なお、A 試験体の場合も B 試験体の場合と同様な方法でモデル化を行っている。総節点数と総要素数は 6,111, 4,672 である。

ここで、各構成要素に関するモデル化の詳細を述べると、RC 梁部は、実験に用いた梁の形状寸法に基づき忠実にモデル化している。ただし、軸方向鉄筋は公称断面積と等価な正方形要素として簡略化している。重錘部は、実形状に即し、全長 1.0 m でかつ直径 200 mm の円柱体を基本としてロードセル部を実際の重錘と同様な直径 130 mm に絞り込んでモデル化し、底部形状を高さ 2 mm の球形状から扁平状に簡略化してモデル化している。支点治具部は、ロードセルやリバウンド防止用治具も含め、実際に即してモデル化することとした。なお、支点

治具の底部には、実験時と同様に治具全体の x 軸回りの回転のみを許容するように境界条件を設定している (図-3)。

要素の積分点数は 1 点積分を基本としているが、軸方向鉄筋に関しては断面方向に 1 要素でモデル化していることより、解析精度を考慮して 8 点積分としている。

RC 梁と重錘および RC 梁と支点治具の要素間には、それぞれ面と面の接触・剥離を伴う滑りを考慮した接触面を定義している。また、コンクリート要素と軸方向鉄筋およびスターラップの要素間には、完全付着を仮定している。衝撃力は、図-2 に示されているように、重錘が RC 梁に接触した状態で、重錘要素の全節点に実験と対応した衝突速度を付加する形で与えている。

なお、全数値解析時間は、重錘が RC 梁に衝突した時間から RC 梁の応答変位がほぼ定常状態に至るまでの 80 ms 間としている。

3.3 材料物性モデル

図-4には、本数値解析に用いたコンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ特性を示している。これらの材料物性モデルは、基本的に文献 8) のそれと同様である。また、後述の(2)項で述べているように、スターラップ要素に弾性体ではなく等方弾塑性体を用いている点を除くと、文献 6) の曲げ破壊型の場合とも同様である。以下に、コンクリートと鉄筋等に関する材料物性モデルの概要を述べる。

(1) コンクリート

コンクリート要素に用いた物性モデルは、圧縮側に対しては折線近似による相当応力-相当ひずみ関係、引張側に対しては破壊圧力に達した段階で引張力を伝達しないとする弾塑性体モデルである。ここでは、図-4 (a) に示されているように、相当ひずみが 1,500 μ に達した状態でコンクリートが降伏するものと仮定し、完全弾塑性体のバイリニア型にモデル化した。また、降伏応力には表-2 に示す圧縮強度 f_c を、引張側の破壊圧力には降伏応力の $1/10$ を仮定した。また、降伏の判定には、von Mises の降伏条件を採用している。

(2) 鉄筋

軸方向鉄筋およびスターラップ要素に用いた物性モデルは、降伏後の塑性硬化係数 H' を考慮した等方弾塑性体モデルである。降伏応力 σ_y 、弾性係数 E 、およびポアソン比 ν には、表-3 に示されている値を採用している。降伏の判定は、ここでも von Mises の降伏条件に従うこととした。また、塑性硬化係数 H' は、弾性係数 E の 1% と仮定した。

