

論文 セン断補強筋の配置間隔を変化させたセン断破壊型軽量コンクリート RC 梁の重錘落下衝撃実験

竹本 伸一^{*1}・岸 徳光^{*2}・三上 浩^{*3}・今野 久志^{*4}

要旨：本研究では、セン断補強筋の有無およびその量を変化させた軽量コンクリートを用いたセン断破壊型 RC 梁の耐衝撃性状を検討することを目的として、セン断補強筋量を3種類に変化させて静載荷実験および衝撃荷重載荷実験を実施した。検討の結果、1) セン断補強筋を増加させることにより、梁の破壊モードはセン断破壊型から曲げ破壊型へ移行する。2) 梁の動的応答倍率はセン断補強することで低下するが大略2程度である。また、セン断補強筋による分担耐力の動的応答倍率は1.7程度でありほぼ同等である。3) 最大支点反力比はセン断補強筋量にほぼ比例して増大することが明らかとなった。

キーワード：耐衝撃性、軽量コンクリート、セン断補強筋、重錘落下衝撃実験

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、新しい材料の開発およびその適用性に関する検討が盛んに行われるようになってきた。このうち、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（以後、軽量コンクリート）がある。現在では比重1.2～1.9の高性能軽量コンクリートの開発が行われ¹⁾、従来型の軽量コンクリートに比べて耐久性、耐震性に優れた構造物の設計、施工が可能となった。しかしながら、軽量コンクリートを用いたRCやPC構造部材の静的・動的耐荷性状や疲労耐久性に関しては、未だ不明な点が多い。

このようなことから、軽量コンクリートの実用化を目指して、梁や柱部材に関する静的な曲げおよびセン断耐荷性状に関する実験的・解析的研究が一部の機関で実施されている^{2), 3)}。一方、耐衝撃性に関する研究も、矩形RC梁を対象に著者らによって実施されている⁴⁾。その結果、1) 曲げ破壊型の場合の動的応答性状や耐衝

撃性は普通コンクリートを用いる場合と同程度であること、2) 数値解析的には、実測値の引張強度を用いることにより、普通コンクリートを用いる場合と同様の手法で解析可能であること⁵⁾、3) セン断補強筋の無いセン断破壊型RC梁の終局時の最大支点反力に対する静的セン断耐力の比（動的応答倍率）は2.3前後、吸収エネルギー比は0.7程度になること⁶⁾、4) コンクリートの引張強度を圧縮強度の1/16程度とすることでセン断補強のないRC梁の耐衝撃挙動解析が大略可能であること⁷⁾等が明らかになっている。これより、軽量コンクリートを用いたRC梁の衝撃曲げ耐力は普通コンクリートを用いる場合と同様実務的に算定可能となっている。一方、衝撃セン断耐力を算定するためにはコンクリートと鉄筋による分担力のみならず、セン断補強筋による分担力も明確にする必要がある。

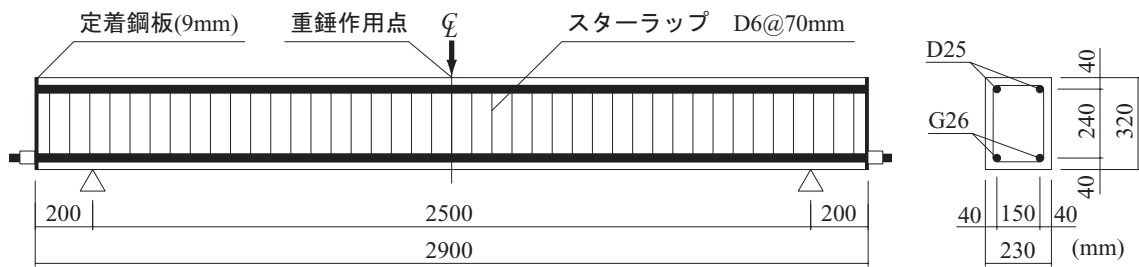
このような観点より、本研究ではセン断補強筋を配置した場合における軽量コンクリートRC梁の衝撃セン断耐荷性状を明らかにすることを目的に、セン断補強筋量を変化させた場合の重錘落下衝撃実験を実施した。（写真-1）

*1 ドーピー建設工業(株) 北海道本店統括部長 (正会員)

