

ビニロン短繊維により補強した軽量コンクリート L 型部材の力学性能

Mechanical behavior of L-shaped members using lightweight concrete reinforced by vinylon short fibers

伊藤 始*, 岩波光保**, 横田 弘***

Hajime Ito, Mitsuyasu Iwanami, Hiroshi Yokota

* 工修 独立行政法人港湾空港技術研究所 構造強度研究室 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬 3-1-1)
(前田建設工業株式会社 技術研究所)

** 工博 独立行政法人港湾空港技術研究所 構造強度研究室 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬 3-1-1)

*** 工博 独立行政法人港湾空港技術研究所 構造強度研究室長 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬 3-1-1)

This paper examines the mechanical behavior of L-shaped lightweight concrete structure reinforced by vinylon short fibers by experimental loading tests and nonlinear finite element analyses. The loading test was carried out focusing on the joint between slab and front wall by applying cyclic loads. Great improvement on load carrying capacity and ductility of the test structure was achieved by mixing vinylon short fibers in concrete. The fracture energy of concrete was confirmed to be improved by mixing vinylon short fibers. The analytical results agreed well with the test results, and subsequently the optimal volume percentage of fibers in the concrete was discussed taking into account its fracture mechanics characteristics.

Key Words: vinylon short fiber, lightweight concrete, fracture energy, joint of members

キーワード: ビニロン短繊維, 軽量コンクリート, 破壊エネルギー, 部材接合部

1. はじめに

近年, 設計や施工の合理化を図ることを目的として, コンクリートに用いられる骨材を軽量なものに代えて, コンクリートの重量を軽減する試みがいくつかの構造物で行われている。橋梁においては, 上部工を軽量化することで, 地震時の慣性力の減少によるコスト縮減を可能にした大規模実施工が実現している¹⁾。

港湾構造物においては, 軽量骨材の高性能化にともなうコンクリートの力学性能や耐久性能の改善により, 実構造物への適用が検討されるようになった²⁾。港湾構造物のうち, 軽量化することで合理化が図られる構造物として, 防波堤ケーソンや係船岸用の L 型ブロックなどが考えられる³⁾。防波堤ケーソンでは, 製作ヤード, フローティングドックや運搬用の重機を小型化できることや地盤への影響を軽減できることが主なメリットである。

L 型ブロックは, 従来, 比較的小さな水深で用いられ, 軽量化のメリットは少なかった。しかしながら, 阪神・淡路大震災においてケーソンの滑動や沈下などの被害が発生したことを機に, 耐震性の優れた L 型ブロックを大水岸壁にも使用することが検討されている。L 型ブロックは, 浮力を利用して運搬が可能なケーソンに比べ, 大水深化・大型化にともなう重量増加の影響は大きく, 軽量化によるコスト縮減の効果は大きいと考えられる。

軽量コンクリートは, 独立空隙型の高性能人工軽量骨材の採用により, 従来のものに比べ力学性能および耐久性が向上することが確認されているが, 依然として普通コンクリートと比較して, 引張強度やせん断強度が劣る⁴⁾。そのため, 普通コンクリートと同様の設計をした場合, 部材の耐荷性や耐震性が低下する恐れがある。特にケーソンや L 型ブロックに見られる床版やフーチングと側壁との接合部付近が力学性能上の弱点となることが懸念される。

本論文では, 軽量コンクリートを用いた構造物の部材接合部を対象として, 短繊維の混入による力学性能の改善効果を破壊性状や力学性能を載荷実験⁵⁾により把握する。あわせて, 破壊力学特性値により短繊維補強の効果を表現した有限要素解析により改善効果を検証した結果を述べる。

2. 部材接合部の載荷実験

短繊維の混入による力学性能の改善効果を検討するために, 普通コンクリート, 軽量コンクリート, 短繊維を混入した軽量コンクリートの 3 種類のコンクリートを使用して, L 型ブロックの床版と側壁の接合部をモデル化した試験体を作製し, 一方向繰返し荷重を作用させる載荷実験を行った。

2.1 使用材料

(1) 軽量骨材

軽量骨材は、中国・黄河の堆積物を原材料とする高性能人工軽量骨材である。その物性を表-1に示す。

(2) ビニロン短繊維

短繊維には主に鋼繊維と合成繊維の2種類があり、本研究では合成繊維のうちビニロン短繊維を用いた。ビニロン短繊維は、鋼繊維に比べ体積混入率を同一とした場合の補強効果は劣るものの、密度が小さいためコンクリートの分離抵抗性が良く、コンクリート質量の増加を抑えることが可能である。また、作業性や耐食性にも優れている。さらに、合成繊維の中においても引張強度が強く、コンクリートとの付着性や耐アルカリ性に優れている。実験に用いたビニロン短繊維は、直径0.66mm、長さ30mmのものである。その物性を表-2に示す。

(3) コンクリートの配合

コンクリートは、普通重量のコンクリートと軽量コンクリートを使用し、配合強度を基準として配合を決めた。使用したコンクリートは、セメント種を普通ポルトランドセメント、配合条件を普通コンクリートではスランプ18cm、空気量4.5%、粗骨材最大寸法20mm、軽量コンクリートではスランプフロー450mm、空気量5.5%、粗骨材最大寸法15mmとした。単位体積質量は、普通コンクリートが2290kg/m³、軽量コンクリートが1770kg/m³である。示方配合を表-3に示す。短繊維は、体積比（外割り）で0.5%あるいは1.0%混入した。

(4) 材料試験結果

コンクリートの圧縮試験および割裂試験より求めたコンクリート強度を表-4に示す。コンクリート強度試験は、材齢28日と91日に行った。部材接合部の載荷実験は材齢91日以降に実施し、曲げ試験は材齢34日～50日の期間に実施した。コンクリートの養生は、試験体と同様の環境条件で行った。なお、軽量コンクリート・混入率0.5%は、載荷実験の試験体には使用していないが、後述する曲げ試験で使用するため、強度試験結果をあわせて示す。また、鉄筋の引張試験結果を表-5に示す。鉄筋の材質はSD345とした。

2.2 実験方法

(1) 実験ケース

実験ケースは、表-6に示す3ケースである。試験体名は、基準試験体として普通コンクリートを使用したLN-0、軽量コンクリートのみを使用したLL-0、軽量コンクリートの補強のために短繊維を体積混入率（以下、単に混入率とした場合は体積混入率を示す。）1.0%で混入したLL-1とした。

(2) 試験体寸法および配筋

本実験に用いた試験体の寸法および配筋を図-1に示す。同図には、鉄筋に貼付したひずみゲージの位置をあわせて示す。試験体は、壁部の幅350mm、床版部の高さ400mm

表-1 軽量骨材の物性値

項目	単位	物性値
絶乾密度	g/cm ³	1.18
24時間吸水率	%	2.69
寸法	mm	5～15

表-2 短繊維の物性値

項目	単位	物性値
直径	mm	0.66
標準長	mm	30
繊維度	dtex*	4440
アスペクト比	—	45.5
密度	g/cm ³	1.3
引張強度	N/mm ²	880
ヤング係数	kN/mm ²	29.4

*1dtex：糸長10000mの糸質量が1gであること

表-3 コンクリートの配合

コンクリート種類	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m ³)			
			水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G
普通	53.2	47.8	181	340	833	940
軽量	45.0	47.3	165	367	823	413

