

せん断補強筋を有するせん断破壊型軽量コンクリート RC 梁の 耐衝撃挙動に関する弾塑性応答解析

Impact Response Analysis of Lightweight Shear-Failure Type RC Beams with Stirrup

岸 徳光* 三上 浩** 南波 宏介*** Abdul Qadir Bhatti****

Norimitsu KISHI, Hiroshi MIKAMI, Kosuke NAMBA and Abdul Qadir BHATTI

*フェロー 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)

**フェロー 博(工) 三井住友建設(株)技術研究所 土木 PC 構造研究室長 土木研究開発部
(〒270-0132 千葉県流山市駒木 518-1)

***正会員 修(工) (株)ドーコン 構造部 (〒004-8585 札幌市厚別区中央 1 条 5 丁目 1 号)

****学生会員 修(工) 室蘭工業大学大学院 工学研究科 建設工学専攻 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

In order to establish a simple and rational impact response analysis method for lightweight shear-failure type Reinforced Concrete (RC) beams with stirrup, three-dimensional elasto-plastic finite element analysis was conducted for total forty-seven RC beams under falling-weight impacting. Here, tensile strength of concrete was assumed as 1/16th of compressive one. An applicability of the proposed analysis method was confirmed by comparing with the experimental results of fourteen beams. From this study, following results were obtained: 1) impact response waves and crack patterns can be rationally predicted by using proposed analysis method, and 2) ultimate shear capacity of the RC beams under impact loading can be rationally predicted by means of the proposed numerical analysis method considering a safety margin of 15 %.

Key Words : *lightweight concrete, RC beam, stirrup, impact response analysis, falling-weight impact test*

1. はじめに

近年、道路橋や鉄道橋等の上部構造の軽量化を図ることを目的として、新しい構造形式の開発のみならず、新しい材料の開発やその適用性検討が盛んに行われている。新材料として期待されているものの一つに、粗骨材に焼成人工軽量骨材を用いたコンクリート¹⁾(以後、軽量コンクリート)がある。焼成人工軽量骨材(以後、軽量骨材)は、24 時間吸水率が 9~11 % で圧壊荷重が 500 N 以上であること、この骨材を用いて比重が 1.85 程度で 35 ~ 65 MPa の圧縮強度を有するコンクリートの製作が可能になること、有害化学物質や塩分を含まないこと等、従来の人工軽量骨材に比べて格段に品質が向上している。

軽量コンクリートの各種鉄筋コンクリート (RC) 構造物への適用を目的に、梁や柱部材の静的な曲げおよびせん断耐荷性状に関する実験的・解析的研究が既に実施されている^{2),3)}。一方、軽量コンクリートは耐衝撃用途構造物への応用も考えられ、著者らは曲げ破壊型 RC 梁を対象とした重錘落下衝撃実験を実施している。その結果、普通コンクリートを用いる場合と同程度の耐衝撃性を確保できることが明らかになっている^{4),5)}。

しかしながら、合理的な耐衝撃設計を実施するためには曲げ耐力のみならず、せん断耐力評価法も確立し

なければならない。著者らはその試みとして、静的にせん断破壊に至るせん断補強筋のない軽量コンクリート製 RC 梁に関する重錘落下衝撃実験を実施して、せん断スパン比、重錘衝突速度を変化させた場合のせん断耐荷性状について検討を行っている⁶⁾。

RC 梁のせん断耐力は主にコンクリート強度、主鉄筋比やせん断補強筋比、断面寸法の影響を大きく受けるため、信頼性の高い評価法を確立するためには静的耐力に関しても多くの実験データが必要となる。一方、衝撃荷重載荷の場合には、さらに上述の各設計パラメータに対して入力エネルギーを変化させることによって最大耐力を特定しなければならないことより、静載荷時に比較して 4 ~ 5 倍程度の実験用試験体が必要となる。従って、衝撃荷重載荷時のせん断耐力評価法の確立に向けた検討を効率的に行うためには、実験的研究は数値解析的研究の援用の下に実施されるべきものと判断される。このような背景により、著者らはこの種の RC 梁に関する数値解析手法を確立するためにせん断補強筋のない軽量コンクリート製のせん断破壊型 RC 梁を対象とした 3 次元弾塑性有限要素解析を実施し、実験結果との比較によって提案の解析手法の妥当性を検討してきた⁷⁾。しかしながら、せん断補強筋を有する場合のせん断破壊型 RC 梁への適用性に関する検討は未だ実施していない。

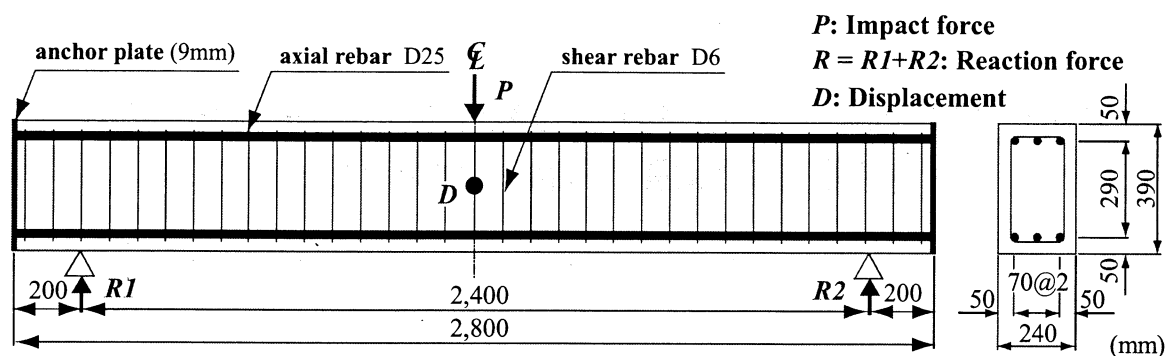


図-1 試験体の形状寸法および配筋状況 (例: S85 梁)

このような観点から、本研究では、せん断補強筋を有するせん断破壊型軽量コンクリート RC 梁に関する衝撃耐力評価への、著者らによって過去に提案された解析手法⁷⁾の適用性を検討することを目的として、比重 1.85 前後の軽量コンクリートを用い、せん断補強筋量の異なる軽量コンクリート RC 梁に関する 3 次元有限要素法による弾塑性衝撃応答解析を試み、一部実験結果と比較することによって検討を行った。