*2 室蘭工業大学 工学部建設システム工学科教授 工博 (正会員)

*3 三井住友建設(株) 技術研究所 主席研究員 博(工) (正会員)

*4 (独) 北海道開発土木研究所構造研究室主任研究員 博(工) (正会員)



図－1 試験体概要図 (LW70)

表－1 試験体の一覧

試験体名	せん断補強筋の有無とその間隔 (mm)	せん断補強筋比 P_s	計算静的せん断耐力 V_{usc} (kN)	計算静的曲げ耐力 P_{usc} (kN)	せん断余裕度 α	実測静的せん断耐力 P_{us} (kN)	実せん断余裕度 α'	衝突速度 V (m/s)
LW0	無し	0	98.8	393.4	0.25	140.5	0.36	3, 3.25, 3.5, 4
LW140	140	0.197	172.4		0.44	291.6	0.74	5.5, 5.75, 6, 6.5
LW70	70	0.393	246.0		0.63	385.5	0.98	7.5, 7.75, 8, 8.5

表－2 軽量コンクリートの配合一覧

W / C (%)	s / a (%)	単位量 (kg / m ³)				混和剤 (c × %)	スランプ (cm)	空気量 (%)
		W	C	S	G	高性能 AE		
55.0	46.0	152	276	869	529	0.400	9.0	4.5

G: 膨張頁岩人工軽量骨材

表－3 軽量コンクリートの力学的特性値

材齢 (日)	圧縮強度 f'_c (MPa)	弾性係数 E_c (GPa)	ポアソン比 ν_c	比重
59	38.4	22.9	0.19	1.88

表－4 鋼材の力学的特性値

鋼材種類	材質	降伏強度 σ_y (MPa)	弾性係数 E_s (GPa)	ポアソン比 ν_s
G26	SBPD	1049	206	0.3
D25	SD345	382		
D6	SD295A	335		

2. 実験概要

2.1 RC 梁の形状寸法および実験方法

図－1には、軽量コンクリート (Light-Weight Concrete) を用いた RC 梁 (以後、LW 梁) の形状寸法および配筋状況を示している。本実験に用いた試験体は、断面 (梁幅×梁高) が 230 × 320 mm の複鉄筋矩形 RC 梁である。上端鉄筋には D25 を用い、下端鉄筋にはせん断耐力よりも曲げ耐力を大きくするために直径 26 mm の総ネジ PC 鋼棒 (ゲビンデスターブ) (以下、G26) を用いている。本研究では、せん断補強筋を配置しない場合の他、D6 のせん断補強筋を有効高さの 1/2, 1/4 として 140 mm, 70 mm 間隔で配置し、せん断補強筋量を変化させた 3 種類、全 12 体で実験を実施した。

衝撃実験は、リバウンド防止用治具付の支点

治具上に設置した RC 梁のスパン中央部に所定の高さから一度だけ重錘を自由落下させる単一載荷法により実施している。治具全体は回転のみを許容するピン支持に近い構造である。重錘は質量 400 kg で載荷点部直径が 150 mm の円柱状鋼製重錘であり、その底部には片当たりを防止するために 2 mm の球状のテーパが施されている。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) 波形である。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。

なお、本論文では衝撃荷重載荷時のせん断破壊型 RC 梁において、除荷後の残留変位が小さく未だ残存耐力を有している場合においても、



写真-1 衝撃実験状況

割裂ひび割れ等によってコンクリート片が剥離剥落し大きな損傷を受けている場合には終局に至っていると定義することとする。

2.2 RC 梁の静的設計値

表-1には本実験に用いた試験体の一覧を示している。試験体名は軽量コンクリートを表す LW とせん断補強筋の配置間隔 (mm) を組み合わせて示している。表中の計算静的曲げ耐力 P_{usc} および静的せん断耐力 V_{usc} は、土木学会コンクリート標準示方書⁸⁾ (以後、示方書) に基づき算定している。各試験体は、せん断余裕度が $\alpha (= V_{usc} / P_{usc}) < 1.0$ であることより、静載荷時には設計的にせん断破壊することが予想される。なお、 V_{usc} 値は示方書に基づき計算値の 70% に低減して評価している。また、表中には別途実施した静載荷実験結果の実測せん断耐力 P_{us} および P_{us} を P_{usc} で除して算定した実せん断余裕度 $\alpha' (= P_{us} / P_{usc})$ も合わせて示している。実測せん断耐力 P_{us} は計算せん断耐力 V_{usc} の 1.4 ~ 1.7 倍となっている。また、表-2、表-3 および表-4には、軽量コンクリートの配合一覧、コンクリートおよび鋼材の力学的特性値を示している。