*混和剤：普通—AE減水剤 0.85kg/m³

：軽量—高性能AE減水剤 5.14kg/m³

表-4 コンクリート強度試験結果

コンクリート種類	短繊維混入率 vol.%	強度試験結果 上段：材齢28日、下段カッコ内：91日		
		圧縮強度 f'_c N/mm ²	ヤング係数 E_c kN/mm ²	割裂強度 f_t N/mm ²
普通	0.0	37.0 (34.8)	28.6	2.29 (2.57)
軽量	0.0	29.0 (32.0)	17.9	2.08 (2.24)
	0.5	48.0 (50.0)	22.0	2.22 (2.97)
	1.0	37.5 (42.6)	21.0	1.99 (2.65)

表-5 鉄筋引張試験結果

用途	種類	降伏強度 f_y N/mm ²	引張強度 f_u N/mm ²	ヤング係数 E_s kN/mm ²
壁部	D19	384	561	189
床版部、ハン部	D13	383	557	183

として、接合部には高さ 200mm、幅 200mm のハンチ、高さ 600mm のフーチングを設けた。ハンチおよびフーチングには鉄筋が配置してあり、その鉄筋は壁部における反対側の主鉄筋位置で折曲げ加工した。そのため、引張側の接合部から高さ 180mm までの区間では、主鉄筋とフーチング筋の折曲がり部が平行して配置された状態である。試験体の奥行きは 1100mm として、鉛直方向鉄筋はその間に 150mm 間隔で配置した。

(3) 載荷方法および計測方法

載荷方法と計測位置を図-2に示す。載荷は、地震時の背面土圧を模擬して、接合部から高さ 1600mm の壁部頭部に水平荷重を一方方向に繰返しとして作用させた。鉄筋降伏時の載荷点での水平変位を δ_y として、その整数倍で変位を増加させ、それぞれ 3 回ずつの載荷および除荷を繰返した。荷重がピーク荷重の 5 割を下回った時点で終了した。計測は、荷重、水平変位、鉛直変位、鉄筋ひずみ、コンクリートひずみ、ひび割れ幅について行った。図-2に示すように、水平変位は、載荷点から床版部にかけて計測した。鉄筋ひずみは、図-1に示す位置で、引張主鉄筋、圧縮主鉄筋、ハンチ筋で計測した。

2.3 実験結果

(1) 荷重—変位関係

図-3に各試験体の荷重—変位関係の包絡線を示す。同図には降伏変位 δ_y と $3\delta_y$ の時点もあわせて示す。変位は、載荷点水平変位から床版部の水平変位を差し引いた値である。図中には等価応力ブロックを仮定して求めた試験体の計算耐力を示した。その際、ハンチ筋は接合部において 45° 方向のみ有効であるとして計算した。

LN-0 および LL-0 の最大荷重は、計算耐力とほぼ一致した。LL-1 は、最大荷重が計算耐力を 38kN 程度上回った。各ケースともコンクリートの圧壊により急激に荷重が低下したが、その変位は、LN-0 で 62mm、LL-0 で 54mm、LL-1 で 60mm であった。

(2) 破壊形態

図-4に $3\delta_y$ 時のひび割れ状況を示す。図中のグリッドは、100mm ピッチである。試験体の破壊形態は、LN-0 では、初めに接合部および接合部より高さ 300mm の位置で曲げひび割れが卓越し、鉄筋降伏後、ひび割れ図の状況に達した。変位を 14mm 進めた後、接合部の圧縮縁コンクリートが圧壊し、接合部より高さ 900mm の引張縁からせん断ひび割れが発生し、荷重が最大荷重の 5 割を下回った。

表-6 実験ケース

試験体名	コンクリート種類	単位体積質量 (t/m^3)	短繊維混入率 (%)
LN-0	普通	2.29	0.0
LL-0	軽量	1.77	0.0
LL-1	軽量	1.77	1.0

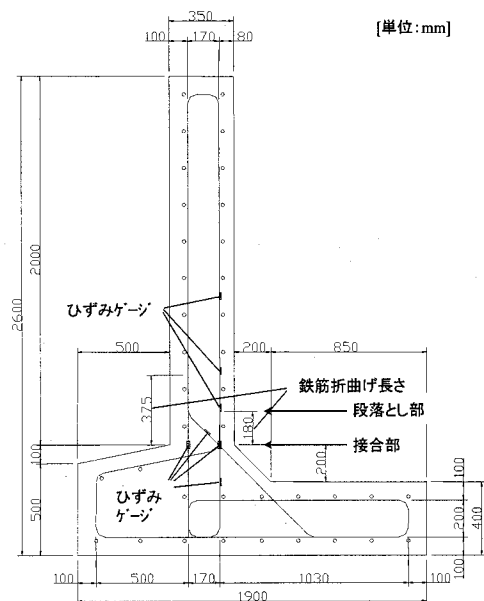


図-1 試験体寸法および配筋

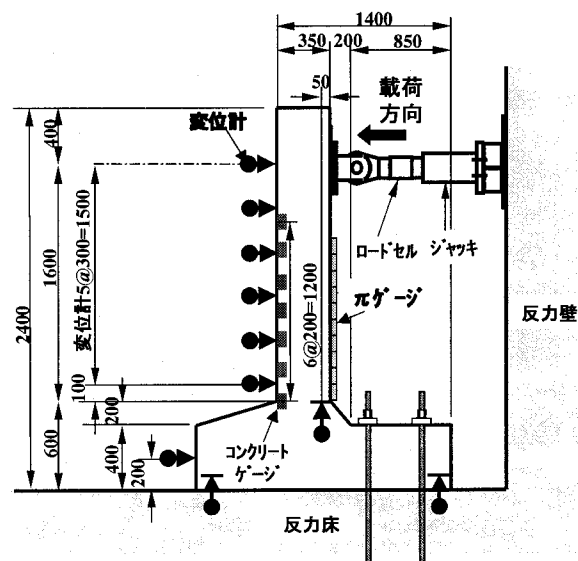


図-2 載荷方法および計測位置

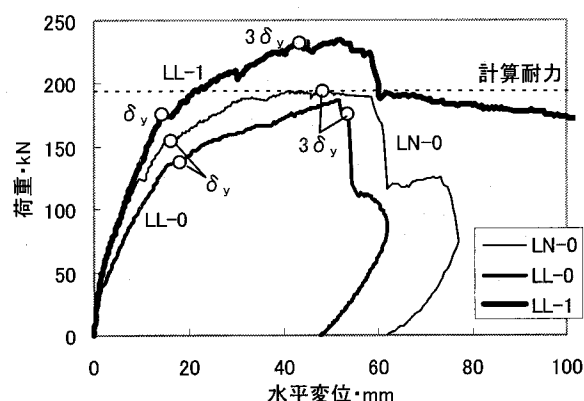


図-3 荷重—変位関係の包絡線

LL-0 では、接合部と接合部から高さ 250mm の位置で曲げひび割れが卓越し、鉄筋降伏後、ひび割れ図の状況に達した。変位を 1mm 程度進めた後、接合部の圧縮縁コンクリートが圧壊した。それと同時に接合部より高さ 650mm の引張縁からせん断ひび割れが発生し、荷重が最大荷重の 5 割を下回った。

LL-1 では、接合部および接合部から高さ 150, 350mm の位置で曲げひび割れが卓越し、鉄筋降伏後、ひび割れ図の状況に達した。変位を 17mm 進めた後、圧縮縁コンクリートが圧壊し、荷重が低下した。

2.4 軽量コンクリートの使用および短繊維の混入が破壊性状に与える影響

(1) 耐荷性

前述の荷重—変位関係で示したように、短繊維無混入の試験体に比べ、短繊維補強コンクリートの試験体では、最大荷重が計算耐力を大きく上回った。この最大荷重の増加は、短繊維が主鉄筋にかかる引張力を分担し、主鉄筋のひずみを低減したためと考えられる。