(3) 重錘、支点治具および定着鋼板

重錘、支点治具および定着鋼板は、実験終了後も塑性変形が確認されていないことより、これらの要素には弾性体モデルを適用している。これらの要素の弾性係数、ポ

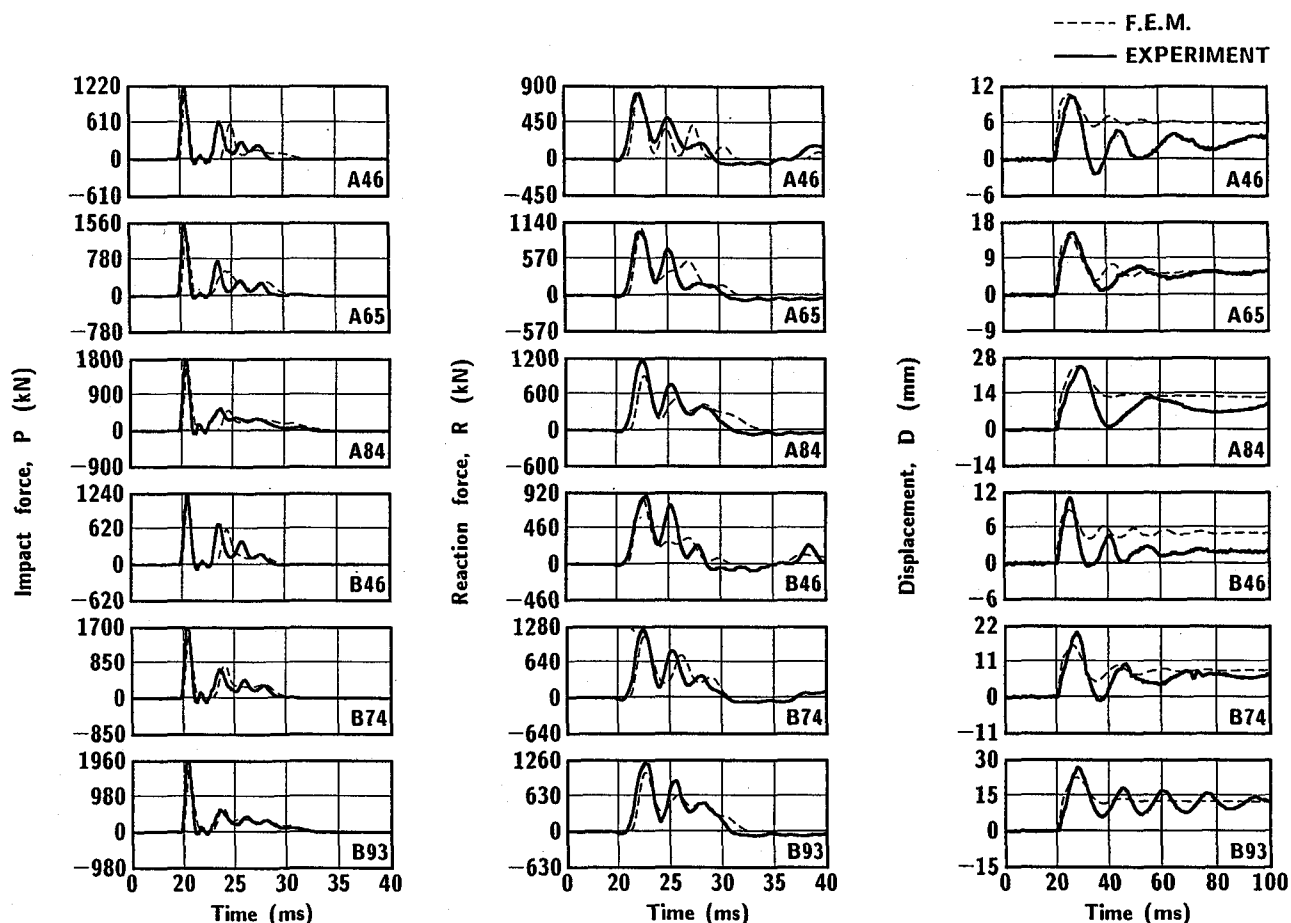


図-5 重錘衝撃力, 支点反力, 載荷点変位に関する各応答波形の比較

アソソ比は, それぞれ $E = 206 \text{ GPa}$, $\nu = 0.3$ と仮定した。

(4) ひずみ速度効果および粘性減衰定数

本研究では, 市販の汎用コードに組み込まれている程度の単純な構成則を用いた RC 梁の弾塑性衝撃応答解析手法の確立を目的としていることより, コンクリートおよび鉄筋のひずみ速度効果やコンクリートのひずみ軟化現象は考慮していない。また, 質量に比例する粘性減衰定数は, RC 梁の最低次固有振動数に対して 2 % と仮定している。

4. 数値解析結果と実験結果の比較

4.1 重錘衝撃力波形, 支点反力および変位波形

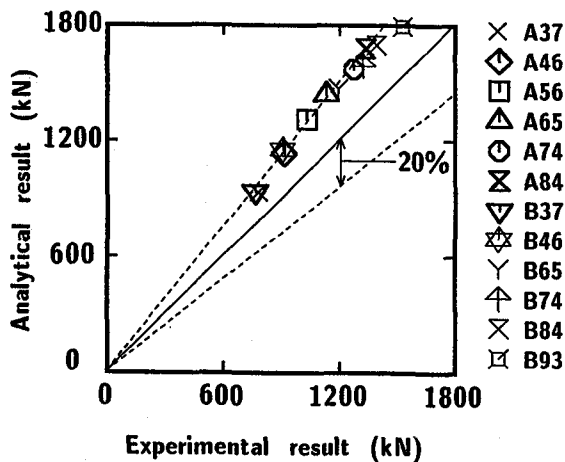
図-5 には, A, B 試験体の重錘衝撃力 P , 支点反力 R および変位 D の各応答波形に関する数値解析結果を実験結果と比較して示している。これらの応答波形に関する検討は, 紙面の都合により, A, B 試験体各 3 体ずつに着目して行うこととする。なお, 数値解析における重錘衝撃力および支点反力波形は, 重錘および支点治具と

コンクリートとの要素間に定義した接触面に生じる鉛直方向接触反力を集積することにより算定している。

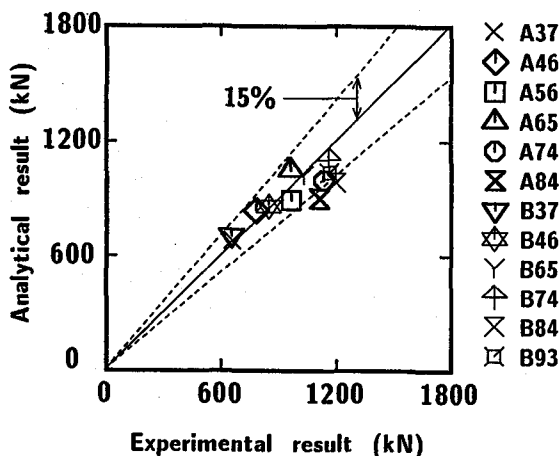
最初に, 図-5(a)の重錘衝撃力波形 P について見ると, 数値解析結果と実験結果は, いずれの試験体に関しても波形の立ち上がりから減衰に至るまで両方で非常に良く対応していることがわかる。すなわち, 両波形は衝撃初期における振幅が大きく継続時間の短い波形成分と, その後励起される振幅が小さく継続時間の比較的長い波形成分の二波から成る分布性状を示している。