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 RC 梁の重錘衝撃力 P 、支点反

力 R および変位 δ に関する各種応答波形を示している。なお、時間軸は重錘衝撃力が励起した時点をも 0 ms として整理した。

図より、重錘衝撃力波形 P は各梁とも衝突速度 V にかかわらず衝撃初期に振幅が大きく継続時間が 1.5 ms 程度の第 1 波とその後の振幅が小さく継続時間の比較的長い第 2 波からなる分布性状を呈していることが分かる。

支点反力波形 R は、各梁ともに継続時間が 8 ~ 18 ms 程度の三角形波と周期の短い波形が合成された分布性状を示している。なお、せん断補強筋比が大きくなるほど、三角形波は台形状あるいは正弦半波状に近づく傾向を示している。これは、せん断補強筋比が大きいほどせん断耐力が大きくなるため、曲げのモードが支配的となる応答が卓越するためと推察される。

変位波形 δ は、LW0 梁を除いて正弦減衰波状の波形性状を示している。LW0 梁は $V = 3.5$ m/s において既に大きな変位が残留し、ほとんど振動状態を示していない。このことから、 $V = 3.5$ m/s において著しく塑性化していることがうかがえる。一方、LW140/70 梁では、 $V = 6$ m/s 以上の衝突速度においても振動状態を示し、残留変位も少ないことから、梁としては未だ全体応答が可能な状態であることが分かる。

3.2 支点反力-変位履歴曲線

図-3には、各梁の R - δ 曲線を示している。LW0 梁の $V = 3.5$ m/s の場合には、せん断破壊型特有の三角形分布を示している。 $V = 4$ m/s では $V = 3.5$ m/s 時よりも底辺が広く残留変位が大きい三角形分布を示し、かつ除荷後の支点反力零近傍における変位振幅も小さくなっていることより、破壊がより著しい状態であることが分かる。LW140 梁の $V = 6$ m/s の場合には、衝撃初期に三角形分布を示すものの、せん断補強筋の効果によって後続の波形が励起し、その後変位は原点近くにまで復元している。衝突速度を増加させた $V = 6.5$ m/s の場合の結果を $V = 6$ m/s の場合の結果と比較すると、 $V = 6.5$ m/s では衝撃初期の立ち上がり勾配が多少ゆ