(2) ひび割れ分散性

図-5 に π ゲージを用いて計測したひび割れ幅の分布を示す。グラフは各ケースともに $3\delta_y$ 時のひび割れ幅である。LN-0 において、高さ 50mm では、計測をしておらず値を示していない。また、ひび割れ幅が π ゲージの測定限界である 4mm を超えたものについては、値を 5mm として表示した。

LN-0 では高さ 250, 550, 850mm の 3 箇所ではひび割れ幅の増加が見られたのに対して、LL-0 と LL-1 では高さ 50mm を除いて 6 箇所でこの現象が見られた。また、LN-0 と LL-0 では、高さ 250mm の 1 箇所ではひび割れ幅が 4mm を超えていたのに対して、LL-1 では 150mm と 350mm の 2 箇所ではひび割れ幅が 2mm 程度であった。結果として、軽量コンクリートが普通コンクリートに比べひび割れが入りやすく、短繊維を混入することでひび割れ幅の拡大を抑制できることが確認された。軽量コンクリートにひび割れが入りやすかった原因は、割裂強度が小さかったためと考えられ、短繊維の混入によるひび割れ幅の抑制は短繊維が引張力を負担したことに伴い、主鉄筋のひずみが低減したためと考えられる。

(3) 塑性領域の分散性

図-6 に引張側主鉄筋に貼付したひずみゲージで計測したひずみの分布を示す。鉄筋の降伏ひずみは 2032×10^{-6} である。同図において、鉄筋ひずみが 0.010 を超えたものは 0.010 と表した。鉄筋降伏時の載荷点での水平変位 δ_y 時において、LN-0 および LL-1 のひずみは、高さ 0~400mm で降伏ひずみに近い値を示している。それに対して、LL-0 では、高さ 200mm のみが降伏ひずみに近い値である。

$3\delta_y$ 時において、LN-0 では高さ 0mm と 400mm で鉄筋が降伏しており、200mm では降伏しなかった。LL-0 では δ_y 時と同様に高さ 200mm のみで鉄筋が降伏しており、

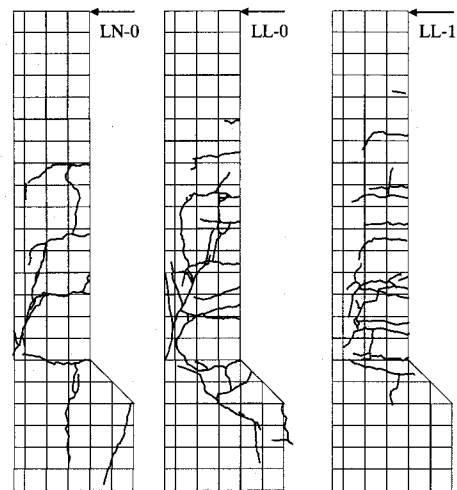


図-4 ひび割れ発生状況 ($3\delta_y$ 時)

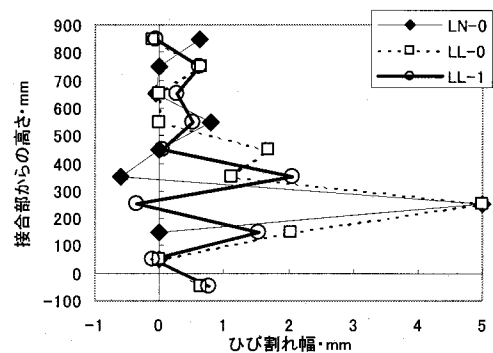


図-5 ひび割れ幅の分布 ($3\delta_y$ 時)

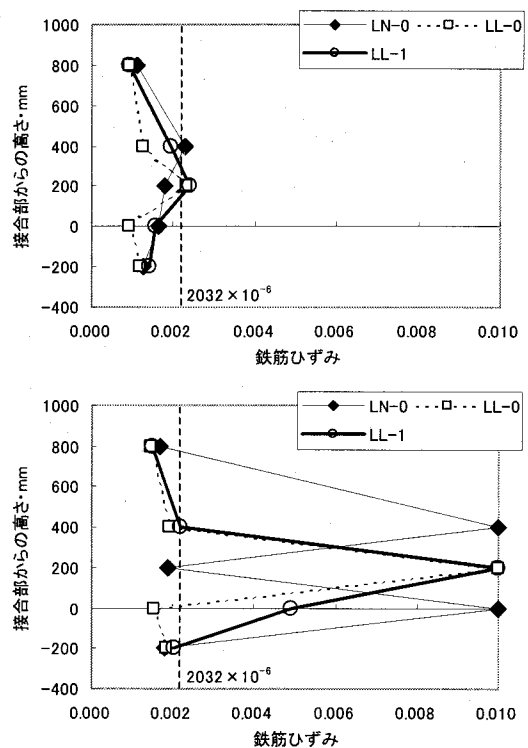


図-6 鉄筋ひずみ分布 (上: δ_y 時, 下: $3\delta_y$ 時)

LL-1 では0~400mmの区間で降伏した。部材の曲げモーメントが最大となる接合部で、LL-0およびLL-1における鉄筋ひずみが最大とならなかった原因は、接合部から高さ180mmまでの区間では、主鉄筋とフーチング筋の折曲がり部が平行して配置されているためと考えられる。結果として、塑性領域はLL-0で最も小さくなった。これはLL-0のひび割れ幅が1箇所のみで拡大したこと起因したと考えられる。また、LL-1の結果より、軽量コンクリートに短繊維を混入し、短繊維に引張力を負担させることで、塑性領域の拡大が可能であることが確認された。

(4) じん性

ここでは、部材のじん性を各ケースの終局変位により考察する。終局変位は荷重が最大荷重に達した後、降伏荷重を下回った時点における変位とした。各ケースの終局変位は、図-7に示すようになり、LL-1が最も大きくなった。

LL-0は、LN-0に比べて、①塑性領域が局所化したことに加え、②コンクリートの圧壊とほぼ同時にせん断破壊が発生したことにより、終局変位が小さくなったものと推測される。LN-0に比べ、LL-0のせん断破壊が小さい変位で発生したことについて、軽量コンクリートのせん断強度は、コンクリート標準示方書・性能照査設計編⁹⁾(以下、示方書と記す)において普通コンクリートの70%の値を用いて設計することとなっており、一般に普通コンクリートに比べ小さい。今回の試験体を示方書にしたがって計算した場合、LL-0のせん断余裕度(計算せん断耐力を計算曲げ耐力で除した値)は1.90であるのに対して、LN-0のせん断余裕度は2.81と1.5倍となっており、軽量コンクリートを用いたLL-0がせん断破壊を起こしやすいのは妥当な結果である。

LL-1は、上述した軽量コンクリート単体の場合の短所である①塑性領域の局所化、②せん断強度が小さいことの2項目を改善し、加えて、③圧壊時のコンクリートの剥落を抑制し、圧壊後もコンクリートに圧縮力を負担させ、じん性をより向上させたと考えられる。

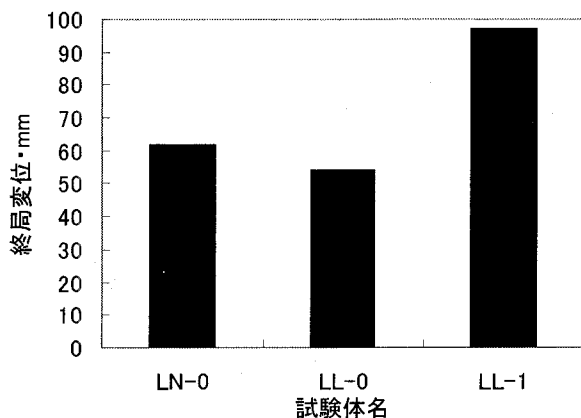


図-7 終局変位

2.5 載荷実験のまとめ

今回の実験で軽量コンクリートを用いた場合、塑性領域の分散性およびじん性は、普通コンクリートに比べ劣ることが確認された。軽量コンクリートを使用する際には、これらの項目が要求性能を満足せず、補強の必要がある場合には、短繊維による補強が有効であり、混入率で1.0%混入することで、普通コンクリートよりもさらにこれらの性能を向上できることが確認された。