なお、著者らは、これまで普通コンクリート曲げ破壊型およびせん断破壊型 RC 梁に関する衝撃応答解析を、重錘落下衝撃実験結果を基に実施し、簡易な材料構成則を用いることによって実験結果を大略評価可能であることを示している^{8), 9)}。また、曲げ破壊型 RC 梁に関しては、与えられた入力衝撃エネルギーに対する断面設計を静的耐力に換算して実施する手法も提案している¹⁰⁾。

一方、軽量コンクリートを用いる場合の最大の問題点は、圧縮強度に対する引張強度の比が普通コンクリートの場合より小さいことにある。このような状況下においても、曲げ破壊型 RC 梁の場合には、上述の通り圧縮強度が同程度の普通コンクリート RC 梁と類似の耐衝撃性状を示すことが明らかになっている^{4), 5)}。しかしながら、せん断破壊型 RC 梁の場合において、せん断補強筋が配筋されていない場合には、静載荷時と同様に普通コンクリートを用いる場合の耐力よりも小さく、その程度はコンクリート標準示方書 (以後、単に示方書¹¹⁾) によって規定されている静載荷時の値 (0.7) よりも小さく 0.55 程度であることが実験的に明らかになっている。また、これらの結果は、コンクリートの引張強度を圧縮強度の 1/16 とすることにより数値解析的に大略評価可能であることも明らかになっている⁷⁾。

従って、せん断補強筋を有する場合においても、せん断補強筋を有しない場合と同様の材料構成則を用いた数値解析手法が適用可能かどうかを検討することは、合理的な軽量コンクリート RC 梁の衝撃せん断耐力評価法を確立する観点からも重要であるものと判断される。

なお、本数値解析には、陽解法に基づく非線形動的構造解析用汎用コード LS-DYNA(ver.970)¹²⁾を用いている。

表-1 試験体の静的設計値一覧

梁タイプ	せん断耐力 V_{usd} (kN)	曲げ耐力 P_{usd} (kN)	せん断余裕度 α
N 梁	132.5	311.56	0.42
S170 梁	229.5		0.74
S85 梁	326.4		1.05

表-2 コンクリートの力学的特性値

実験時 材令 (日)	比重	圧縮強度 f'_c (MPa)	引張強度 f_t (MPa)	弾性係数 E_c (GPa)	ポアソン比 ν_c
33	1.83	49.4	2.2	21.2	0.2

表-3 鉄筋の力学的特性値

鉄筋名称	材質	降伏強度 σ_y (MPa)	引張強度 σ_t (MPa)	弾性係数 E_s (GPa)	ポアソン比 ν_s
D25	SD345	402	619	206	0.3
D6	SD295A	440	508		

表-4 実験および解析ケース

梁タイプ	衝突速度 V (m/s)	
	実験ケース	解析ケース
N 梁	3.25, 4, 4.25, 4.5	1~5.5 の 15 ケース
S170 梁	5.5, 6, 6.25, 6.5, 6.75	2~8 の 16 ケース
S85 梁	6.5, 7.5, 8.5, 9.5, 10.5	2~12 の 16 ケース

2. 試験体の概要

図-1 には、本数値解析で対象とした軽量コンクリート RC 梁の形状寸法および配筋状況の一例を測定項目と合わせて示している。対象とした RC 梁は断面の形状寸法、純スパン長は同様であるが、せん断補強筋間隔が異なる 3 種類の試験体である。試験体の断面寸法 (梁幅×梁高) は全て 240 × 390 mm であり、純スパン長は 2.4 m である。せん断補強筋はその間隔を 3 種類設定し、せん断補強筋を配筋しない場合の梁を N 梁、170 mm 間隔、85 mm 間隔で配置した梁をそれぞれ S170 梁、S85 梁とする。なお、せん断補強筋には D6 を用いている。軸方向鉄筋には D25 を使用し、上下端筋とも芯かぶり 50 mm の位置に配筋し、定着長を節約するために端部を厚さ 9 mm の定着鋼板に溶接し定着している。

表-1 には、試験体の静的設計値の一覧を示している。表中のせん断耐力 V_{usd} および曲げ耐力 P_{usd} はコンクリート標準示方書¹¹⁾に準拠して算出している。特に V_{usd} の値におけるコンクリートの分担するせん断耐力は上述の示方書に則して計算値の 70 % に低減して評価している。また、せん断余裕度 α は、 V_{usd} を P_{usd} で除した値である。N 梁、S170 梁に関しては、 $\alpha < 1.0$ であることから、本 RC 梁は、静载荷時には設計的にせん断破壊型で終局に至ることが想定され、S85 梁は α が 1 近傍となっていることより、静载荷時に曲げせん断破壊により終局に至るものと予想される。なお、各耐力値は表-2 および表-3 に示しているコンクリートおよび鉄筋の力学的特性値を用いて算出している。また、本実験に用いられた軽量コンクリートの比重は、表-2 に示されているように 1.83 であった。

本研究では、衝撃荷重载荷時における各せん断補強筋量を有する RC 梁の最大耐力を求めるために、別途実施した初速度および増分衝突速度を 1 m/s とする漸増繰り返し载荷実験結果を参考に終局点近傍の衝突速度を特定し、4 ~ 5 試験体を用いて衝突速度を変化させた単一载荷実験を実施し、終局耐力を決定している。なお、RC 梁の終局は、衝突速度を横軸に取り、最大支点反力を整理した場合に極大値を示す場合や、著しいコンクリート塊の剥落がある場合等を総合的に考慮して決定している。