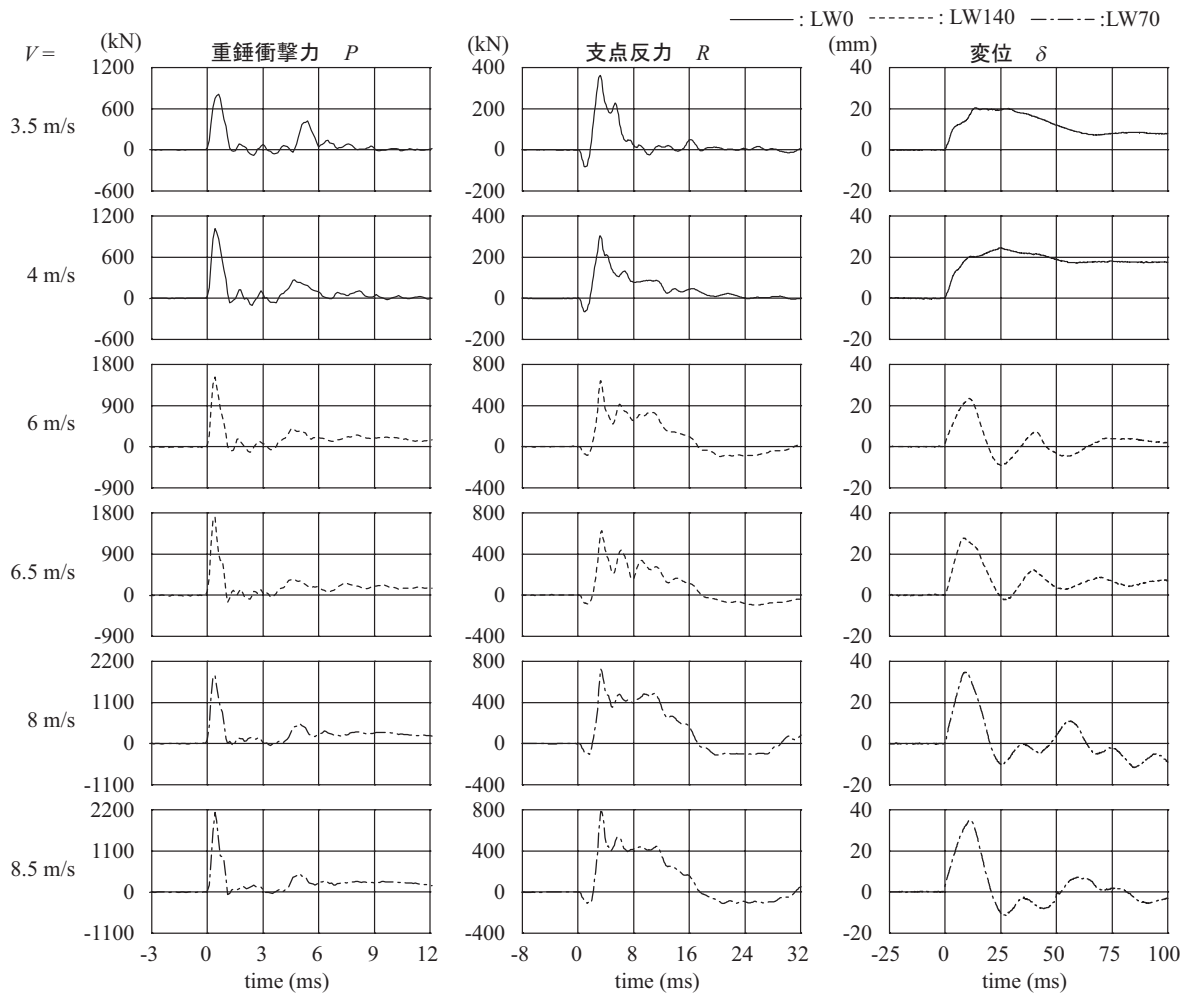


図-2 各種応答波形

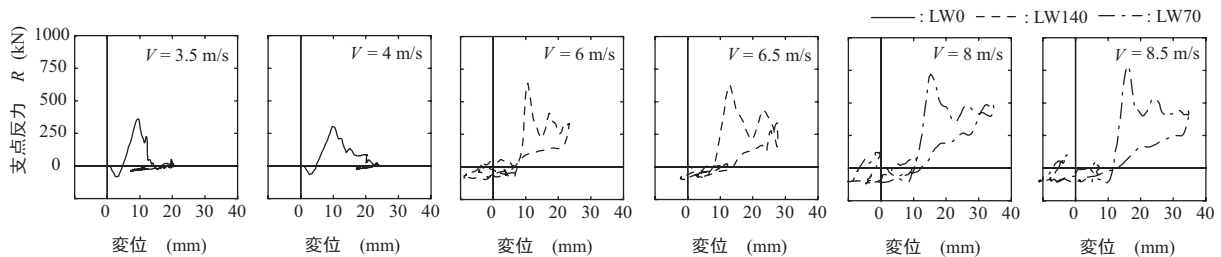


図-3 支点反力-変位履歴曲線

るやかとなり、衝撃荷重除荷後の残留変位が大きくなっていることから、塑性化が進行していることが推察される。LW70 梁の $V = 8 \text{ m/s}$ 、 8.5 m/s の場合には、LW140 梁の $V = 6 \text{ m/s}$ 、 6.5 m/s の場合とほぼ同様な分布性状を示している。

3.3 ひび割れ分布性状

図-4 には、実験終了後におけるひび割れ分布性状を衝突速度 V 毎に示している。LW0 梁の場合には、荷重点部から支点部へと進展するアーチ状のせん断ひび割れが発生している。こ

のひび割れは衝突速度 V が増加するにつれて顕在化し、 $V = 3.5 \text{ m/s}$ 以降では下縁かぶりコンクリートが剥落しており、脆性的なせん断破壊に至っていることが分かる。一方、せん断補強筋を有効高さの $1/2$ 間隔に配置した LW 140 梁の場合には、荷重点部から支点部へ向けてアーチ状および斜めひび割れが発生していることが確認できる。また、ひび割れは LW0 梁に比べて梁全域に分散している。 $V = 6.5 \text{ m/s}$ では荷重点部および下縁かぶり部のコンクリートが大きく