3. 有限要素解析を用いた短繊維補強効果の検証

3.1 検証の概要

(1) 検証方法

部材接合部の載荷実験によりビニロン短繊維による軽量コンクリートの補強の有効性が確認された。しかしながら、実用に際しては構造物の形状寸法が様々であるため、解析により補強効果を確認した上で、適用することが考えられる。

また、実際の施工に際して、短繊維が必要以上に混入される場合や、設計上必要のない部分まで混入される場合に不経済になることが考えられる。そのため、混入率を変化させた解析を行い、耐荷性やじん性を比較することで適切な混入率を選定する。また、力学的な条件が厳しい接合部に近い部分だけに短繊維を混入したコンクリートを打設し、接合部からある程度離れた部分には無混入のコンクリートを打設することを考え、打継面の高さすなわち短繊維の混入高さを変えた解析を行い、経済的な混入高さを選定する。ここでの混入高さは、壁と床版の接合部からの高さである。

解析ケースは、軽量コンクリートを対象として、混入率を0.0%から1.0%まで0.2%刻みで変化させた6ケース、混入高さを接合部から0mmから1000mmまでを200mm刻みで変化させた6ケース、合計12ケースを実施した。

解析は、2次元有限要素解析プログラムを用いて行った。短繊維補強コンクリートでは、解析結果が破壊力学特性値に大きく左右されるため、破壊エネルギーおよび引張軟化モデルを国際材料構造試験研究機関連合(RILEM)の方法に準拠した曲げ試験⁷⁾の結果より求め、コンクリートのひび割れ発生後の挙動を表現した。また、短繊維補強コンクリートは、圧縮側の軟化挙動も普通コンクリートと異なることが知られており⁸⁾、圧縮強度試験により応力ゼロ時のひずみを求め、圧縮側の軟化域を表現した。

(2) 解析方法

解析に用いた要素特性は、コンクリートには平面応力要素、鉄筋には埋込鉄筋要素を使用して、鉄筋とコンクリートの付着は、完全付着とした。コンクリートと鉄筋の材料物性は、基本的に実験値を用いた。コンクリートのポアソン比は0.2を用いた。コンクリートの応力-ひずみ関係は、図-8a)に示すモデルを使用した。破壊規準は、Kupferの2軸破壊規準を用いた。引張側におけるひび割

れ発生後の応力—ひずみ関係には、後述する引張軟化モデルを使用した。ひび割れ後のせん断剛性は、ひび割れに垂直なひずみの増大により低減させた。鉄筋の応力—ひずみ関係は、図-8 b)に示すように、ひずみが0.1に達したときに応力が引張強度に達するひずみ硬化を考慮したモデルを使用した。

試験体は、図-1に示した断面に対して図-9に示すようにモデル化した。载荷は、フーチング下面を鉛直および水平方向固定、PC鋼棒位置の上部を鉛直方向固定、PC鋼棒位置の下部を水平方向固定として、壁部頭部の水平変位を増加させることで行った。要素寸法は100mm程度とした。

3.2 RILEM法に準拠した曲げ試験

(1) 実験概要

試験ケースは、部材接合部の载荷実験に用いた普通コンクリート、軽量コンクリート、短繊維を1.0%混入した軽量コンクリートの3種類の他に、混入率0.0%と1.0%を補間する目的で混入率0.5%の軽量コンクリートを加えた4ケースとし、各ケース5体の試験を行った。試験体の形状寸法および载荷方法を図-10に示す。試験体寸法は、100×100×840mmとして、スパン中央に幅5mm、深さ50mmのスリットを設けた。载荷方法は、支点間距離を800mmとして、支間中央一点载荷とした。両支点と载荷点において鉛直変位を測定し、リガメント部（切欠きの上側部分）でπゲージを用いてひび割れ幅を測定した。

(2) 荷重—変位関係

図-11に荷重—変位関係の一例を示す。ここでは、各ケースにおいて破壊エネルギーが中央値となった試験体の結果を示した。上下の図は、横軸の範囲を0-2mmと0-20mmに変化させた同一のものである。

軽量コンクリート・混入率0.0%試験体では、普通コンクリートに比べ、最大荷重が若干低いものの、その後の変位に対する荷重変化は、同様の傾向となった。短繊維を混入していない試験体の荷重は、ひび割れ発生荷重（最大荷重）に達した後、急激に低下し、変位が1.0mm程度となった時点で荷重が0.0Nとなった。それに対して、短繊維を混入したものは、ひび割れ発生後も荷重は急激に低下せず、軽量コンクリート・1.0%では変位20mmにおいても100N程度の荷重を保持した。

(3) 破壊エネルギー

破壊エネルギーは、曲げ試験により得られた荷重—変位関係により以下の式を用いて求めた⁹⁾。

$$G_F = (W_0 + W_1) / A_{lig} \quad (1)$$

ここに、 G_F ：破壊エネルギー（N/m）

W_0 ：試験体が破壊するまでの荷重—変位曲線下の面積（N・m）

W_1 ：試験体の自重がなす仕事（N・m）

A_{lig} ：リガメントの面積（m²）

CEB-FIP Model Code90において、破壊エネルギーは、次式で与えられている。この式を用いて、圧縮強度の影響を考慮することとした。

$$G_F = G_{F0} (f'_c / f_{cm0})^{0.7} \quad (2)$$

ここに、 G_{F0} ：粗骨材最大寸法に依存する破壊エネルギーの基本値（N/m）

f'_c ：コンクリートの圧縮強度（N/mm²）

f_{cm0} ：定数（=10N/mm²）

式(2)を書きかえると、以下のようになる。

$$G_{F0} = G_F (f'_c / f_{cm0})^{-0.7} \quad (3)$$

図-12に破壊エネルギー G_F とその基本値 G_{F0} を示す。基本値には、直線により近似した式もあわせて示している。短繊維を混入した試験体の破壊エネルギーおよび破壊エネルギーの基本値は、短繊維無混入のものに比べ大きくなり、破壊エネルギーの基本値は、混入率の増加に比例して、増加した。