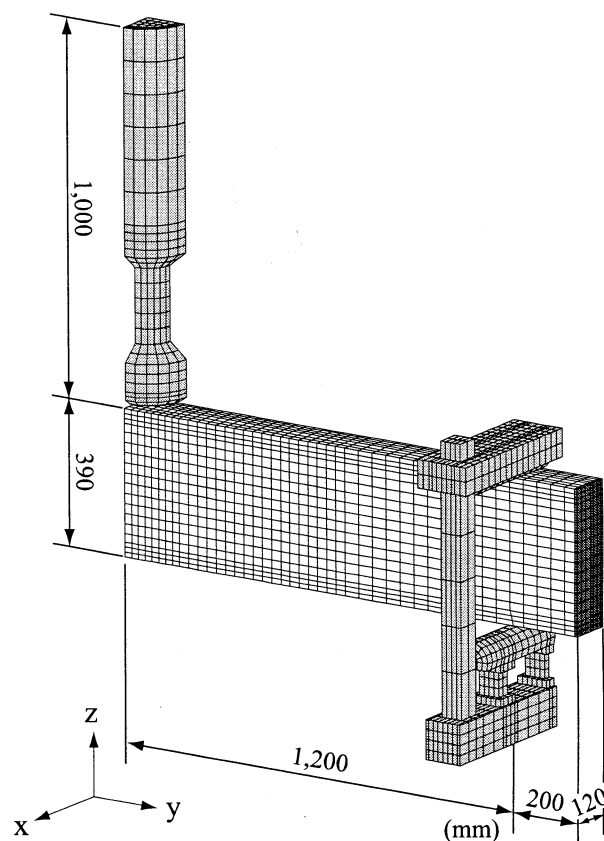
3. 数値解析概要

3.1 非線形衝撃応答解析コード

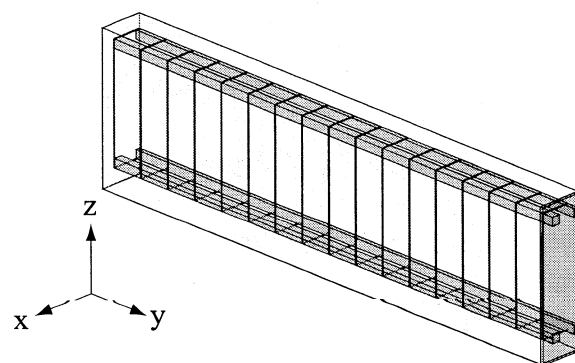
本数値解析に用いた構造解析プログラムは、前述のように解析手法に有限要素法を用いた非線形衝撃応答解析用汎用コード LS-DYNA (ver.970)¹²⁾ である。LS-DYNA は、構造物の大変形問題、衝突体と被衝突体との接触問題等の非線形問題を解析することが可能なコードである。本解析コードでは、運動方程式が中心差分に基づく陽解法により時間積分され、その時間間隔は Courant の条件を満足するようにコード内で決定されている。その他の LS-DYNA の詳細は文献 12) に譲る。

3.2 数値解析モデル

図-2 (a) には、一例として S85 梁に関する有限要素モデルを示している。解析対象は、実験装置の設置精度や試験体の形状寸法および物性上の均一さに多少の誤差が含まれているものと考えられるが、ここでは理想状態を仮定して簡略化し、RC 梁の対称性を考慮してスパン方向および断面方向に 2 等分した 1/4 モデルとした。適用した要素タイプは、解析時間の軽減を計るために、せん断補強筋を剛性、断面積、重量を等価とした梁要素を用い、その他の要素を全て 8 節点あるいは 6 節点の 3 次元固体要素とした。図-2 (b) には、一例



(a) 全体図

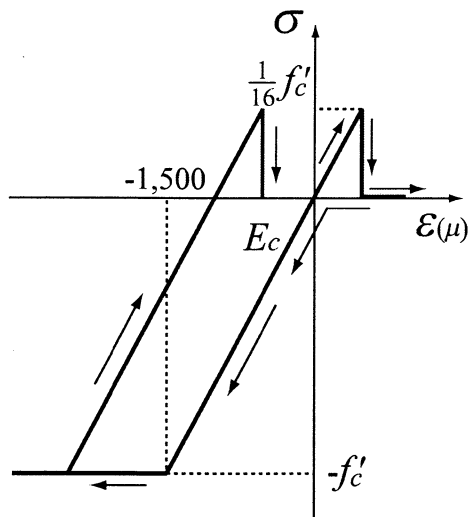


(b) 軸方向鉄筋およびせん断補強筋詳細図

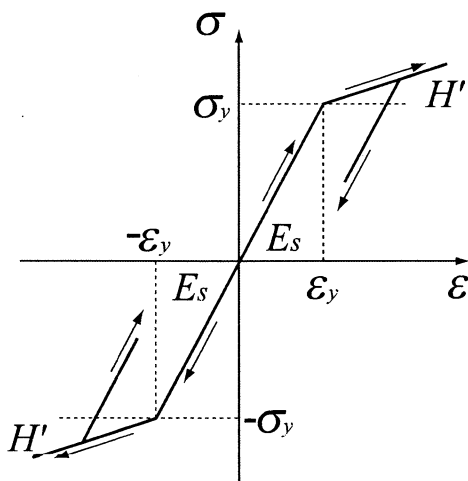
図-2 有限要素モデル (例: S85 梁)

として S85 梁に関する軸方向鉄筋およびせん断補強筋に関する有限要素モデルを示している。全節点数および全要素数は、図-2 に示す S85 梁の場合でそれぞれ 9,952, 8,120 である。なお、N, S170 梁の場合も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それぞれ N 梁が 9,952, 7,746, S170 梁が 9,952, 7,944 である。

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。また重錘部は、実形状に即し、全長 1.0 m で直径 230 mm の円柱状を



(a) コンクリート



(b) 鉄筋

図-3 材料構成則モデル

基本としてロードセル部を実際の重錘と同様な直径 107 mm に絞り込んだ形にモデル化し、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、ロードセルや跳ね上がり防止用具も含め、実構造に即してモデル化することとした。なお、支点の底部には、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。

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ため、解析精度を考慮して 8 点積分としている。

コンクリートと重錘および支点治具の要素間には、面と面との接触・剥離を伴う滑りを考慮した接触面を定義している。ここで定義している接触面は、2 面間の接触と分離に伴う解析が可能であり、特に接触の場合には摩擦も考慮でき、ペナルティ法を適用して接触反力が算定可能となっている。ただし、本解析の場合には

摩擦は考慮していない。また、コンクリートと軸方向鉄筋要素間、コンクリートとせん断補強筋間には、完全付着を仮定している。衝撃荷重は、重錘要素を RC 梁に接触する形で配置し、その全節点に設定した衝突速度を付加することにより発生させることとした。なお、全数値解析時間は、重錘が RC 梁に衝突した時点から RC 梁がほぼ定常状態に至るまでの 160 ms 間としている。また、各解析ケースにおける数値解析の時間間隔は、全解析ケースにおいてほぼ等しく 0.6 μs である。