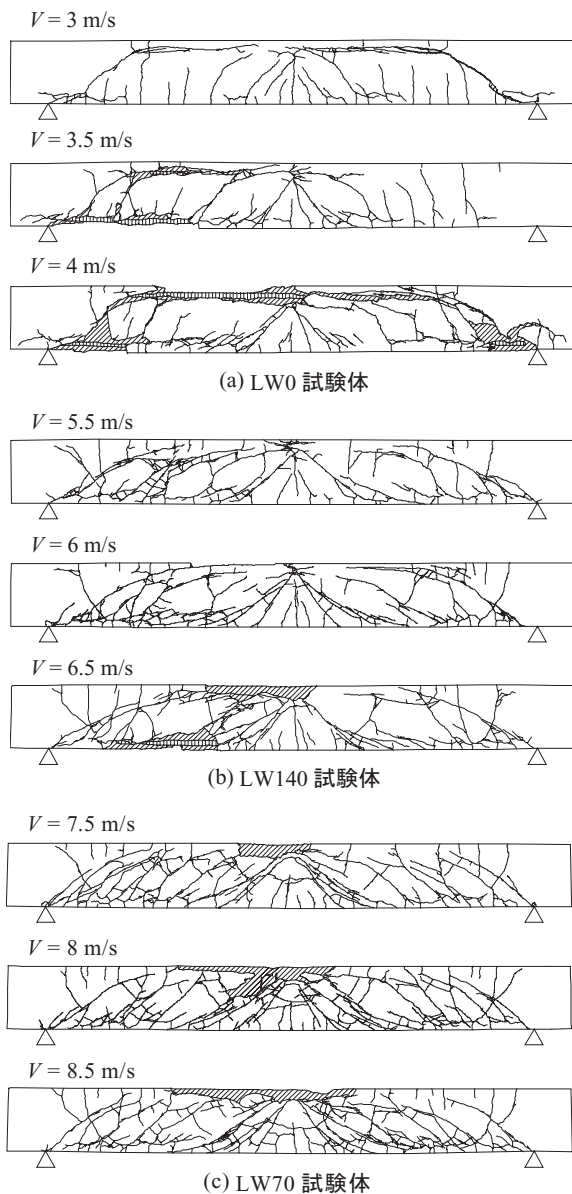


図-4 実験終了後のひび割れ分布性状

剥落している。この様なひび割れ性状を示しているものの、応答変位波形は正弦減衰波状を示し、かつ除荷過程において変位が大きく復元している。これは、主鉄筋に縦ネジ PC 鋼棒を用いていることより、未だ著しい塑性状態に至っていないためと推察される。せん断補強筋を有効高さの 1/4 間隔に配置した LW70 梁の場合には、载荷点部からアーチ状および斜めひび割れが多数発生し、衝突速度 V の増加とともに梁上縁コンクリートの剥落範囲が広がる傾向にある。また、LW0/140 梁と比較すると、LW70 梁では下縁かぶりコンクリートの剥落が見られない。これは、せん断補強筋が PC 鋼棒に沿った

割裂ひび割れの進展を抑制しているためと考えられる。なお、LW70 梁も LW140 梁と同様に、応答変位波形や支点反力-変位履歴曲線からは、PC 鋼棒が未だ著しい塑性状態に至っていないことが推察される。本論文では、コンクリートの剥落等の損傷度合も考慮して、LW140, LW70 梁に関して、各々 $V = 6.5 \text{ m/s}$, $V = 8.5 \text{ m/s}$ 時点を終局とみなして以後の考察を進めることとする。一方、LW0 梁の終局は、応答変位波形や履歴曲線およびひび割れ性状から、 $V = 3.5 \text{ m/s}$ と設定した。