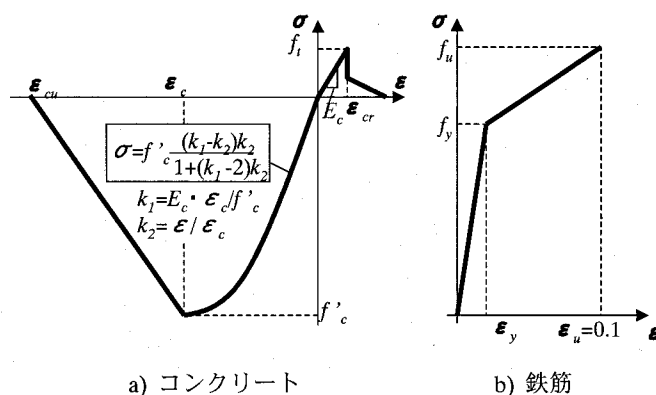


図-8 コンクリート・鉄筋の応力—ひずみモデル

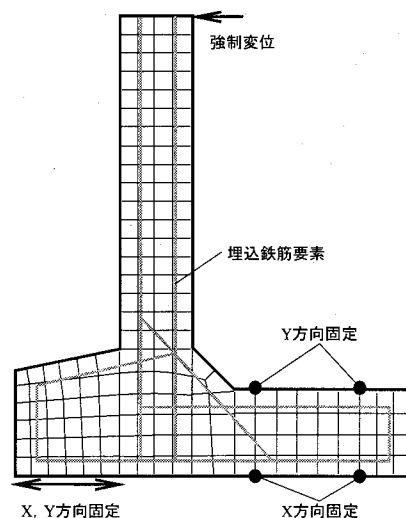


図-9 解析に用いた要素分割と境界条件

3.3 引張軟化モデル

(1) 引張軟化曲線の算定

引張軟化曲線は、修正 J 積分法⁷⁾にしたがって算定した。図-13に軽量コンクリートの混入率 0.0%と 0.5%の引張軟化曲線の算定結果を示す。算定曲線は、試験体 5 体分の曲線を示した。図には後述する近似モデル (1/4 モデル) の結果も示した。算定結果ごとのバラツキはあるものの、混入率 0.0%では開口ひび割れ幅が 0.2mm で軟化応力が 0.0N/mm²となるのに対して、混入率 0.5%では 0.2mm 以降も応力を保持する結果となった。

(2) 引張軟化曲線のモデル化

引張軟化曲線は、解析に導入する際に単純化する必要がある。一般には、単純化のために 2 直線による近似法が用いられる。短繊維を混入していないコンクリートには、図-14に示すブレイクポイント (折曲がり点、以下 B.P.と記す) を軟化開始応力の 4 分の 1 にする「1/4 モデル」が用いられることが多い。しかしながら、今回の短繊維補強コンクリートの引張軟化曲線には、1/4 モデルが適合しなかったため、単純化の手法を再検討する。

本研究では、短繊維補強したコンクリートの引張軟化曲線は混入していないコンクリート (以下、ベースコンクリートと記す) の引張軟化曲線に短繊維の効果を足し合わせることで表現できると仮定してモデル化を試みた。図-14に示した短繊維補強コンクリートの第 1B.P.は、引張軟化曲線の傾き、すなわち応力増分をひび割れ増分で除した値がベースコンクリートの 1/4 モデルにおける第 1 勾配を初めて下回った点とした。これは、短繊維補強コンクリートの第 1 勾配がベースコンクリートのそれとほぼ同様であると考えたためである。この点における軟化応力とひび割れ幅の平均値を第 1B.P.の軟化応力とひび割れ幅とした。

第 2B.P.の軟化応力は、ひび割れ幅がベースコンクリートで軟化応力 0.0N/mm²となる応力の平均値とした。第 2B.P.以降のモデルは π ゲージの測定限界 2mm に達するまで応力がほとんど低下しなかったため、破壊エネルギーに一致する開口ひび割れ幅まで応力を一定とした。

近似モデルを軟化開始応力および混入率で整理すると図-15および図-16の関係が得られた。なお、図-15における近似式は 1/4 モデルにしたがった混入率 0.0%の応力割合を第 1B.P.で 0.25、第 2B.P.で 0.0 として算定した。各 B.P.と軟化開始応力の比は、短繊維混入率とほぼ直線関係となった。第 1B.P.のひび割れ幅は、軟化開始応力と直線関係となった。これは、軟化開始応力が大きいほどその時点で解放されるひずみが大きく、それにとまってひび割れ幅が大きくなったためと考えられる。

以上のように近似モデルを求めたが、解析プログラムの制約により、短繊維補強コンクリートに導入可能な引張軟化モデルは、第 1B.P.と第 2B.P.の 2 点を直線で結び、それ以降は軟化応力がゼロとなるモデルとする必要がある。そのため、近似モデルを修正することで解析用のモ

デルとした。モデルの修正は、図-14に示したようにベースコンクリートでは B.P.を、短繊維補強コンクリートでは第 1 および第 2B.P.を用いて、破壊エネルギーが影付きの部分に等しくなるように定めた。

短繊維の混入率をパラメータとする解析においては、引張軟化モデルを変化させることで表現した。以下に本研究で用いたモデルの算定方法を整理する。

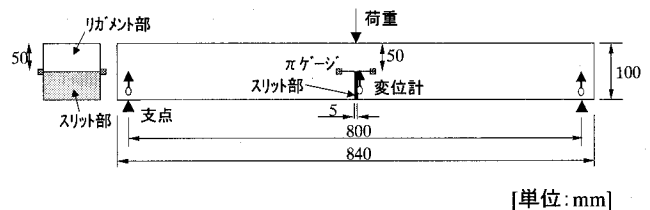


図-10 RILEM 法に準拠した曲げ試験

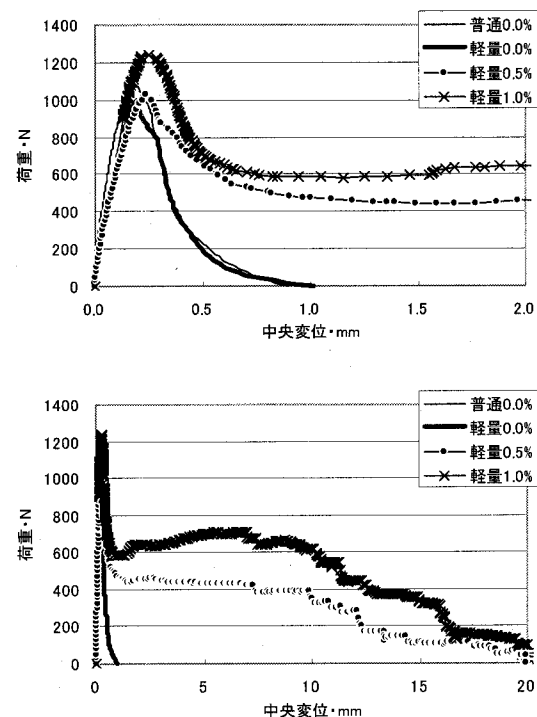


図-11 荷重—変位関係 (上: 2mm, 下: 20mm)

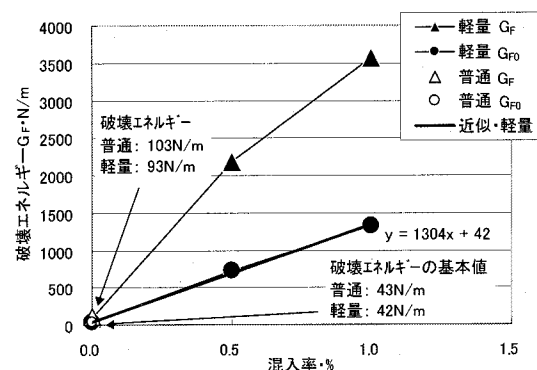


図-12 破壊エネルギー

破壊エネルギーの基本値 (N/m, 図-12)

$$: G_{F0} = 1304R_v + 42$$

破壊エネルギー (N/m) : $G_F = G_{F0}(f'_c/f'_{cmo})^{0.7}$

第1B.P.応力 (N/mm², 図-15) : $\sigma_{i1} = (0.32R_v + 0.25)\sigma_t$

第2B.P.応力 (N/mm², 図-15) : $\sigma_{i2} = (0.43R_v)\sigma_t$

第1B.P.ひび割れ幅 (mm, 図-16) : $w_1 = 0.025\sigma_t - 0.025$

第2B.P.以降の破壊エネルギー (N/m)

$$: G_{F2} = G_F - w_1(\sigma_t - \sigma_{i1})/2/1000$$

限界ひび割れ幅 (mm) : $w_u = 2G_{F2}/(\sigma_{i1} + \sigma_{i2}) * 1000$

ここで混入率を $R_v(\%)$, 圧縮強度を $f'_c(\text{N/mm}^2)$, 軟化開始応力 $\sigma_t(\text{N/mm}^2)$ とする. その結果を図-17に示す. なお, 図-17は, 圧縮強度および軟化開始応力をそれぞれ軽量コンクリート・混入率 1.0%の実験値である 42.6N/mm^2 および 2.65N/mm^2 としたときの結果である.

