

論文 軽量骨材コンクリート梁のせん断試験と2次元非線形有限要素解析

竹下 永造^{*1}・三石 直哉^{*2}・Ha Ngoc Tuan^{*3}・大塚 久哲^{*4}

要旨：本研究では、低、中、高強度の普通、軽量細骨材、軽量1種(軽量粗骨材)コンクリートについて、せん断スパン比が2.0でせん断補強鉄筋がないコンクリート梁のせん断試験を行った。その結果、普通コンクリートに対して軽量細骨材コンクリートは15%程度、軽量1種コンクリートは25%程度の低減があることが明らかになった。さらに、既存の材料構成則に基づいて2次元非線形有限要素解析を行い、荷重-変位曲線を作成した。実験結果と比較することで、コンクリート梁のせん断挙動を表現することが可能であることが明らかになった。

キーワード：軽量骨材コンクリート、せん断耐力、2次元非線形有限要素解析

1. はじめに

軽量骨材コンクリートを構造物に使用する利点として、構造物の地震時慣性力の低下や、基礎構造の縮小可能性などが挙げられる。また、施工にかかる費用低減などにもつながる。

しかし、コンクリート標準示方書(構造性能照査編)¹⁾には、細骨材と粗骨材に軽量骨材を使用した軽量2種コンクリートの引張強度、付着強度、支圧強度は普通コンクリートの70%と書かれており、現状では適用範囲が制限されると考えられている。また、軽量細骨材と普通粗骨材を使用した軽量細骨材コンクリートと、普通細骨材と軽量粗骨材を使用した軽量1種コンクリートについてはコンクリート標準示方書に記述がない。

そこで本研究の前半では、軽量細骨材、軽量1種コンクリートの実験結果を普通コンクリートと比較することによって、最大せん断耐力の低減を明らかにした。

現在、コンクリート梁のせん断耐力は全て実験式により求められている。したがって、せん断挙動について理論的な説明を行うことや、コンクリート梁の変形を予測することは困難である。

そこで本研究の後半では、既存の構成則を用いて2次元非線形有限要素解析を行い、試験結果と比較することで各種コンクリート梁のせん断挙動について明らかにした。

2. 試験概要

2.1 使用材料

使用材料を表-1に示す。なお、今回使用した軽量骨材はプレウェッティングしたものである。高性能減水剤(SP)を使用し、練り上がりのスランプが $18 \pm 2(\text{cm})$ となるようにした。消泡剤(AF)を使用し、空気量の増減による

強度のばらつきを2.0%以内におさめた。

2.2 コンクリートの配合

今回の試験では、骨材の組み合わせが異なる3種類のコンクリートを用いている。1つ目は、細骨材、粗骨材ともに普通骨材を使用した普通コンクリート(NSNG)である。2つ目は、軽量細骨材と普通粗骨材を使用した軽量細骨材コンクリート(LSNG)である。3つ目は、普通細骨材と軽量粗骨材を使用した軽量1種コンクリート(NSLG)である。各種コンクリートの配合を表-2に示す。表中の括弧は、軽量骨材の絶対容積を表す。石灰石微粉末(LS)は、コンクリート中の粉体量が全て等しくなるように配合したので、s/aを全て等しくすることで、粉体・細骨材・粗骨材の体積比は全て同一となっている。

2.3 供試体概要

供試体の寸法を図-1に示す。供試体は、全長1600(mm)、および200×200(mm)の正方形断面を持つコンクリート梁である。SD345D10の主鉄筋を16本均等配置し、主鉄筋による端部破壊を防ぐために主鉄筋にフックを設け、スパン外に帯鉄筋を設けた。鋼材試験結果を表-3に示す。

2.4 試験方法

せん断スパン比2.0とするために、せん断スパン(a)=344(mm)、有効高さ(d)=172(mm)となるように供試体を設置した。油圧式の荷重装置による左右対称1点荷重とし、ロードセルにより中央荷重を測定した。このとき、左右均等に荷重をかけるために、荷重装置と供試体の間に幅100(mm)、厚さ30(mm)の金属プレートをした。支点は、供試体が固定されないようにローラーの上に金属プレートを設け、その上に供試体を置いた。変位は、供試体の下縁中央に変位計を設置し中央変位を測定した。中央変位計に問題が生じたときのために、下縁中央から