次に, 図-5(b)の支点反力波形 R について見ると, ここでも, 数値解析結果と実験結果は両方で比較的良く対応していることがわかる。すなわち, 実験結果では半周期が 10 ms 前後の波形成分と, 周期が約 3 ms の波形成分が合成されたような分布性状を示している。図より, 数値解析結果は約 3 ms 周期を有する波形成分の振幅には若干の差異が見られるものの, 波形の立ち上がりから減衰に至るまで実験結果と大略類似の分布性状を示していることがわかる。

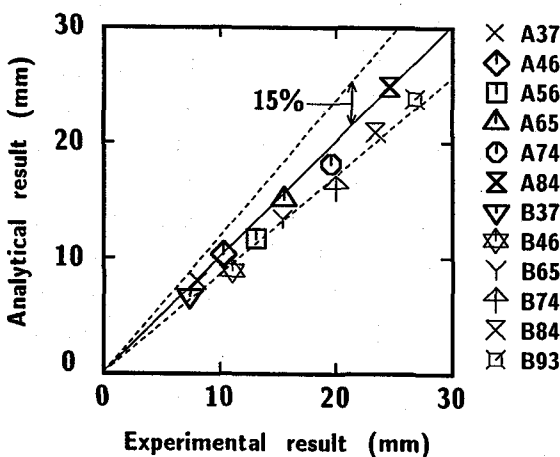
図-5(c)の変位波形 D に関して見ると, 最大応答値に至る状態までは, 波形の立ち上がり勾配や最大応答値



(a) 最大重錘衝撃力



(b) 最大支点反力



(c) 最大応答変位

図-6 各応答波形の最大値

が数値解析結果と実験結果で比較的良く対応していることがわかる。一方、最大応答値発生時以降に関しては、実験結果の波形の振動振幅は解析結果よりも大きく示されている。解析結果においても振動傾向が示されているもののその振幅は小さい。特に衝突速度の大きい場合の解析結果は、著しい減衰傾向を示した後、正方向にドリ

フトした状態でほぼ直流成分のみの状態となっている。この状態は、RC 梁に残留変位が生じていることを意味している。なお、解析結果において振動振幅がそれほど大きく示されない理由は、コンクリートと軸方向鉄筋間を完全付着として仮定していることや、ひび割れを離散化した形で評価していないこと等の原因が考えられるが、この点に関しては今後さらに検討を加え明らかにしていきたいと考えている。一方、残留変位値に関しては、A46, B46 試験体を除き両者でほぼ対応していることがわかる。

以上より、本数値解析手法を用いることにより、重錘落下衝撃を受ける RC 梁の重錘衝撃力波形および支点反力波形は精度良く推定できることが明らかになった。また、変位波形に関しても、ピーク後の振動状態を除くと、比較的良く実験結果をシミュレート可能であることが明らかになった。

4.2 各応答波形の最大値

図-6には、全試験体の重錘衝撃力、支点反力および載荷点変位波形に関する最大値を数値解析結果と実験結果と比較して示している。図中の 45° 勾配を有する実線は、数値解析結果と実験結果が一致していることを意味している。また、破線は両結果に対する誤差幅を表している。すなわち、この実線より下側の領域は実験結果が大きいことを、上側の領域は数値解析結果が大きいことを表している。

図-6(a)の最大重錘衝撃力について見ると、いずれの試験体も数値解析結果が実験結果に比べて大きく示されている。しかしながら、その差はいずれの試験体の場合も 20 % 以下と比較的小さく、かつ解析結果は安全側の評価を与えていることがわかる。

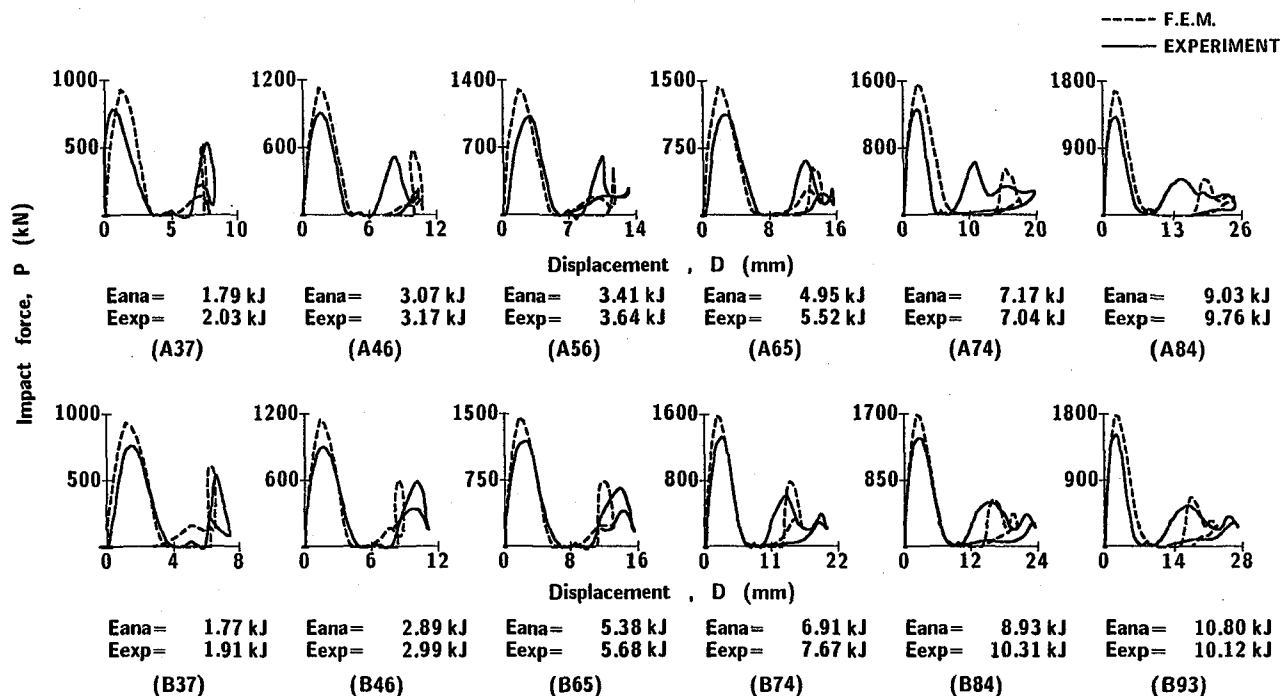
一方、図-6(b)の最大支点反力に関しては、衝突速度の大きい A84 および B84 試験体の数値解析結果と実験結果との差が、他試験体の場合に比べて若干大きく示されている。しかしながら、これらの試験体に関する差は 15 % 程度であることより、解析結果は実験結果を比較的精度良く評価しているものと判断される。