3.3 材料物性モデル

図-3 には、本数値解析に用いたコンクリートおよび鉄筋の等価 1 軸応力-ひずみ特性を示している。これらの材料物性モデルは、コンクリートに関する引張強度 f_t の値を除き文献 8) の普通コンクリートを用いた曲げ破壊型 RC 梁の場合と同様である。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、LS-DYNA コード¹²⁾に組み込まれている。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、圧縮側に関しては、図-3(a) の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、引張側の破壊圧力において、圧縮強度に対する引張強度の割合は、表-2 に示すとおり普通コンクリートの場合より小さいことが分かる。本研究の場合における引張強度は、材料試験結果より圧縮強度の 1/22.5 となり、せん断補強筋のないせん断破壊型軽量コンクリート RC 梁に関する実験結果⁷⁾ (1/16) よりも小さい値となっている。これより、本研究では材料試験結果と上述の 1/16 の値も考慮して予備解析を実施し、最終的にせん断補強筋のないせん断破壊型軽量コンクリート RC 梁の場合と同様に引張強度を圧縮強度の 1/16 と設定し解析を行うこととした。なお、引張側の圧力は、要素内に生じる 3 方向の応力の平均値 ($\{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z\}/3$) として評価している。

また、本解析で対象としているような梁幅と重錘の径が類似である RC 梁の場合には、RC 梁は 2 次元的な挙動が卓越し 3 軸応力下における静水圧成分の増加による降伏応力の上昇や体積変化の影響が少ないものと推察される。さらに、類似の RC 梁に関する数値解析結果から、von Mises の降伏条件式を用いる場合と Drucker-Prager の降伏条件式を用いる場合で大差のないことが明らかになっていることより¹³⁾、本解析における降伏の判定には von Mises の降伏条件式を用いることとした。

(2) 鉄筋

図-3(b)には、軸方向鉄筋およびせん断補強筋に関する等価1軸応力-ひずみ特性を示している。軸方向鉄筋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_s およびポアソン比 ν_s には、表-3に示されている値を採用している。また、単位体積質量 ρ_s には公称値である $\rho_s = 7.85 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ を用いることとした。降伏の判定は、コンクリート要素と同様に von Mises の降伏条件に従うこととした。塑性硬化係数 H' は、弾性係数 E_s の1%と仮定している。

(3) 重錘、支点治具および定着鋼板

重錘と支点治具は、機械構造用炭素鋼鋼材 S45C 材を用いて加工している。特に、重錘先端部は焼き入れ処理も施している。また、定着鋼板には一般構造用圧延鋼材 SS400 材を用いている。これら全ての要素には、実験時に塑性変形が確認されていないことより、弾性体モデルを適用している。要素の弾性係数 E 、ポアソン比 ν 、単位体積質量 ρ には公称値を用いることとし、全部材で等しく、それぞれ $E = 206 \text{ GPa}$ 、 $\nu = 0.3$ 、 $\rho = 7.85 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ と仮定している。

(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や、衝突速度が比較的小さいことより、各材料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、予備解析を行い、RC 梁の最低次固有振動数に対して0.5%と仮定している。なお、粘性減衰定数は、重錘衝撃力波形や支点反力波形よりも変位波形の振幅への影響が大きいことより、特に変位振幅に着目して検討を行い決定している。

4. 解析結果および考察

4.1 重錘衝撃力、支点反力および変位波形

図-4には、各梁の重錘衝撃力 P 、支点反力 R および載荷点変位 D の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。ここでは、代表的な各2体ずつに着目して検討を行うこととする。

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者で非常に良く対応していることが分かる。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2波から成る分布性状を示している。

支点反力波形 R について見ると、数値解析結果と実験結果は負反力成分および最大応答値の発生時間の若干の誤差を除き、両者で比較的良く対応していること

が分かる。なお、衝撃初期の負反力成分に関しては、実験時には RC 梁の跳ね上がりを防止するために RC 梁上に設置している鋼梁を締め付けた状態で支点反力測定用ロードセルの初期化を行っていることにより、RC 梁が支点から浮き上がるまでは負反力の測定が可能になっている。一方、数値解析の場合には、実験時のような初期締め付け力を付加していないこと、および RC 梁下面一支点治具間に剥離と接触を伴う接触面要素を配置していることにより、負反力の評価は不可能になっている。しかしながら、梁支点部が上方に変位することは鋼梁によって確実に抑制されていることより、負反力が評価できないことによる他の応答への影響は小さい。

変位波形 D を見ると、N-V3.25/4.25、S85-V9.5 梁において除荷後の波形に両者で差が見られる。しかしながら、その他の梁の場合には立ち上がりから最大応答値までの波形性状は両者で良く対応していることが分かる。

なお、前述の3試験体の差異の要因としては、せん断補強筋を配筋していない N 梁の場合には、実験的には衝撃荷重載荷によってせん断ひび割れの発生とともに主鉄筋とコンクリート間の付着が切れスパン中央部のコンクリートと主鉄筋が分離し、梁の剛性が著しく低下するものと考えられる。しかしながら、本実験では主鉄筋として太径の D25 を用いていることにより鉄筋自体の曲げ剛性が大きいことや、せん断破壊であるため主鉄筋の降伏域がせん断ひび割れ発生域近傍に限定されることにより、あたかも梁の剛性が回復したように挙動し残留変位も小さく示される。これに対して、数値解析の場合には、実験時と同様に離散的なせん断ひび割れの発生や主鉄筋の付着を離散的に切ることができないために、梁の剛性は低下するものの梁自体は依然として一体化して挙動することとなり、従って残留変位が大きくかつ減衰も大きくなるものと推察される。

また、S85-V9.5 梁の場合には、実験的にはせん断補強筋が配筋されているものの入力エネルギーが大きいために著しいせん断ひび割れが発生しコンクリートが鉄筋に付着した状態でブロック化するため、梁全体として挙動するもののその剛性が著しく低下することとなり、除荷後の振動周期が著しく長くかつ残留変位も大きく示される。一方、数値解析的には、上述の N 梁の場合と同様に離散的なせん断ひび割れの発生や主鉄筋の付着を離散的に切ることができないために、梁の剛性は低下するものの梁自体は依然として一体化して挙動することとなり、結果として除荷後の振動周期が実験結果よりは小さく評価されたものと推察される。