*1 太平洋マテリアル(株) 開発研究所 建設技術G 工修 (正会員)

*2 九州大学 工学部 地球環境工学科 (非会員)

*3 九州大学 工学部 建設システム工学専攻 工修 (学生会員)

*4 九州大学 大学院工学研究院 建設デザイン部門教授 工博 (正会員)

表-1 使用材料

材 料	記号	種 類	備 考
セメント	C	普通ポルトランドセメント	密度 3.16(g/cm ³)
細骨材	S _N	普通細骨材 (小笠産陸砂)	表乾密度 2.60(g/cm ³)
	S _L	軽量細骨材 (人工軽量骨材)	絶乾密度 1.75(g/cm ³)
粗骨材	G _N	普通粗骨材 (岩瀬産砕石)	最大寸法 15mm, 表乾密度 2.63(g/cm ³)
	G _L	軽量粗骨材 (人工軽量骨材)	最大寸法 15mm, 絶乾密度 1.25(g/cm ³)
混和材	LS	石灰石微粉末	密度 2.70(g/cm ³)
混和剤	SP	高性能減水剤	ポリカルボン酸エーテル系化合物
	AF	消泡剤	ポリアルキレングリコール誘導体
	VI	増粘剤	セルロース誘導体

表-2 コンクリートの配合表

記号	配合強度 (N/mm ²)	石灰石 微粉末 置換率 (vol.%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)						混和剤			
					W	C	LS	細骨材		粗骨材		SP	AF	VI
								S _N	S _L	G _N	G _L			
普通 コンクリート	25	64	83	48	165	199	190	876	—	967	—	1.1	0.2	0.1
	40	42	60			274	126					1.5		
	55	21	47			349	62					1.8		
軽量細骨材 コンクリート	25	46	72		165	228	165	—	620 (337)	967	—	1.1		
	40	23	51			324	83					1.5		
	55	0	39			420	1					1.8		
軽量1種 コンクリート	40	30	56		165	293	109	876	—	—	620 (365)	1.1		
	55	0	39			421	0					1.3		

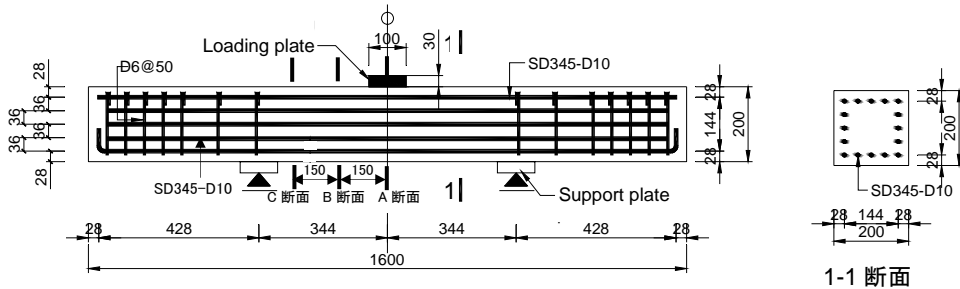


図-1 供試体寸法(単位 mm)

左右 160(mm)のところにも変位計を設置している。

3. せん断試験結果

3.1 破壊プロセス

供試体が破壊に至るまでの過程について見る。荷重を加えていくと、供試体の下縁中央に曲げひび割れが発生し、その後、下縁中央付近数ヶ所で曲げひび割れが発生した。ある程度の本数曲げひび割れが発生すると、ひび割れ本数は増加しなくなり、それまでに発生した曲げひび割れのひび割れ幅が増大していった。さらに载荷を続けると斜めひび割れが発生し、徐々に進展していった。

表-3 鋼材試験結果

鉄筋径	規格	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)	曲げ 試験
D6	SD295A	323	504	26	Good
D10 (フックあり)	SD345	404	572	26	Good
D10 (フックなし)	SD345	378	557	25	Good

斜めひび割れ発生後も耐力は低下せず荷重の増加に耐え、荷重点付近の圧縮コンクリートの圧壊により破壊（せん断圧縮破壊）に至った(後述の図-9 参照)。今回の試験のようにせん断スパン比が小さい梁の場合、斜めひび割れが発生した部材は物理的にアーチ機構へと変化している。アーチ機構に変化することで荷重点と支点の間で発生している力が分散され、斜めひび割れがコンクリートの圧縮域まで達しないのですぐには破壊に至らない。最終的には斜めひび割れ上部の圧縮部コンクリートが圧壊してせん断圧縮破壊に至る。