図-6(c)の最大応答変位に関しては、解析結果と実験結果との差は、いずれの試験体においても 15 % 程度以下であり、両結果の差はここでも小さく示されている。

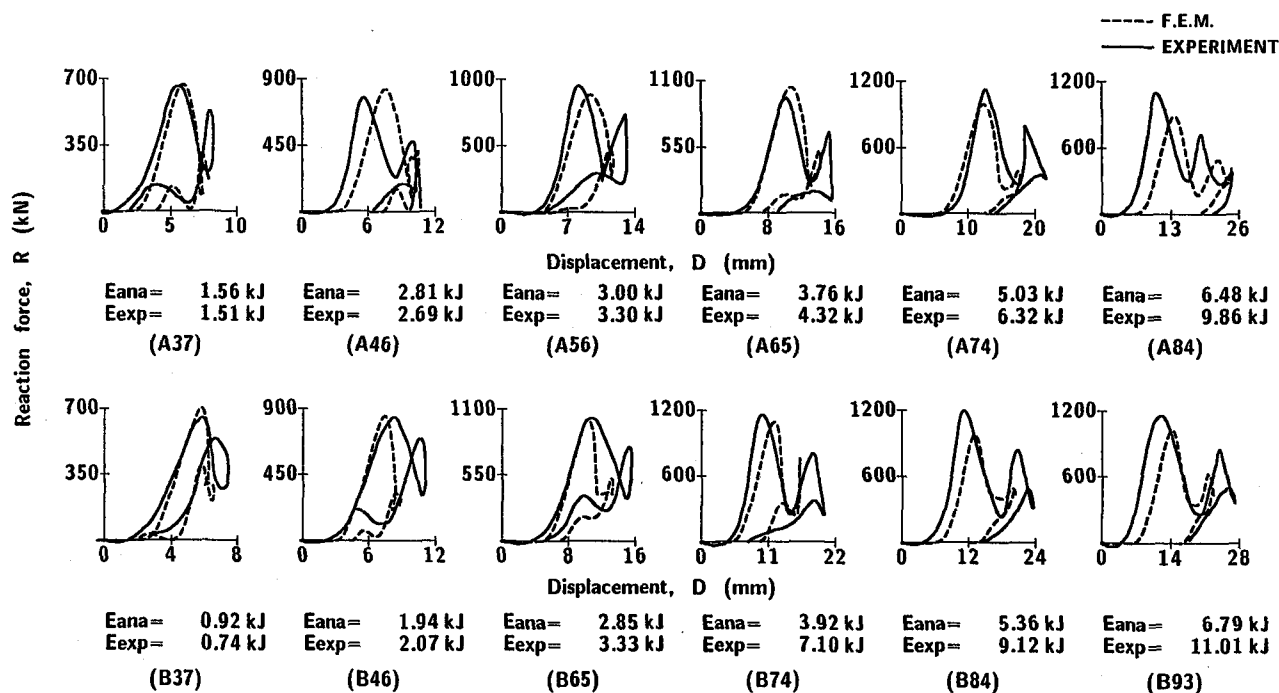
以上より、本数値解析手法を用いることにより、最大重錘衝撃力は 20 % 以下の誤差幅で設計的に安全側で評価可能であることが明らかになった。また、最大支点反力および最大応答変位は、15 % 以下の誤差幅で評価可能であることが明らかとなった。

4.3 重錘衝撃力/支点反力と変位に関する履歴曲線

図-7には、全試験体の重錘衝撃力-変位履歴曲線 $P-\delta$ と支点反力-変位履歴曲線 $R-\delta$ の解析結果を実験



(a) 重錘衝撃力-載荷点変位曲線 ($P - \delta$ 曲線)