3.4 圧縮軟化モデル

圧縮側の軟化モデルは軟化開始点から応力がゼロになる点を直線で結ぶモデルとした. そこで圧縮強度試験により軟化開始ひずみおよび応力ゼロ時のひずみを求めた.

圧縮強度試験は, 直径 100mm, 高さ 200mm の円柱供試体を用い, 荷重が最大荷重の 10%を下回った時点で載荷を終了した. ひずみは, 載荷板の鉛直変位を測定することで求めた. 図-18に混入率 0.0%と 1.0%の応力-圧縮ひずみ関係を示す. 応力がゼロとなるひずみは, 折曲がり点と最大応力の 10%の応力となる点を結んだ線を延長して求めた. 図-19に解析に用いた混入率と軟化開始ひずみおよび応力ゼロ時のひずみの関係を破線で示す.

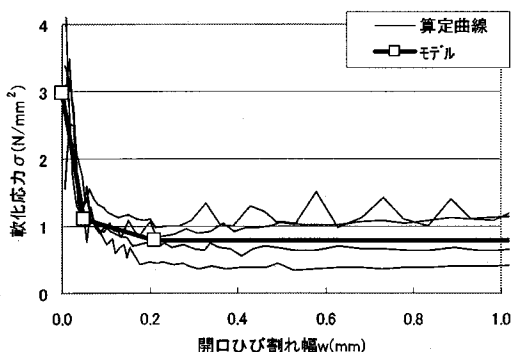
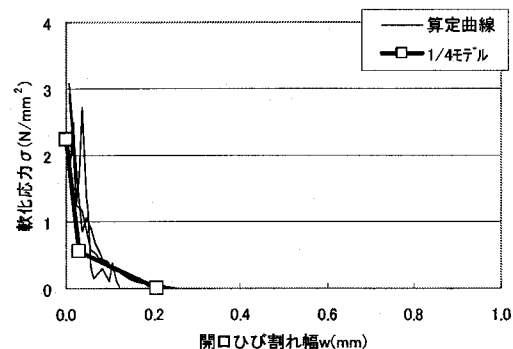


図-13 引張軟化曲線 (上: 軽量 0.0%, 下: 0.5%)

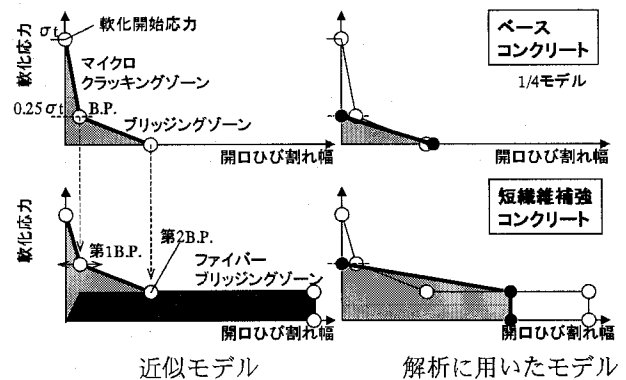


図-14 引張軟化モデルの決め方

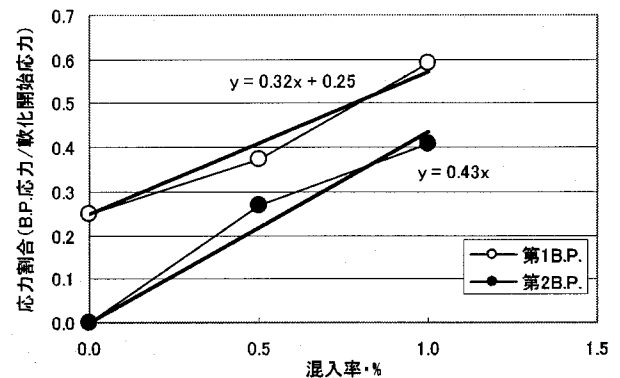


図-15 混入率と B.P.の応力割合

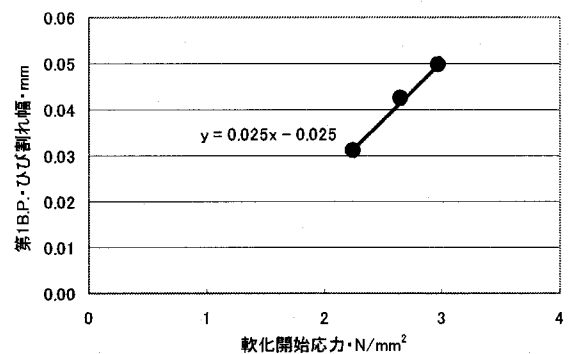


図-16 軟化開始応力と第1B.P.・ひび割れ幅

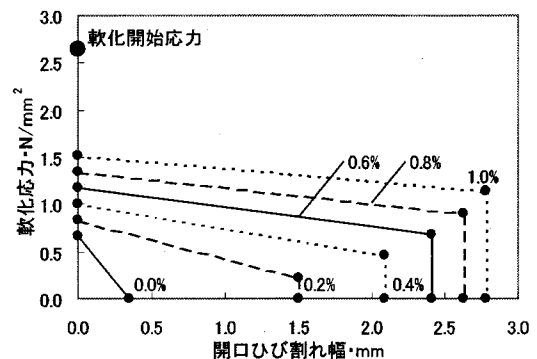


図-17 混入率ごとの引張軟化モデル

3.5 解析結果

(1) 実験結果の再現性

解析による荷重—変位関係を図-20に示す。混入率 0.0% の実験結果（実験 0.0%）と解析結果（解析 0.0%）を比較すると、鉄筋降伏前と降伏後の傾き、降伏点の荷重と変位はほぼ一致を示した。しかしながら、圧縮側コンクリートが圧壊して荷重が急激に低下する変位は、実験値の半分程度となった。

混入率 1.0% では、降伏荷重が若干高いものの、最大荷重、鉄筋降伏前と降伏後の傾き、降伏変位はほぼ一致を示した。しかしながら、1.0% においても 0.0% と同様に圧壊する変位が小さくなった。この解析結果と実験結果の差は、解析に用いた圧縮側コンクリートの応力—ひずみモデルが適切に与えられなかったことが主な原因と推測された¹⁰⁾。そのため、圧縮側コンクリートの応力—ひずみモデルの物性値を修正することでより精度のよい解析が可能であると考え、モデルの修正を試みた。

前述の検討で用いた圧縮側コンクリートの応力—ひずみモデルは、圧縮強度試験の円柱供試体より求めた応力—ひずみモデルであり、部材接合部の試験体ではコンクリートが鉄筋や周りのコンクリートに拘束されるため、異なるモデルを用いる必要があると考えた。解析結果と実験結果の主な相違点は、解析結果においてコンクリートの圧壊が起こりはじめる変位が小さいことであるため、圧縮側の軟化開始ひずみおよび応力ゼロ時のひずみを大きくすることを検討した。

圧縮側のひずみを 0.001 刻みに変化させたパラメータ解析を行った結果、混入率 0.0% のケースでは軟化開始ひずみを 0.009 として、1.0% のケースでは軟化開始ひずみを 0.014、応力ゼロ時のひずみを 0.060 とすることで最大荷重と終局変位は実験結果と良い一致を示し、図-20に示す荷重—変位関係となった。以降、この軟化開始ひずみおよび応力ゼロ時のひずみを図-19の関係により求め、これを解析に用いた（表-7）。