これより、コンクリート片が剥落するような著しい破壊に至る場合を除き、本数値解析手法を適用することによって各応答性状を大略評価可能であることが明らかとなった。

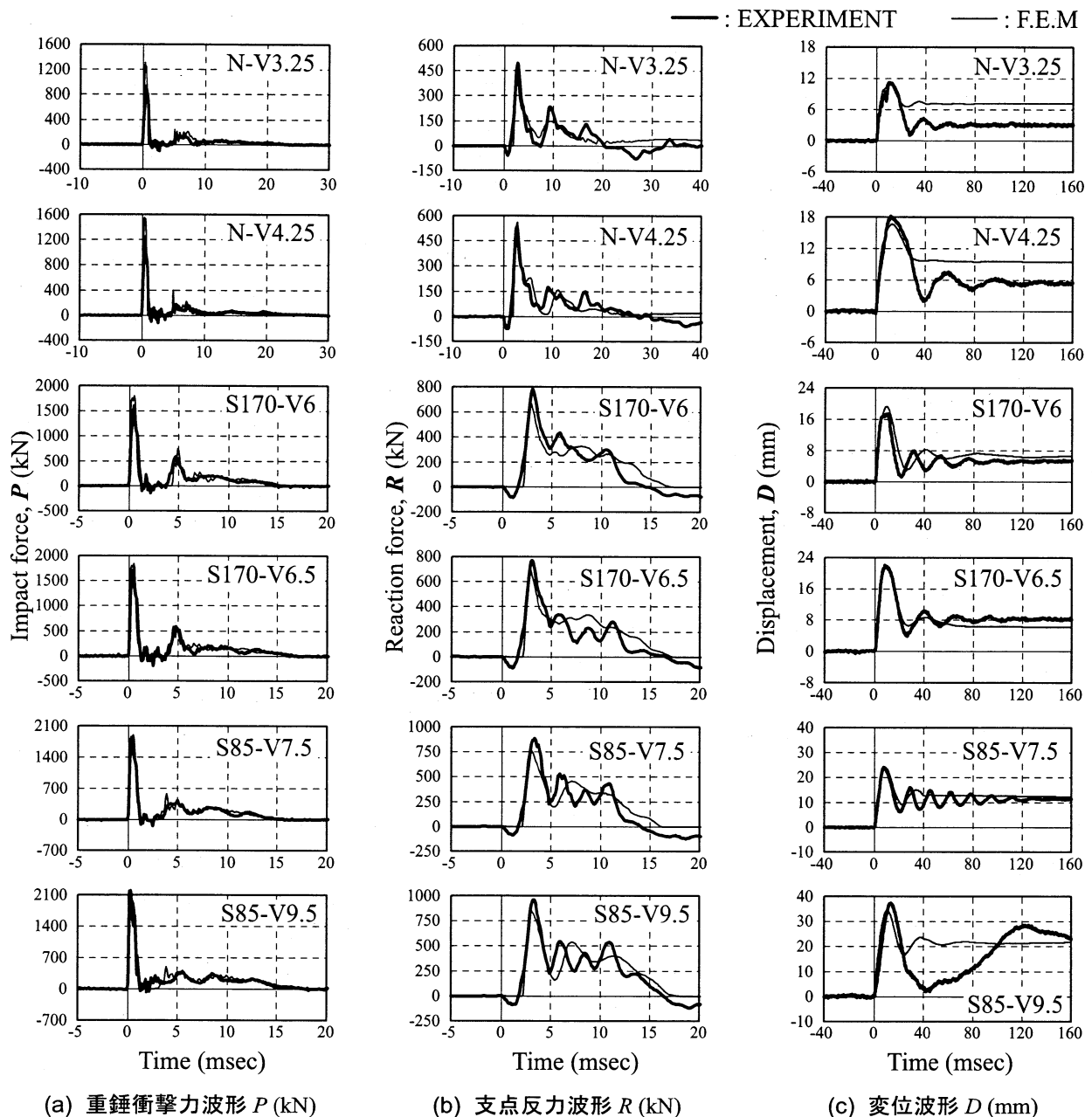


図-4 各応答波形の比較

4.2 各応答波形の最大応答値

図-5には、全試験体の重錘衝撃力、支点反力および変位に関する最大応答値を数値解析結果と実験結果で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。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。

図-5(a)の最大重錘衝撃力について見ると、耐力の小さなN梁に関しては、数値解析結果は実験結果よりも大きく評価する傾向を示している。また、S170、S85梁は耐力が上昇するにつれて、実験結果が解析結果を上回る傾向を見て取れる。しかしながら、その差はい

ずれの試験体の場合においても大略20%以下と比較的小さい。

図-5(b)の最大支点反力に関しては、せん断補強筋を有するS170梁、S85梁に関しては、実験結果が数値解析結果を上回り、せん断補強筋を配筋していないN梁に関しては、数値解析結果は実験結果よりも大きく評価する傾向を示している。しかしながら、その差も最大20%程度である。

図-5(c)の最大変位に関しては、梁下面支点近傍部からスパン中央部にかけて広い領域においてコンクリートの剥落がみられるN-V4.5梁を除き、数値解析結果と実験結果の誤差幅は10%以内であり、数値解析結果は比較的精度良く評価していることが分かる。