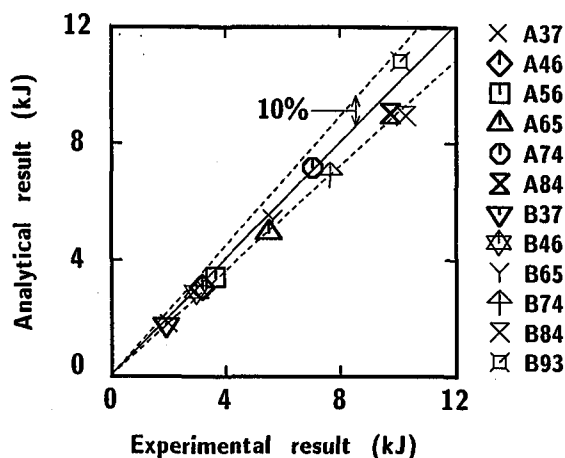
(b) 支点反力-載荷点変位曲線 ($R - \delta$ 曲線)

図-7 重錘衝撃力/支点反力と載荷点変位に関する履歴曲線

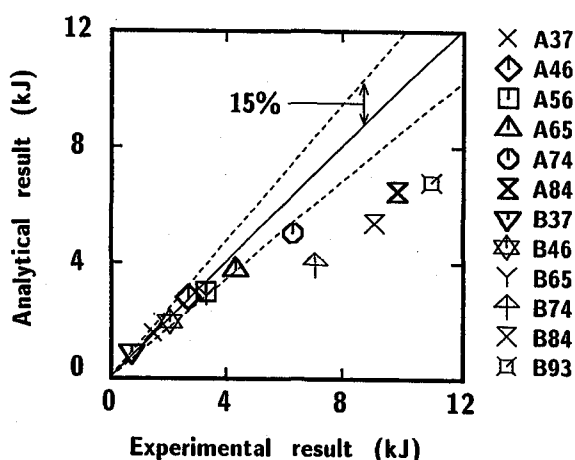
結果と比較して示している。また、各図の下側には、ループで囲まれる面積として評価される吸収エネルギー量を示している。ここで、 E_{ana} および E_{exp} は、それぞれ解析結果、実験結果に基づいて算出したエネルギー量である。

まず、図-7(a)の $P - \delta$ 曲線について見ると、いず

れの試験体も衝撃初期に励起される第1ループとその後出現する第2ループから構成される分布を示しており、数値解析結果と実験結果で類似の性状を呈していることがわかる。詳細に見ると、第1ループに関しては、数値解析結果の最大重錘衝撃力値が前述のとおり実験結果のそれより若干大きく示されているものの、両者は大略同



(a) 重錘衝撃力を用いる場合



(b) 支点反力を用いる場合

図-8 吸収エネルギー

様でせん断破壊特有の二等辺三角形形状の分布となっている。一方、第2ループに関しては、その分布性状が複雑であることより、両者の分布は完全には一致しない。しかしながら、重錘衝撃力の第2ピークや最大応答変位の大きさは両者で比較的良く対応しているものと判断される。

次に、図-7(b)の $R-\delta$ 曲線を見ると、衝突速度が小さい場合には、実験結果の支点反力は変位の増加に伴い単調に増大し、最大支点反力値到達後に一旦減少している。その後再度最大支点反力値程度まで増加し、初期剛性と同程度の剛性で零レベルまで減少している。この場合には変位も零レベルまで回復している。しかしながら、衝突速度が大きい場合には、最大支点反力発生後の除荷時の変位が大きくなることにより残留変位も大きくなるため、衝撃初期の $R-\delta$ 曲線にはせん断破壊特有の二等辺三角形形状分布が形成されてくる。数値解析結果も、大略実験結果と類似の分布性状を示していることがわかる。

以上より、本数値解析手法を用いることにより、重錘衝撃力-変位曲線および支点反力-変位曲線に関する分布性状は、実験結果を比較的良く再現できることが明らかになった。

4.4 吸収エネルギー

図-8には、全試験体の重錘衝撃力-変位曲線 ($P-\delta$ 曲線) および支点反力-変位曲線 ($R-\delta$ 曲線) から求まる吸収エネルギー量を、数値解析結果と実験結果と比較して示している。図中の実線および破線は、それぞれ数値解析結果と実験結果が一致する値と両者の誤差幅を表している。

図-8(a)より、 $P-\delta$ 曲線より評価される吸収エネルギー量は、数値解析結果と実験結果との差が全て 10 % 以下となっており、両者で非常に良く対応していること

がわかる。

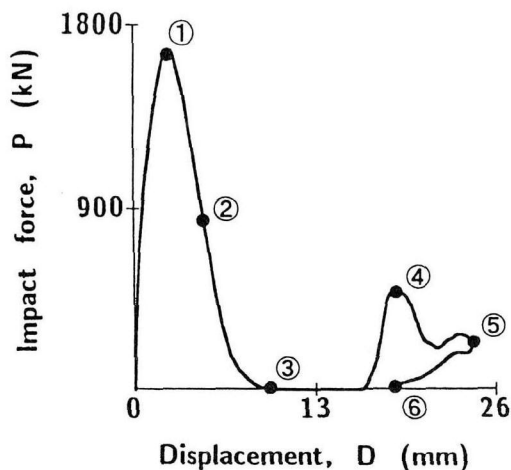
一方、図-8(b)の $R-\delta$ 曲線より評価されるエネルギー量に関しては、A, B 試験体とも衝突速度が $V \leq 6.5$ m/s の試験体の場合には、数値解析結果と実験結果との差は 15 % 以下と小さい。しかしながら、衝突速度が $V \geq 7.4$ m/s と大きい試験体の場合には、実験結果が解析結果より大きく示されている。特に B 試験体の場合における両結果の差は 50 % 以上に達する場合もある。これは、入力エネルギーが大きく RC 梁が過度の損傷を受ける場合には、提案の数値解析手法が対応できないことを暗示している。