3.2 破壊形状

高強度の普通コンクリート(NSNG-55-S)梁のみ曲げ降伏先行型のせん断破壊となり、他の7つ全ての供試体はせん断圧縮破壊となった。ここで各供試体において破壊に至った斜めひび割れを写真より特定し、軸方向に対する角度(α)を求めると、普通コンクリートの α は $35\sim 38^\circ$ 、軽量細骨材コンクリートの α は $29\sim 36^\circ$ 、軽量1種コンクリートの α は $25\sim 30^\circ$ となった。単位容積質量が小さくなるにつれて角度(α)も小さくなる傾向が明らかになった。せん断補強筋が負担する耐力(V_s)は、 $\cot\alpha$ と一組のせん断補強鉄筋の断面積(A_w)の関数で表されることから、単位容積質量が増加するにつれて α も増加し、 V_s は減少する。つまり、単位容積質量が増加するにつれて、せん断補強鉄筋が負担する耐力(V_s)は減少する。したがって、所要の設計せん断耐力を得るためには、せん断補強鉄筋の断面積(A_w)を増加させるなどの考慮が必要となる。

3.3 主鉄筋挙動

供試体の中央断面をA断面とし、梁端部の方向に150(cm)おきにB断面、C断面とし、各断面の主鉄筋にひずみゲージを貼付した。最大荷重時の主鉄筋ひずみとC断面からの距離の関係を図-2に示す。図-2より低・中強度の全ての供試体は、主鉄筋のひずみ分布が同様な傾向を示し、大きなひずみに至る前に圧縮領域のコンクリートが圧壊した。高強度の全ての供試体は、A断面で鉄筋が降伏した。これより供試体が斜めひび割れ発生後にアーチ機構を形成した後、圧縮領域のコンクリートが大きな荷重に耐えるため、圧壊すると同時に鉄筋が降伏したといえる。

3.4 終局せん断耐力

終局せん断耐力の実験値(V_{u-exp})と計算値(V_{u-cal})の比をせん断耐力比(V_{u-exp}/V_{u-cal})とし、単位容積質量との関係を検討した。終局せん断耐力は、せん断圧縮破壊の耐力算定式²⁾である式(1)を用いて求めた。

$$V_{u-cal} = \frac{0.244 f_c^{2/3} (1 + p_w^{1/2}) (1 + 3.33 r/d)}{1 + (a/d)^2} b_w d \quad (1)$$

表-4 供試体の名前

		配合強度 (N/mm ²)	せん断スパン比
			2.0
コンクリートの種類	普通	25 (低)	NSNG-25-S
	軽量細骨材		LSNG-25-S
	軽量1種		—
	普通	40 (中)	NSNG-40-S
	軽量細骨材		LSNG-40-S
	軽量1種		NSLG-40-S
	普通	55 (高)	NSNG-55-S
	軽量細骨材		LSNG-55-S
	軽量1種		NSLG-55-S

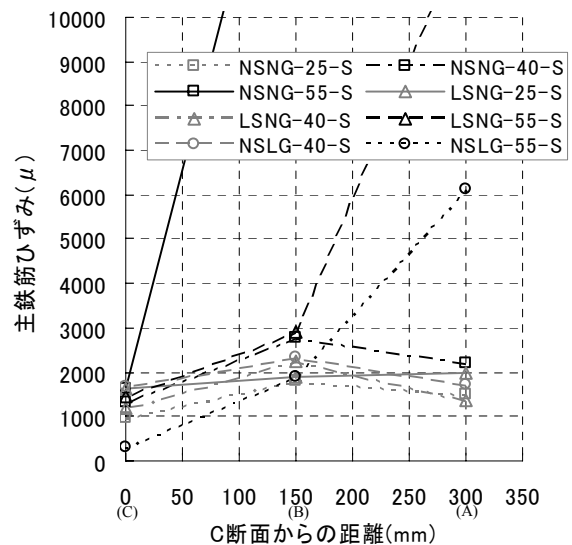


図-2 主鉄筋ひずみとC断面からの距離の関係 (最大荷重時)