最大重錘衝撃力の誤差が最大変位のそれよりも大き

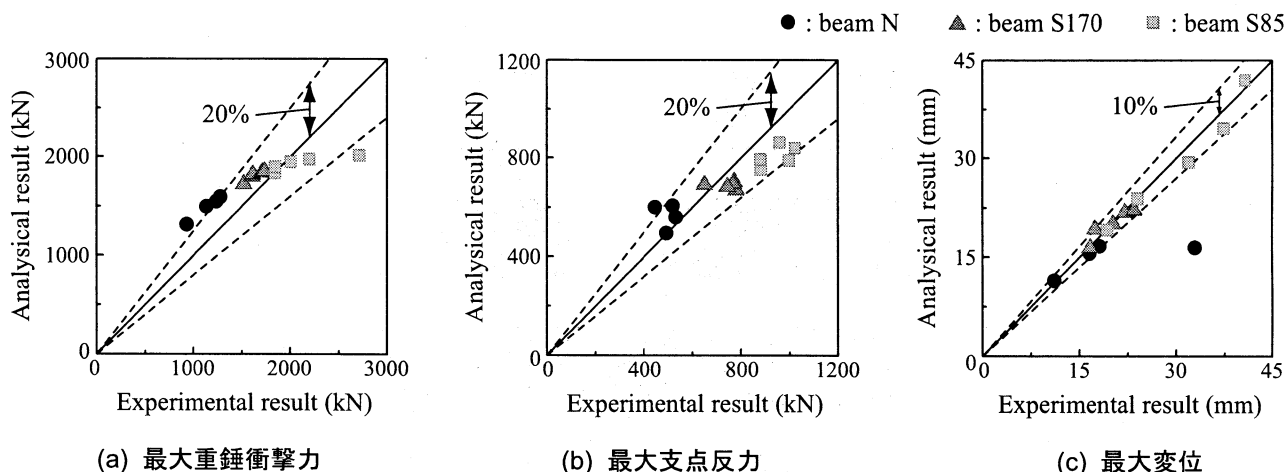


図-5 各最大応答値の比較

い要因としては、実験的には、1) RC 梁の重錘衝突近傍部の面が必ずしも完全に平坦ではないこと、2) 重錘衝撃力は、RC 梁にひび割れが発生している状況下での相互作用状態における応答値として計測されるが、そのひび割れも同一のパターンで発生するものではないこと、3) これに対して、変位測定は直接的であり、かつひずみの一度積分であることより感度的にもより鈍いこと、4) さらに、変位は、ひずみに比較して低次の応答値で低周波数成分が卓越することより、計測時の周波数的な精度も高いこと、等が上げられる。これに対して、数値解析的には、ひずみは、変位の一度微分の形で表されるため変位関数や要素分割に依存する部分があり、変位に比較して精度的に低下することが基本的な特性として上げられる。特に、最大衝撃力に着目する場合には、それが高周波数成分でかつ高振幅であることより、自ずと誤差も大きくなるものと推察される。

以上より、本数値解析手法を用いることにより、最大重錘衝撃力および最大支点反力は 20 % 程度以下の誤差幅で、最大応答変位に関してはコンクリートの剥離・剥落等を伴う著しい破壊に至る場合を除いて 10 % 程度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 第 1 主応力分布を用いたひび割れ分布評価

数値解析において、前述のコンクリート要素に関する材料構成則の仮定により、コンクリート要素に生ずる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、引張応力が零応力まで解放される。従って、コンクリート要素の第 1 主応力が零応力を示す場合には、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解析的ひび割れ分布予測と実験結果のひび割れ分布の比較を試みた。

過去の数値解析的研究⁹⁾から、実験終了後に観察されるひび割れ分布は、応答変位が最大応答値近傍に達した時点で形成されることが明らかとなっていることよ

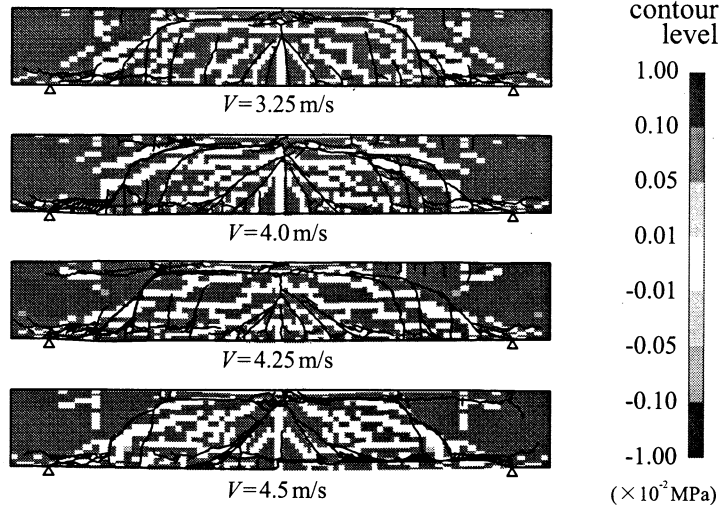
り、ここでもその結果を踏襲して検討を行うこととする。図-6 には、各梁の限界耐力出現近傍の各衝突速度時における最大変位発生時の第 1 主応力分布と実験終了後のコンクリートのひび割れ分布を合わせて示している。なお、数値解析は RC 梁の構造対称性と中央点载荷による変形の対称性を考慮して 1/2 スパンに対して実施していることより、図中のグレースケールの等色分布図はスパン中心軸に対して左右に展開して示している。また、ここでは零応力を強調し、ひび割れの発生領域が明瞭に示されるように等色応力レベルを設定している。すなわち、白色分布は第 1 主応力が零応力であることを表しており、载荷点近傍や下縁部等通常大きな応力が発生すると推察される領域において白色分布が示される場合には、ひび割れが発生していることを意味している。なお、黒実線は実験結果のひび割れを表しており、斜線部はコンクリートの剥離・剥落部を表している。

まず、実験結果のひび割れ分布を見ると、N 梁の場合には、衝突速度 $V = 3.25 \text{ m/s}$ 時より曲げひび割れの発生とともに载荷点から支点部に伸びるせん断破壊型特有のアーチ状のひび割れ、载荷点から斜め 45° 方向に伸びるひび割れが形成されている。その後、衝突速度の増大とともに、アーチ上のひび割れがより明瞭になると共に上下端筋に沿って進展する割裂ひび割れが確認できる。 $V = 4.5 \text{ m/s}$ 時には、支点近傍部からスパン中央部にかけて梁底面のかぶりコンクリートが大きく剥落し、終局に至っていることが分かる。