以上より、これらのループの面積として求まる吸収エネルギー量は、重錘衝撃力を用いる場合には 10 % 以下の誤差幅で評価できること、一方、支点反力を用いる場合には梁が著しく損傷するような衝突速度の大きい場合を除き 15 % 以下の誤差幅で評価できることが明らかになった。

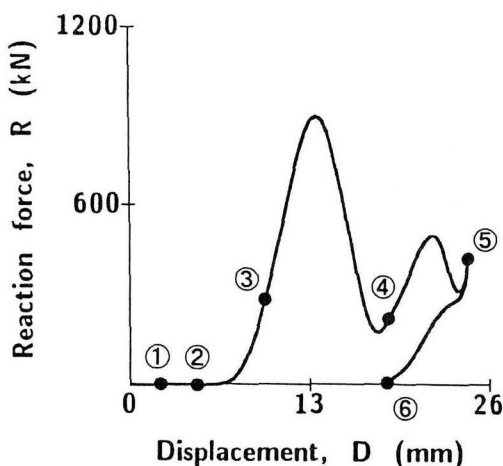
4.5 RC 梁側面のひび割れ分布特性

数値解析において、コンクリート要素は前述のように負圧力がカットオフ値に達すると、要素にひび割れが発生したと見なされ、引張応力が零レベルまで除荷される。従って、コンクリート要素の第1主応力が零応力を示している場合にはその要素にひび割れが発生している可能性のあることを意味している。ここでは、このようにして得られるひび割れ分布予測と実験より得られるひび割れ分布の比較を試みた。

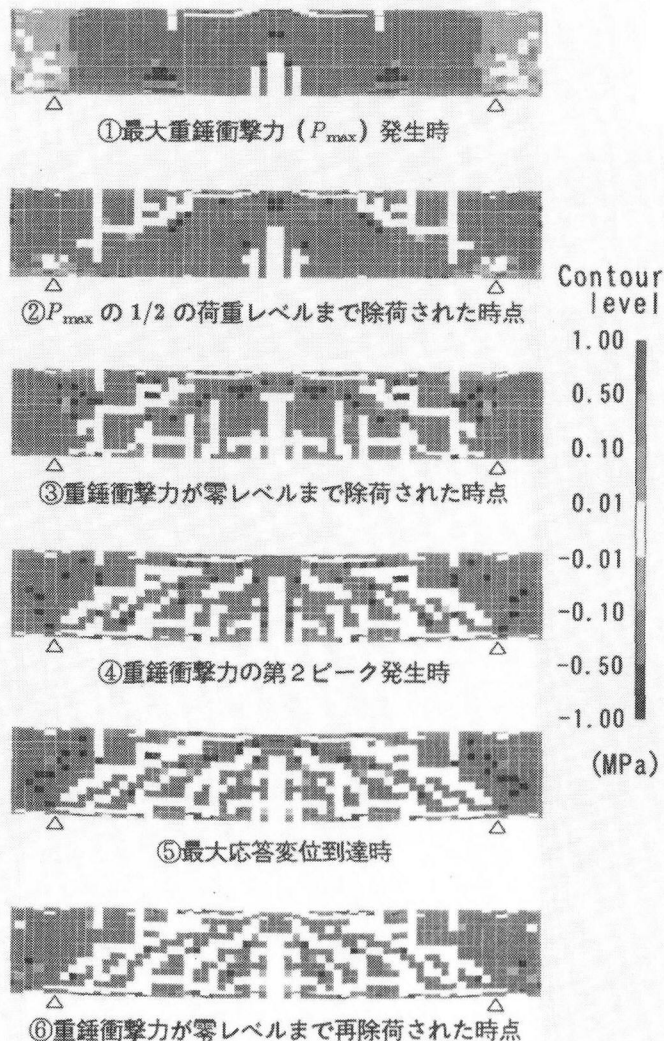
図-9には、A 84 試験体の場合を例に、重錘衝撃力-変位曲線 ($P-\delta$ 曲線) と支点反力-変位曲線 ($R-\delta$ 曲線) および第1主応力分布に関する数値解析結果を示している。図中、各第1主応力分布は、 $P-\delta$ 曲線および $R-\delta$ 曲線中に付記されている番号①~⑥の状態に対応した分布図である。すなわち、①最大重錘衝撃力



(a) 重錘衝撃力-載荷点変位曲線 ($P - \delta$ 曲線)



(b) 支点反力-載荷点変位曲線 ($R - \delta$ 曲線)



(c) 第1主応力分布の推移状況

図-9 荷重 - 載荷点変位曲線と第1主応力分布に関する数値解析結果 (A 84 試験体)

(P_{max}) 発生時, ② P_{max} の 1/2 の荷重レベルまで除荷された時点, ③重錘衝撃力が零レベルまで除荷された時点, ④重錘衝撃力の第2ピーク発生時, ⑤最大応答変位到達時, ⑥重錘衝撃力が零レベルまで再除荷された時点, である。また, 図中のグレースケールの等色分布図はスパン中心軸に対して左右に展開して示している。ここでは零応力を強調し, ひび割れの発生領域が明瞭に示されるように等色レベルを設定している。白色分布は第1主応力が零応力であることを表しており, 大きな応力の発生が予想される領域においては, ひび割れが発生している状態を意味している。