表-7 解析ケースごとの物性値

図番号	凡例	圧縮強度 N/mm ²	ヤング係数 kN/mm ²	割裂強度 N/mm ²	圧縮側 軟化開始 ひずみ	応力ゼロ時の ひずみ
図-20	解析 0.0%	32.0	17.9	2.24	0.0033	0.0131
	修正 0.0%				0.0090	0.0131
	解析 1.0%	42.6	21.0	2.65	0.0037	0.0384
	修正 1.0%				0.0140	0.0600
図-22	0.0%	37.0	19.3	2.45	0.0090	0.0131
	0.2%				0.0100	0.0225
	0.4%				0.0110	0.0319
	0.6%				0.0120	0.0412
	0.8%				0.0130	0.0506
	1.0%				0.0140	0.0600
図-24	(無混入)	42.6	21.0	2.65	0.0090	0.0131
	(混入)				0.0140	0.0600

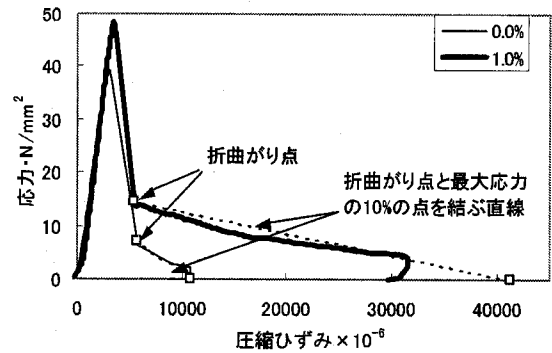


図-18 応力—ひずみ関係

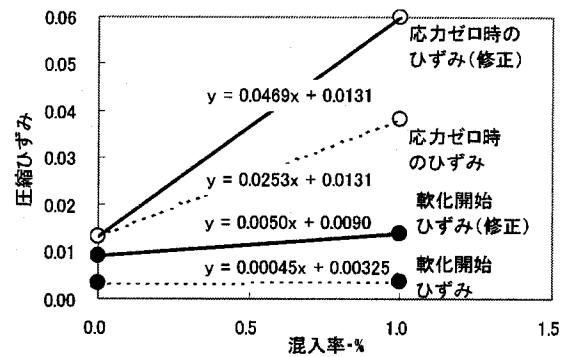


図-19 混入率と圧縮ひずみの関係

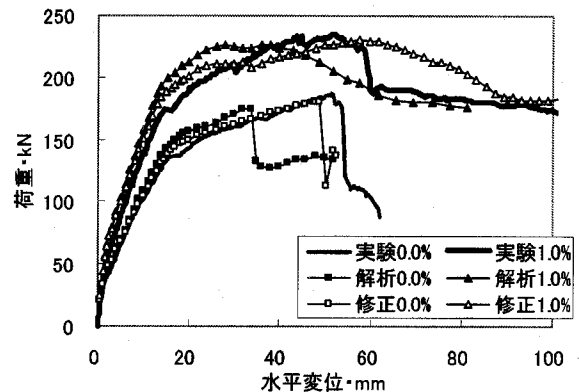


図-20 解析による荷重—変位関係

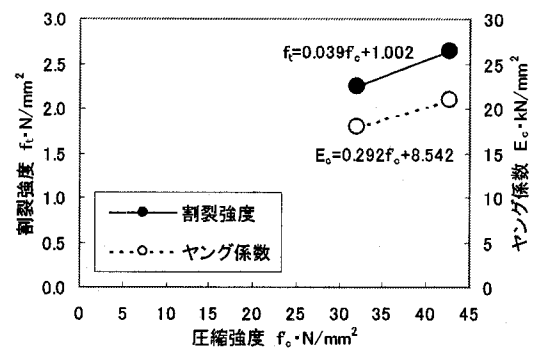


図-21 圧縮強度と割裂強度・ヤング係数の関係

(2) 混入率選定に関する検討

普通コンクリートと同程度の耐荷性およびじん性を確保できる混入率をパラメータ解析により検討した。混入率 0.0, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0% の 6 ケースについて解析を実施した。解析に用いた物性値は、混入率の影響のみを検討するため、混入率で変化するコンクリートの引張軟化モデルと圧縮側の応力-ひずみモデルを解析パラメータとした。

本検討では、普通コンクリートと同程度の性能を確保することを目的としているため、圧縮強度には普通コンクリート LN-0 の圧縮強度 37.0N/mm^2 を用い、割裂強度およびヤング係数には実験結果より図-21に示すように圧縮強度との関係を直線補間して 2.45N/mm^2 および 19.3kN/

mm^2 を用いた。解析に用いた物性値を整理して表-7に示した。

図-22に解析結果を示す。短繊維の混入率が増えると降伏荷重および最大荷重が増加し、最大荷重後の勾配が緩やかになった。最大荷重と終局変位を混入率で整理した結果を図-23に示す。同図には普通コンクリートの実験結果をあわせて示す。解析の最大荷重は、混入率 0.0% と 0.2% で普通コンクリートの実験結果とほぼ一致した。

解析の終局変位は、混入率 0.6% で普通コンクリートの実験結果を上回った。今回の構造条件において、短繊維の混入率としては普通コンクリートと同程度の耐荷性およびじん性を確保できる 0.6% 程度とすることが適当と考えられる。

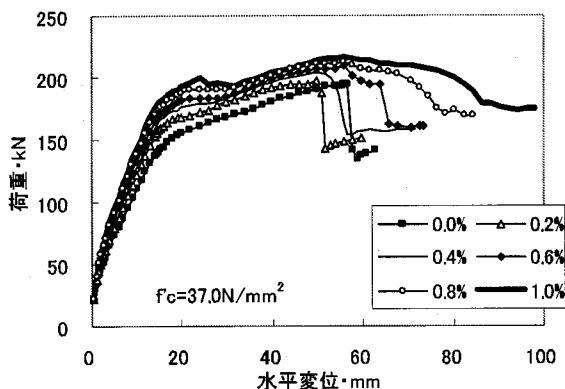


図-22 混入率による荷重-変位関係の変化

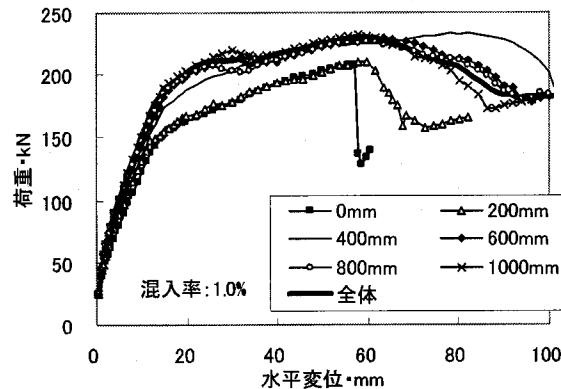
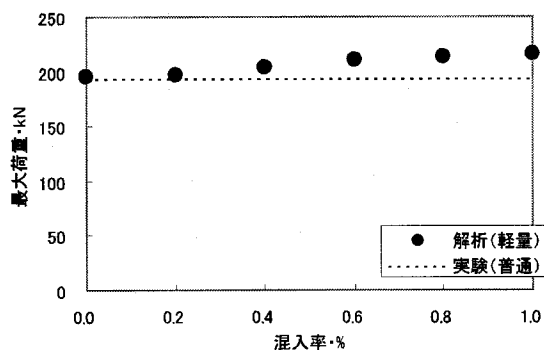
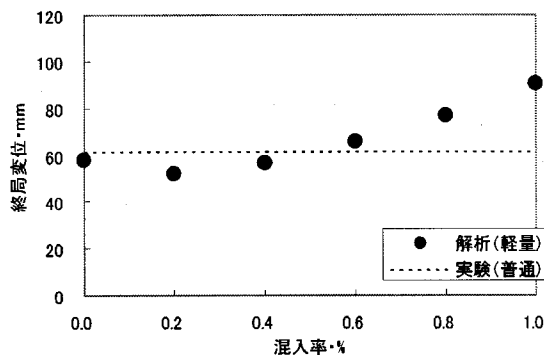