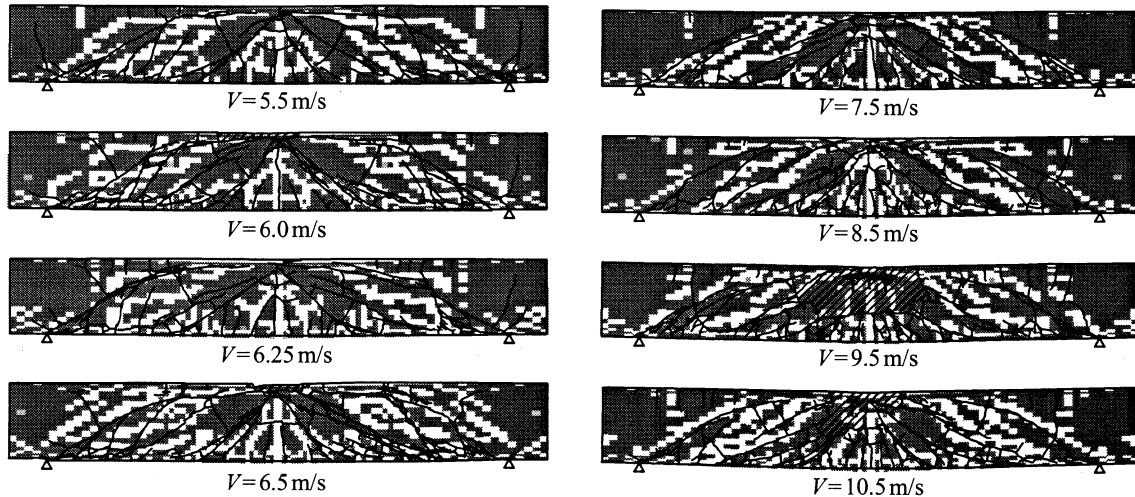
S170 梁の場合には、N 梁と同様に $V = 5.5 \text{ m/s}$ 時にアーチ状のひび割れおよび斜め 45° 方向へのひび割れが発生している。また、 $V = 6.25 \text{ m/s}$ 時にはアーチ状のひび割れの開口幅が大きくなっていることが見て取れる。しかしながら、N 梁に比べて衝突速度が大きいのに拘わらず上下端筋に沿った割裂ひび割れおよび著しいコンクリートの剥落は発生していない。

S85 梁の場合には、 $V = 7.5 \text{ m/s}$ 時にアーチ状のひび

▨ : debonded area of concrete after experiment



(a) N 梁



(b) S170 梁

(c) S85 梁

図-6 実験終了後のひび割れ分布と第1主応力分布図

割れや載荷点からの斜めひび割れが発生しているものの、その分布性状は細かく密になっていることが分かる。これはせん断補強筋を密に配置したことでRC梁が構造全体で抵抗したためであると推察される。しかしながら、 $V=9.5$, 10.5 m/s 時には、梁側面および上面のコンクリートが剥落し、既に終局に至っているものと判断される。

これに対して、数値解析結果は、実験結果に見られる曲げおよびアーチ状に進展するひび割れと下端に沿う割裂ひび割れは実験結果とよく対応して示されているが、N梁において発生しているような上端筋に沿う割裂ひび割れや剥離に至る挙動は精度よくは再現できていないことが分かる。現段階では、1) 上縁近傍部の要

素分割が上端筋に沿う割裂ひび割れを精度よく再現できるまでに至っていない可能性があること、2) ひび割れの発生に伴う引張力の解放は可能であるものの、ひび割れを離散的に発生させることが不可能であるため、この種の現象が抑制されている可能性があること、等の要因が想定されるが、詳細な検討は今後の課題としたい。

以上より、提案の数値解析手法に基づく解析結果は、ひび割れ分布に関しては曲げひび割れやせん断破壊型に特有のアーチ状のひび割れおよび下端筋に沿う割裂ひび割れは比較的精度良く予測可能であるが、上端筋に沿う割裂ひび割れの傾向は精度良くは予測できないことが明らかとなった。

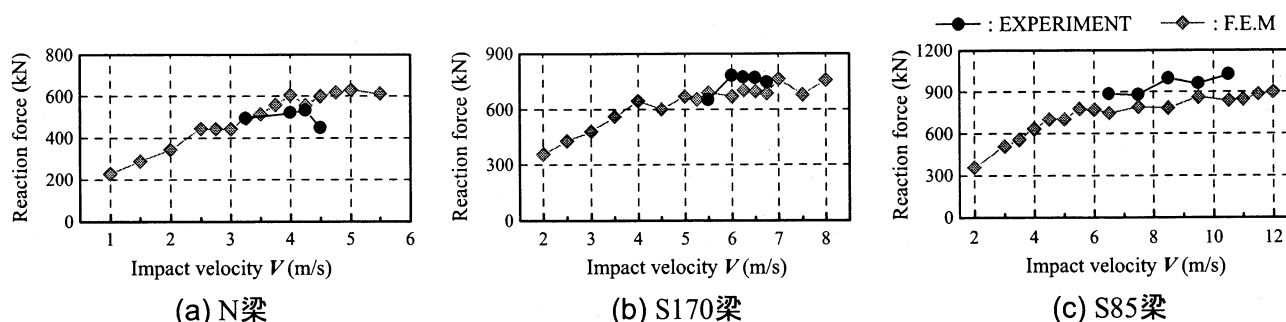


図-7 衝突速度と最大支点反力関係図

4.4 衝撃耐力評価

RC 梁の衝撃耐力は、現象的には入力荷重としての最大重錘衝撃力を用いて評価すべきであるものと判断される。しかしながら、1) 前述のように最大重錘衝撃力が衝撃初期に発生し、かつその値が梁の静的耐力の7～9倍程度に達することや、2) 重錘衝撃力波形と载荷点変位波形の位相が大きく異なるため、静载荷時の荷重-変位関係を準用した設計工学的な処理は不可能であるものと推察される。これに対して、著者らは、载荷点変位波形と支点反力波形の低周波成分が類似の性状を示していることを根拠に、支点反力波形を载荷荷重と仮定することにより静载荷時の荷重-変位関係と同様の取り扱いが可能であるとして、衝撃耐力を最大支点反力を用いて評価することを提案している¹⁰⁾。著者らの考え方に従えば、入力エネルギーに対応した設計静的耐力が算定可能となる。なお、RC 梁の衝撃耐力としていずれの応答値を用いて評価するかは、土木学会においても未だ提示されるに至っていないのが現状である。このような状況下、本論文においても上述の著者らによる考え方がより設計工学的であるものと判断し、衝撃耐力としてのせん断耐力を最大支点反力値を用いて評価することとする。