図より, 第1主応力分布の推移状況について見ると, ①では, 曲げひび割れがスパン中心部の梁下縁から上縁に向かって励起されていることがわかる。また, 載荷点部から斜め下方に向かってひび割れが僅かに発生している。②では, ①の時点で発生した斜めひび割れがアーチ

状に支点部に向けて進展している。なお, ①, ②の時点では支点反力は未だ励起されていない。③では, アーチ状の斜めひび割れがほぼ支点部まで達している。また, 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。さらに, 梁下縁には新たな曲げひび割れが数本発生している。この時点で, 支点反力は最大値の 1/3 程度まで増大している。④では, 梁下縁に生じた曲げひび割れが, 載荷点部に向かい斜め上方に進展している。支点反力は一旦減少し, 再度増大する傾向を示している。⑤では, 載荷点部に向かい 45° 程度の角度で進展している斜めひび割れが明瞭に形成されている。⑥では, ⑤で励起されたひび割れ分布と類似の分布性状を示している。なお, 支点反力も重錘衝撃力に対応して除荷に至っている。

これらの数値解析結果より, 実験終了後に観察される RC 梁のひび割れ分布 (図-10(a)参照) は, 梁が最

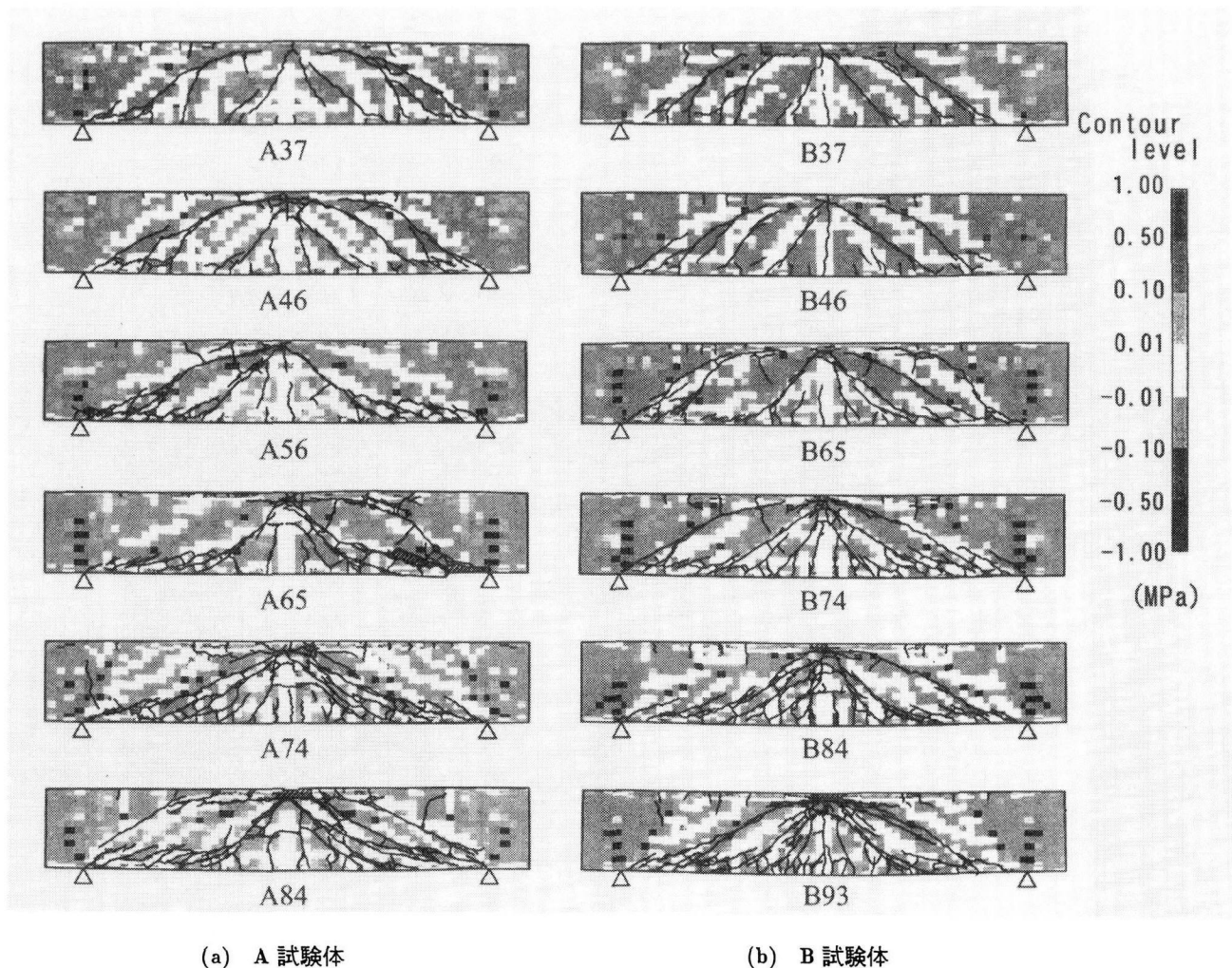


図-10 最大変位発生時近傍の第1主応力分布と実験終了後のコンクリートのひび割れ分布

大応答変位近傍に達した時点⑤でほぼ形成されることがわかる。

次に、上述の検討結果を踏まえ、全試験体に関する最大応答変位発生時における梁側面の第1主応力分布を実験終了後のRC梁側面に発生したひび割れ分布と比較し、本ひび割れ評価方法の妥当性を検討した。図-10には、全試験体のひび割れ分布に関する解析結果と実験結果を合わせて示している。図中、実験結果は、黒色の実線を用いて示している。また、実験結果のひび割れ分布に見られる斜線部分は、コンクリートが剝離したことを示している。