図-24 混入高さによる荷重-変位関係の変化

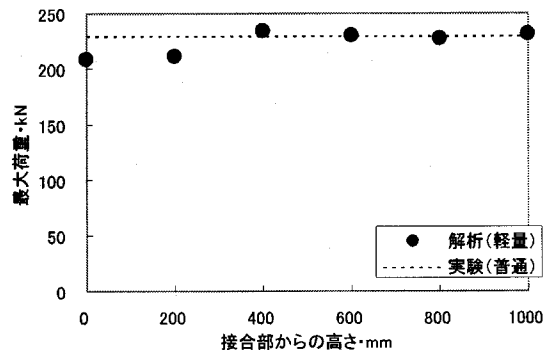


a) 最大荷重

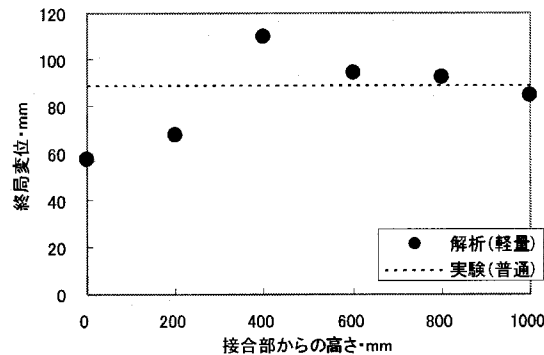


b) 終局変位

図-23 混入率と最大荷重・終局変位の関係



a) 最大荷重



b) 終局変位

図-25 混入高さと最大荷重・終局変位の関係

(3) 部分的に短繊維補強を行うことの検討

部分的に短繊維補強を行うことの検討をパラメータ解析を用いて行った。短繊維を混入する高さを接合部から 0, 200, 400, 600, 800, 1000mm のみの部分とし、他の部分は短繊維を混入しない軽量コンクリートとした 6 ケースについて解析を実施した。短繊維の混入率は、載荷実験に使用した 1.0%とした。解析に用いた物性値を整理して表-7に示した。

図-24に混入高さごとの荷重-変位関係を示す。混入高さ 600~1000mm のケースの荷重-変位関係は、全体に混入したケースと同様の傾向を示した。混入高さ 400mm のケースは、圧壊箇所が無混入部分と混入部分の境界面上側となったことに起因して、終局変位が大きくなった。0mm および 200mm のケースは、全体に混入したケースに比べ変位に対する荷重が常に小さくなった。

最大荷重と終局変位を接合部からの高さで整理した結果を図-25に示す。最大荷重は、全体に混入したケースに比べ混入高さ 0mm と 200mm において小さくなり、他のケースでは同程度となった。終局変位は、400mm で最大となり、混入高さが高くなるにしたがい小さくなった。

解析の結果、混入高さが接合部から 400mm 以上のケースで、全体に混入したケースの耐荷性およびじん性を確保できた。この範囲は実験における塑性領域の範囲と一致しており、解析結果は妥当であると考えられる。今回の構造条件において、短繊維を混入する高さとしては、接合部より上方 400~600mm 程度が適当と考えられる。この高さより下部に短繊維を混入することが経済性や補強効果の面で合理的であると言える。

混入率選定に関する検討および本検討を通して、力学性能を確保でき、経済的な混入率や混入高さの選定には、短繊維補強コンクリートの破壊力学特性を考慮した有限要素解析が有効であることが確認できた。

4. まとめ

ビニロン短繊維により軽量コンクリート部材接合部を補強した載荷実験および有限要素解析による検証より得られた知見を以下にまとめる。

- (1) L型部材の載荷実験において、軽量コンクリートをビニロン短繊維で補強することにより、耐荷性、ひび割れ分散性、塑性領域の分散性、じん性が向上し、軽量コンクリートの補強には、短繊維の混入が有効であることが確認できた。
- (2) 短繊維の混入率を 1.0%とした場合、普通コンクリートに比べ耐荷性、ひび割れ分散性、じん性に優れ、さらなる力学性能の向上が可能であった。
- (3) 有限要素解析を用い、ビニロン短繊維の補強効果を引張軟化モデルおよび圧縮軟化モデルで表現することで実験結果の再現が可能であった。

- (4) 合理的な混入率や混入高さの選定には、短繊維補強コンクリートの破壊力学特性を考慮した有限要素解析が有効であった。
- (5) 軽量コンクリートをビニロン短繊維により補強する場合、今回の構造条件において、普通コンクリートと同程度の耐荷性およびじん性を確保するためには、短繊維を体積比で 0.6%程度混入することが必要であった。
- (6) 部材接合部を部分的にビニロン短繊維で補強する場合、今回の構造条件において、経済性や補強効果の面で合理的とするためには短繊維の混入高さを接合部より上方 400~600mm までとすることが必要であった。

謝辞

本研究を実施するにあたりご協力を頂きました港湾空港技術研究所の加藤絵万研究官、長岡技術科学大学の佃有射氏（元実習生）、東京工業大学の渡辺健氏、喜多俊介氏（現・鹿島建設（株））、（株）計算力学研究センターの三輪健治氏に厚く御礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 佐々木敏也，谷口俊一，依田佐知子，柳井修司：東北新幹線沼宮内橋への軽量コンクリートの適用，コンクリート工学，Vol.40，No.2，pp.47-55，2002.2.
- 2) 横田弘，山田昌郎，濱田秀則，横沢和夫，舟橋政司，原夏生，三輪俊彦，岡本亨久，榎木隆，二羽淳一郎：高性能軽量コンクリートの港湾構造物への適用に関する基礎的研究，港湾技術研究所資料，No.967，2000.9.
- 3) 横田弘，山田昌郎，山路徹，横沢和夫，三輪俊彦：高性能軽量コンクリートによる港湾構造物建造に関する考察，軽量コンクリートの性能の多様化と利用の拡大に関するシンポジウム論文集，日本コンクリート工学協会，pp.153-158，2000.8.
- 4) 例えば，舟橋政司，原夏生，横田弘，二羽淳一郎：繰返し荷重を受ける高性能軽量コンクリートはりの曲げ耐力，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.2，pp.1477-1482，2002.
- 5) 佃有射，伊藤始，岩波光保，横田弘：L型ブロック部材への短繊維補強・軽量コンクリートの適用に関する検討，土木学会第 58 回年次学術講演会講演概要集，V-556，pp.1109-1110，2003.
- 6) 土木学会：コンクリート標準示方書・構造性能照査編，pp.65-72，2002.
- 7) 内田裕市，六郷恵哲，小柳治：曲げ試験に基づく引張軟化曲線の推定と計測，土木学会論文集，No.426，V-5，pp.203-212，1991.2.
- 8) 土木学会：鋼繊維補強コンクリート柱部材の設計指針（案），コンクリートライブラリー97，pp.7-18，1999.

9) 日本コンクリート工学協会：コンクリートの破壊特性
の試験方法に関する調査研究委員会報告書，pp.4-10，
2001.5.

10) 土木学会：コンクリート構造物の非線形解析技術研究
小委員会成果報告書，コンクリート技術シリーズ 50，
pp.207-234，2003.1.

(2003 年 9 月 12 日受付)