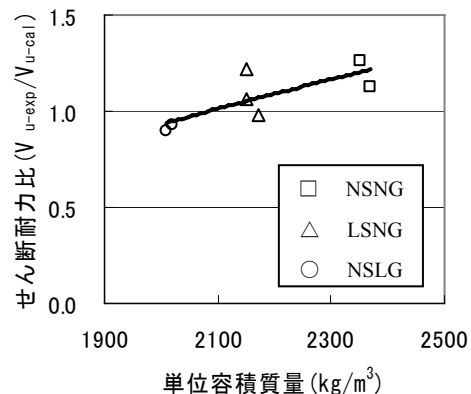


図-3 せん断耐力比と単位容積質量

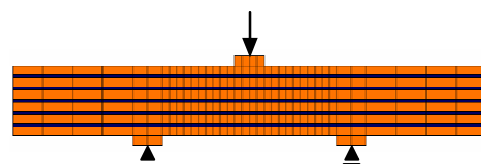


図-4 解析モデル (太線は鉄筋を表す)

24.4×27.6(mm), 25×23.8(mm), 25×27.6(mm)の正方形

表-5 試験結果と算出値

名前	コンクリートの単位容積質量 (kg/m ³)	f _c (N/mm ²)	f _t (N/mm ²)	E _c (kN/mm ²)	V _{u-exp} (kN)	V _{u-cal} (kN)	V _{u-exp} / V _{u-cal}
NSNG-25-S	2350	24.88	2.27	27.28	125.5	99.4	1.26
NSNG-40-S	2370	42.72	2.91	31.08	160.5	142.5	1.13
NSNG-55-S	2380	59.57	3.43	32.31	167.9	177.9	0.94
LSNG-25-S	2150	23.71	2.49	26.23	117.5	96.2	1.22
LSNG-40-S	2150	37.92	3.12	25.13	139.8	131.6	1.06
LSNG-55-S	2170	53.65	3.66	24.39	162.5	166.0	0.98
NSLG-40-S	2010	42.38	2.30	20.30	127.4	141.8	0.90
NSLG-55-S	2020	55.90	3.37	23.03	157.9	170.5	0.93

ここで、V_uは最大せん断耐力(N)、f_cはコンクリートの圧縮強度(N/mm²)、p_wは主鉄筋比、dは有効高さ(mm)、b_wは腹部の幅(mm)、a/dはせん断スパン比、rは載荷点および支点におけるプレートのはり軸方向の長さ(mm)を表す。

表-5に試験結果と算出値を示す。せん断耐力比(V_{u-exp}/V_{u-cal})は1に近く良好であった。図-3に示すようにせん断耐力比(V_{u-exp}/V_{u-cal})と単位容積質量の関係をグラフ化し、対数で近似曲線を引き、普通コンクリート(NSNG)、軽量細骨材コンクリート(LSNG)、軽量1種コンクリート(NSLG)のせん断耐力を比較した。その結果、軽量細骨材コンクリートのせん断耐力は、普通コンクリートの15%程度の低減であった。軽量1種コンクリートは普通コンクリートの25%程度の低減であった。斜めひび割れ発生時せん断耐力において、舟橋ら提案した低減係数²⁾η=(ρ/ρ₀)ⁿに基づいて低下率を算出した。なお、この低減係数は、同一の設計における普通コンクリートのせん断耐力に対する軽量骨材コンクリートのせん断耐力の比率を表す。軽量細骨材コンクリートの低減係数は、普通コンクリートの13%程度の低減であり、軽量1種コンクリートは普通コンクリートの22%程度の低減であり、終局せん断耐力の低減率と非常に近かった。

4. 2次元非線形有限要素解析

4.1 2次元非線形有限要素解析のモデル

図-4に解析で用いたモデルを示す。供試体と同様にせん断スパン比2.0で、せん断補強鉄筋は入っていない。

コンクリート要素、鉄筋要素ともに四辺形要素で表した。鉄筋を四辺形要素で表すことで、ダウエル作用による影響を考慮することが可能である。

コンクリート要素の場合、要素の大きさが解析に影響を与える。1つの要素の長さは最大骨材寸法の1~3倍以内で、できる限り正方形の要素が望ましい。今回の供試体では、最大骨材寸法が15.0(mm)なので、24.4×23.8(mm)、