図より、各試験体の実験結果を見ると、いずれの試験体も載荷点部から両支点部に向かい明瞭な斜めひび割れの発生していることがわかる。また、 45° 程度の角度で載荷点部と梁下縁を貫通する斜めひび割れも見られる。さらに、このような斜めひび割れの発生位置から、下端鉄筋に沿った形で進展する割裂ひび割れも発生している。これは、コンクリート内に斜めひび割れが発生し、かつせん断補強筋の塑性化が進行する段階で、斜めひび割れ発生位置近傍における下端鉄筋のだば作用が顕在するた

めと推察される。なお、梁スパン中央部には曲げひび割れも励起されている。数値解析より予測されるひび割れ分布は、このような実験終了後のひび割れ分布を非常に良く再現していることがわかる。

以上より、ひび割れ分布に関する本評価方法は、RC梁が斜めひび割れに伴う脆性的なせん断破壊を生じる場合に対しても、比較的精度良く推定できることが明らかとなった。

6. まとめ

本研究では、せん断補強筋を有するせん断破壊型RC梁の衝撃挙動を適切に評価可能な簡易かつ合理的な数値解析手法を確立することを目的として、せん断補強筋量の異なる2種類のせん断破壊型RC梁全12体に関する弾塑性衝撃応答解析を試み、その妥当性について検討を行った。妥当性の検討は、別途実施した重錘落下衝撃実験の結果と比較する形で行った。本研究より得られた結果を要約すると、以下のとおりである。

1) 重錘落下衝撃を受けるRC梁の重錘衝撃力波形およ

び支点反力波形は、本数値解析手法により精度良く推定可能である。また、載荷点変位波形も、ピーク後の振動状態を除くと比較的良好な精度で推定できる。

- 2) 本数値解析手法を用いることにより、最大重錘衝撃力は 20 % 以下の誤差幅で、また最大支点反力および最大載荷点変位は、15 % 以下の誤差幅で評価可能である。
- 3) 重錘衝撃力 - 変位曲線および支点反力 - 変位曲線の分布性状は、本数値解析結果と実験結果で比較的良好に対応している。
- 4) 吸収エネルギー量は、本数値解析手法を用い、重錘衝撃力を用いる場合には 10 % 以下の誤差幅で評価可能である。一方、支点反力を用いる場合には、梁が著しく損傷するような衝突速度の大きい場合を除いて、15 % 以下の誤差幅で評価可能である。
- 5) 実験終了後に観察される RC 梁のひび割れ分布は、梁が最大応答変位時に達した時点でほぼ形成される。また、この最大応答変位発生時近傍における RC 梁の第 1 主応力分布を算定することにより、最終的に発生するせん断ひび割れ分布が推定可能である。
- 6) 1)~5) より、せん断補強筋を有する場合に関しても、せん断補強筋を有しないせん断破壊型 RC 梁の場合に提案した数値解析手法を用いることにより、その衝撃挙動が十分評価可能である。

謝辞：本研究を行うにあたり、当時室蘭工業大学大学院構造力学研究室の佐井拓磨君（現（株）ドーコン）および同大学院構造力学研究室の盛田行彦君と千葉潤一君に多大なるご支援を戴いた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 井元勝慶，大野友則，佐々木晃，小暮幹太：重錘落下衝突を受ける RC はり部材の衝撃挙動と衝撃応答解析における材料の非線形特性，構造工学論文集，Vol.41A，pp.1201-1212，1995。
- 2) 岸 徳光，三上 浩，小室雅人，松岡健一：弾塑性

衝撃応答解析法の RC 梁への適用性，構造工学論文集，Vol.43A，pp.1579-1588，1997。

- 3) 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，pp.1761-1722，1998。
- 4) 柴田俊文，三上 隆，須藤敦史，村井伸康：衝撃力が作用する RC 梁の一次元弾性応答特性，第 5 回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム論文集，pp.13-16，2000。
- 5) 土木学会構造工学委員会，衝撃実験・解析法の標準化に関する研究小委員会：第 II 編委員会経過報告，5. ラウンドロビン・プレナリシスの実施要領および経過報告，第 5 回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム論文集，pp.82-111，2000。
- 6) 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。
- 7) 岸 徳光，三上 浩，安藤智啓，小林竜太：重錘落下衝撃荷重を受ける RC 梁の弾塑性応答解析，土木学会北海道支部論文報告集，第 55 号 (A)，pp.30-35，1999。
- 8) 岸 徳光，三上 浩，松岡健一，安藤智啓：せん断補強筋を有しないせん断破壊型 RC 梁の弾塑性衝撃応答解析，構造工学論文集，Vol.47A，pp.1695-1706，2001。
- 9) 安藤智啓，岸 徳光，三上 浩，松岡健一：衝撃荷重を受けるせん断破壊型 RC 梁の耐荷性状に関する一考察，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.3，pp.1345-1350，2001。
- 10) John O Hallquist：LS-DYNA User's Manual，Livermore Software Technology Corporation，1999。
- 11) 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。

（2001 年 9 月 14 日受付）