なお、せん断破壊型で終局に至る場合の衝撃耐力は、曲げ破壊型の場合と異なり斜めひび割れの開口やコンクリート塊の剥離・剥落状況も考慮して評価されなければならない。

このような背景のもと、図-7には、数値解析結果および実験結果の最大支点反力値に関して、重錘衝突速度 V を横軸に取って整理している。

まず、図-6のひび割れ分布を参考に実験結果に基づいて各梁の衝撃耐力を評価する。N 梁の場合には、図-7(a)より、最大支点反力は衝突速度の増加と共に増大し、 $V = 4.25$ m/s 時に極大となり、 $V = 4.5$ m/s 時に大きく低下していることが分かる。これは、図-6のひび割れ分布図からも明らかなように、 $V = 4.5$ m/s 時には梁下縁かぶりが大きく剥落して破壊に至っているためである。これより、 $V = 4.25$ m/s 時に最大耐力が発生しているものと推察される。S170 梁の場合には、衝突速度 $V = 6$ m/s 時に最大支点反力が極大値を示し、その

後徐々に減少している。図-6のひび割れ分布図より、 $V \geq 6.25$ m/s には著しい破壊には至っていないもののせん断ひび割れの開口幅も増大しており損傷が顕在化していることが分かる。これより、 $V = 6$ m/s 時の最大支点反力を最大耐力として評価できるものと考えられる。

一方、S85 梁の場合には、図-6のひび割れ分布図より、衝突速度 $V = 9.5$ m/s 時に梁断面より著しいコンクリートの剥落が見られ、最大支点反力も低下していることより、 $V = 8.5$ m/s 時に最大耐力が発生しているものと推察される。

これより、各梁の終局時の最大支点反力を衝撃耐力として評価すると、N 梁、S170 梁、S85 梁の場合には、それぞれ 533, 781, 999 kN として示される。

一方、数値解析結果からは、図-6の第1主応力分布図より、N 梁の場合には衝突速度 $V = 4.25$ m/s 時に载荷点から支点部までアーチ状のひび割れが広範囲に発生している。図-7から $V = 4.25$ m/s 時の最大支点反力が低下していることより、 $V = 4$ m/s 時の最大支点反力を衝撃耐力として評価できるものと判断される。

同様に、S170 梁、S85 梁の場合においても、それぞれ $V = 6.5$ m/s, 10.5 m/s 時にひび割れが広範囲に発生していることから、 $V = 6.25$ m/s, 9.5 m/s 時に終局に至ったものとして評価できるものと推察される。

これより、数値解析結果の衝撃耐力は N 梁、S170 梁、S85 梁に対して、それぞれ 606, 703, 863 kN として評価される。これらの値を前述の実験結果と比較すると、終局時の衝突速度は若干異なるものの、数値解析結果の衝撃耐力は 15% 程度以下の誤差内で評価可能であることが分かる。

以上より、軽量コンクリートを用いたせん断補強筋を有するせん断破壊型 RC 梁の衝撃耐力は、提案の数値解析手法を用いることで 1.15 程度の安全率を考慮して適切に評価可能であることが明らかとなった。

5. まとめ

本研究では、焼成人工軽量骨材を用いて比重を 1.83 とした軽量コンクリートを用い、せん断補強筋を有する静的にせん断破壊型で終局に至る RC 梁を対象に、既

往の研究にて提案された解析手法の適用性を検討することを目的に、同一形状でせん断補強筋量の異なる合計14体のRC梁を対象とした3次元有限要素法による弾塑性衝撃応答解析を行い、実験結果と比較する形で検討を行った。また、最大支点反力を用いることで衝撃耐力の算定を行った。本数値解析では、普通コンクリートを用いる場合に提案した数値解析手法を用い、コンクリートの引張強度を圧縮強度の1/16と仮定することにより実施している。なお、各材料のひずみ速度効果は考慮せず、また質量に比例する粘性減衰定数をRC梁の最低次固有振動数に対して0.5%としている。本研究の範囲で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、支点反力および変位波形はコンクリートが剥落するような著しい損傷に至る場合を除き、本数値解析手法により大略推定可能である。
- 2) 本数値解析手法を用いることにより、最大重錘衝撃力および最大支点反力は20%程度の誤差幅で、最大応答変位はコンクリートが剥落するような著しい破壊に至る場合を除き、10%程度の誤差幅で評価可能である。
- 3) 最大変位発生時の第1主応力分布図を用いることで、曲げひび割れやせん断破壊型に特有のアーチ状のひび割れ、下端筋に沿う割裂ひび割れ分布は比較的精度よく予測可能である。しかしながら、荷重点近傍上端筋に沿う割裂ひび割れやコンクリートの剥落は精度よく予測するまでには至っていない。
- 4) 最大支点反力を用いることで、1.15程度の安全率を考慮することにより衝撃耐力を評価可能である。

参考文献

- 1) 人工軽量骨材アサノライト，太平洋マテリアル(株)
- 2) 岡本享久，早野博幸，柴田辰正：超軽量コンクリート，コンクリート工学，Vol. 36，No. 1，pp. 48-52，1998。
- 3) 二羽淳一郎，岡本享久，前堀伸平：高品質軽量コンクリートの構造部材への適用，コンクリート工学，Vol. 38，No. 12，pp. 3-9，2002。

- 4) 竹本伸一，岸 徳光，安藤智啓，松岡健一：高性能軽量コンクリートを用いた曲げ破壊型RC梁の耐衝撃挙動，コンクリート工学年次論文集，Vol. 23，No. 3，pp. 1339-1344，2001。
- 5) 岸 徳光，安藤智啓，松岡健一，竹本伸一：高性能軽量コンクリートを用いた曲げ破壊型RC梁に関する弾塑性衝撃応答解析，構造工学論文集，Vol. 49A，pp. 1267-1277，2003。
- 6) 竹本伸一，岸 徳光，今野久志，松岡健一：軽量コンクリートを用いたせん断破壊型RC梁の耐衝撃性に及ぼすせん断スパン比の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25，No. 2，pp. 1831-1836，2003。
- 7) 岸 徳光，三上 浩，松岡健一，竹本伸一：軽量コンクリートを用いたせん断補強筋のないせん断破壊型RC梁の重錘落下衝撃挙動解析，構造工学論文集，Vol. 50A，pp. 1361-1372，2004。
- 8) 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。
- 9) 岸 徳光，三上 浩，安藤智啓，松岡健一：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，構造工学論文集，Vol. 48A，pp. 1555-1565，2002。
- 10) 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。
- 11) 土木学会：2002年制定 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]，2002。
- 12) John O Hallquist：LS-DYNA User's Manual，Livermore Software Technology Corporation，2001。
- 13) 土木学会：構造工学シリーズ15 衝撃実験・解析の基礎と応用，2004。

(2005年4月15日受付)