3.4 せん断補強筋による衝撃耐力向上効果の検討

表-5 には、LW0/140/70 梁の終局衝突速度を $V = 3.5/6.5/8.5 \text{ m/s}$ 時点とした際の、最大支点反力および別途実施した静载荷実験により得られた実測静的せん断耐力を示している。なお、LW140/70 梁に関してはせん断補強筋による動的・静的分担耐力を併せて示している。また、図-5 には動的応答倍率および最大支点反力比と衝突速度 V の関係を示している。図-5 (a) から、動的応答倍率 R_{ud}/P_{us} はせん断補強筋量が増加すると小さくなる傾向にあることが分かる。これは、支点反力-変位履歴曲線でも見られたように、せん断補強筋を配筋することによりひび割れが分散してせん断破壊型のモードが緩和され、靱性に富んだ挙動を示すためと考えられる。それに対して、せん断補強筋の分担耐力に関する動的応答倍率 R_{sd}/P_{sd} は補強筋量にかかわらず、同程度の値を示している。また、図-5 (b) から、せん断補強筋を配筋した梁の LW0 試験体を基準とした最大支点反力比は、せん断補強筋量に対応してほぼ線形に増大していることが分かる。

4. まとめ

本研究では、せん断補強筋の有無およびその量を変化させた軽量コンクリートを用いたせん断破壊型 RC 梁の耐衝撃性状について実験的に検討を行った。なお、実験は実測せん断余裕度が 0.36 から 0.98 の梁を対象として行った。本

表-5 終局時における各梁の静的・動的最大応答値等の一覧

試験体名	衝撃実験		静載荷実験		支点反力に関する動的 応答倍率 R_{ud}/P_{us}	せん断補強筋の 分担耐力の動的 応答倍率 R_{sd}/P_{sd}	最大 支点 反力比
	最大 支点反力 R_{ud} (kN)	せん断補強筋 の分担耐力 R_{sd} (kN)	実測静的 せん断耐力 P_{us} (kN)	せん断補強筋 の分担耐力 P_{sd} (kN)			
LW0-3.5	361.9	-	140.5	-	2.57	-	1
LW140-6.5	628.2	266.3	291.6	151.1	2.15	1.76	1.74
LW70-8.5	785.0	423.1	385.5	245.0	2.04	1.73	2.17

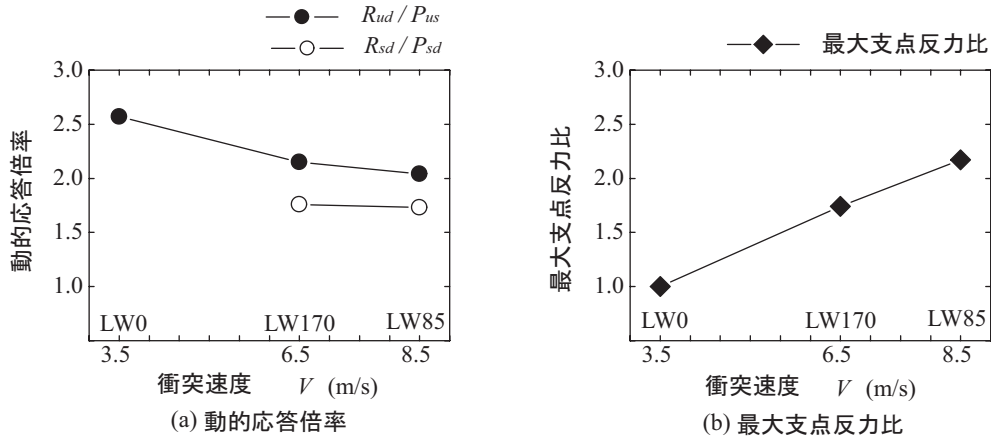


図-5 終局時における動的応答倍率および最大支点反力比

研究の範囲内で得られた結果を整理すると以下の通りである。

- (1) せん断補強筋量を増加させることによりひび割れが分散して発生し、せん断破壊型のモードが緩和され靱性に富んだ挙動を示す。
- (2) 支点反力に関する動的応答倍率はせん断補強筋量の増大に伴って低下するが大略2程度である。また、せん断補強筋の分担耐力に関する動的応答倍率は1.7程度であり補強筋量の影響はほとんどない。
- (3) 最大支点反力比はせん断補強筋量にほぼ比例して増大する。

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, 1998.1
- 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, 2000.12

- 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, 2001.6
- 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, 2003.3
- 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, 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, 2004.3
- 8) コンクリート標準示方書(2002年制定) 構造性能照査編, 土木学会, 2002