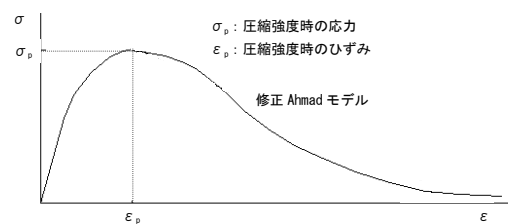


図-5 修正 Ahmad モデル³⁾

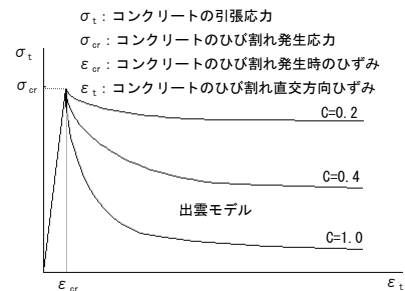


図-6 出雲モデル⁴⁾

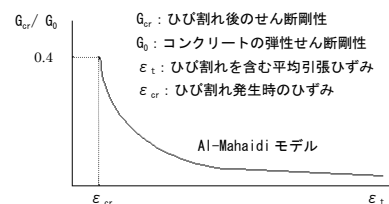


図-7 Al-Mahaidi モデル⁵⁾

に近い4種類の要素を使用した。鉄筋要素は、鉄筋本来の円形断面を同一面積の正方形に変換して要素を作成した。

図-4の上部と下部の突出部は金属プレートを表し、剛体とした。金属プレート上部の中央が載荷点、下部2ヶ所の各中央が支点である。なお、境界条件は一端をピン支持で、他端をローラー支持としている。

解析のソフトはFinalを用いた。

4.2 材料モデル

4.2.1 圧縮コンクリート

修正 Ahmad モデル³⁾を用いた。主圧縮方向の応力-ひずみ曲線を図-5 に示す。このモデルは、Ahmad が提案した主圧縮方向の応力(σ)算定式を長沼³⁾が改良したものである。式(2)にその内容を示す。長沼の改良により応力上昇域と下降域とに算定式が分けられ、低側圧から中側圧までの三軸圧縮試験における主圧縮方向の応力(σ)を良好に表現することが可能である。高側圧の三軸圧縮試験でも比較的良好に表現できる。

$$\sigma = \frac{[(AX + (D-1)X^2)]\sigma_p}{1 + (A-2)X + DX^2} \quad (2)$$

上昇域 ($\varepsilon \leq \varepsilon_p$)

$$X = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p}, D = \frac{200}{\sigma_B} - \left(\frac{E_B}{E_p} - 1\right), E_B = \frac{\sigma_B}{\varepsilon_B}$$

$$A = \frac{E_0}{E_p}, E_0 = (1.14\sqrt{\sigma_B} + 5.82) \times 10^4$$

下降域 ($\varepsilon > \varepsilon_p$)

$$X = \left(1 + \frac{\varepsilon - \varepsilon_p}{\varepsilon_p}\right)^n, n = 0.9 + 3.4 \left(\frac{\sigma_B}{1000}\right)^2$$

$$D = 1 + 1800 \times \frac{\left(\frac{\sigma_p}{\sigma_B} - 1\right)^2}{\sigma_B}$$

ここで、 σ_B は一軸圧縮試験で求めた最大圧縮応力、 ε_B は一軸圧縮試験で求めた最大圧縮応力時のひずみ、 E_B は一軸圧縮試験で求めた最大応力点の割線剛性(σ_B / ε_B)、 σ_p は最大圧縮応力、 ε_p は最大圧縮応力時のひずみ、 E_p は最大応力点の割線剛性(σ_p / ε_p)を表す。

4.2.2 引張コンクリート

出雲モデル⁴⁾を用いた。出雲モデルの引張応力とひび割れ直交方向の関係を図-6 に示す。鉄筋コンクリートの剛性は、ひび割れが発生した後も鉄筋とコンクリートの付着の影響で、ひび割れ間のコンクリートも引張力を負担する。これをテンションスティフニング特性という。出雲は、コンクリートの平均応力-平均ひずみ関係を鉄

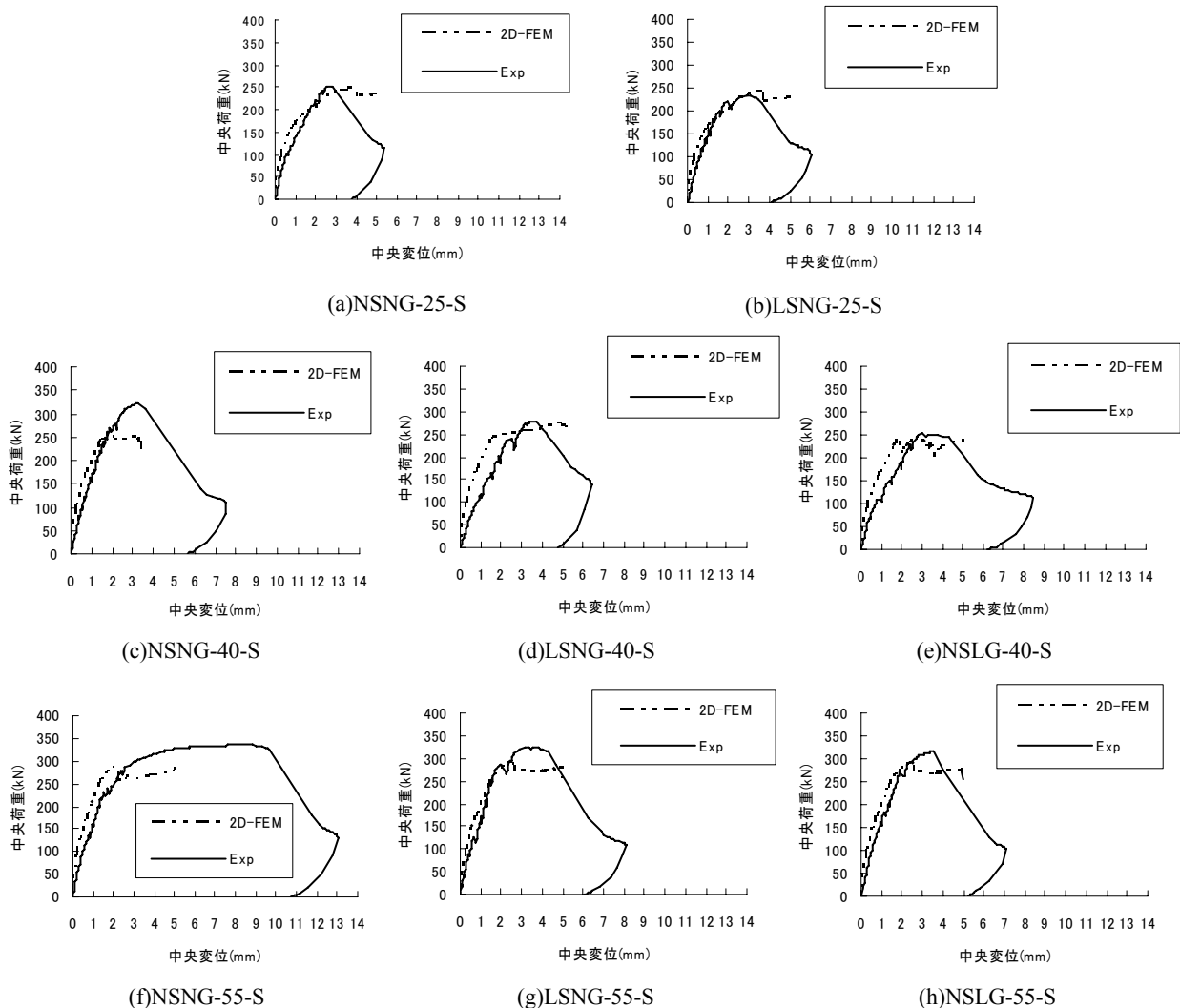


図-8 中央荷重-中央変位関係

筋比に関係無く、鉄筋の付着形状を表すパラメータを導入し、式(3)で表した。

$$\frac{\sigma_t}{f_t} = \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_t} \right)^c \quad (3)$$

ここで、 σ_t はひび割れと直角方向のコンクリートの平均引張強度、 f_t は2軸応力下のコンクリートの引張強度、 ε_{cr} はひび割れ発生時の平均引張ひずみ、 ε_t はひび割れと直角方向の平均引張ひずみ、 c は付着性状を表すパラメータである。鉄筋として溶接された金網を用いるときは $c=0.2$ を採用し、異形鉄筋を用いるときは $c=0.4$ を、そしてせん断補強鉄筋が無い梁では $c=1.0$ を採用する。

4.2.3 コンクリートのせん断伝達特性

Al-Mahaidi モデル⁵⁾を用いた。図-7に Al-Mahaidi モデルを示す。

4.2.4 コンクリートの破壊基準

Kupfer-Gerstle の提案⁶⁾を用いた。

4.2.5 鉄筋モデル

バイニリアモデルを用いた。

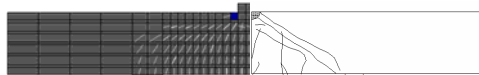
4.3 2次元非線形有限要素解析の解析手法

解析は2段階解析とし、最大耐力付近まで荷重増分法で行い、それ以降は強制変位法で行った。

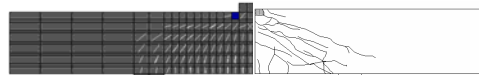
4.4 荷重-変位曲線

図-8に中央荷重-中央変位関係の試験値と解析値を示す。

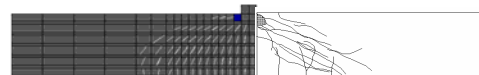
高強度普通コンクリート(図-8(f))の試験値のみ曲げ破壊で、残りの供試体は試験値、解析値ともにせん断破壊となった。低強度の普通コンクリート(図-8(a))、軽量細骨材コンクリート(図-8(b))と、高強度の軽量細骨材コ



(a) NSNG-40-S



(b) LSNG-40-S



(c) NSLG-40-S

■ Softened (載荷点斜め下の要素のみ)

図-9 破壊形状

(左図が解析で、右図が実験結果)

ンクリート(図-8(g))、軽量1種コンクリート(図-8(h))は、試験、解析の両方の最大耐力が非常に近いことがわかる。中強度の普通コンクリート(図-8(c))は、最大耐力に差が見られた。中強度の軽量細骨材コンクリート(図-8(d))と軽量1種コンクリート(図-8(e))の最大耐力は近いが、剛性に差がでた。

4.5 破壊形状

中強度の各種コンクリートの最大荷重時におけるひび割れを図-9に示す(低・高強度もほぼ同様の破壊形状となった)。図-9(a)の普通コンクリートの実験結果は、解析よりも内側にひび割れが発生した。図-9(b)の軽量細骨材コンクリートと図-9(c)の軽量1種コンクリートの実験結果は、ぜい性的な破壊ではなく、斜めひび割れ後も耐力の増加が認められた。解析結果でも全体的な破壊形状をある程度模擬できた。

5. まとめ

最大耐力は、単位容積質量の低下に従い、普通コンクリートに対して軽量細骨材コンクリートで15%程度、軽量1種コンクリートで25%程度低下する。

既に適用されている構成則を用いて2次元非線形有限要素解析を行えば、低スパン比のせん断補強鉄筋が無いコンクリート梁のせん断挙動をシミュレートすることは、本文で示した程度であった。

参考文献

- 1) 土木学会，コンクリート委員会，コンクリート標準示方書改訂小委員会：2002制定 コンクリート標準示方書 構造性能照査編，(社)土木学会，pp.21-23，2002.5
- 2) 舟橋政司，原夏生，横田弘，二羽淳一郎：高性能軽量コンクリートを用いた RC 部材のせん断耐力評価手法，土木学会論文集，No.767，V-64，pp.211-226，2004.8
- 3) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，No.474，pp.163-170，1995.8
- 4) 出雲淳一，島弘，岡村甫：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学，Vol.25，No.9，pp.107-120，1987.9
- 5) Al-Mahaidi，R.S.H.：Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members，Report 79-1，Dep. of Structural Engineering，Cornell Univ.，Jan.1979
- 6) Kupfer，H.B.and Gerstle，K.H.：Behavior of Concrete under Biaxial Stress，Journal of the Engineering Mechanics Division，ASCE，Vol.99，No.EM4，pp.853-866，Aug.1973