

税田工業高等専門学校 正員 ○ 庄谷征美
常盤工業(株) 佐々木勇治
清水建設(株) 正員 藤島 久

1. まえがき

コンクリート部材が局部的に大きな圧縮力を受ける場合にはその圧縮強度が非常に問題となるが、多くの場合その圧縮力は偏心あるいは複屈点に作用する。したがって、部材の応力分布は圧縮力の作用位置および個々の圧縮力が互いに相互の影響のために相当に複雑となり、究極の圧縮強度も単なる断面中心に荷重を受ける場合から推定した値とは相当に異なる場合も予想される。本文は軽量コンクリートを対象として、上記基本例として断面中心軸に関して対称な二点に荷重された場合の柱状コンクリートの2次元圧縮強度特性を実験的に明らかにしようとしたもので、供試体寸法、コンクリート強度などが圧縮強度に及ぼす影響を調べ、統計的な圧縮強度表現式を求めた。さらに簡単なF.E.M解析により実験結果の検討および若干の考察を行った。

2. 実験概要

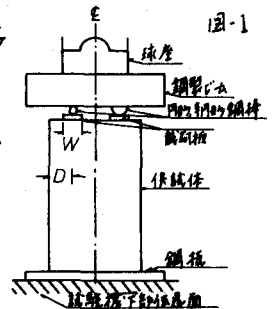
セメントは普通ポルトランドセメントを使用し、骨材としては造粒型および非造粒型人工軽量骨材、川砂利と粗骨材として使用し、細骨材は川砂を用いた。コンクリートの配合は表-1に示すように、普通コンクリート1種、軽量3種とした。用いた供試体は幅 $b=20\text{ cm}$ 、奥行

表-1

種別	粗骨材	骨材最大粒径(mm)	目標圧縮強度(MPa)	W/C比	S/a(%)	単位量 (kg/m ³)					28日強度(MPa)
						W	C	S	G		
普通	川砂利	15	5	45	46.0	187	416	763	911	290	
軽量1-1	非造粒型人工骨材	15	5	45	41.0	179	399	629	561	256	
軽量1-2	造粒型人工骨材	15	5	35	39.0	179	511	599	548	353	
軽量2	造粒型人工骨材	15	5	45	41.0	174	386	638	578	235	

き $b=10\text{ cm}$ で高さ h を40, 30, 20, 10 cmと4種に変化した直方供試体である。試験に用いた帯状載荷板は幅 $B=1\text{ cm}$ および3 cmの2種の鋼製板があり、試験時の荷重位置 D (供試体縁より載荷板中心まで)および W の組み合わせは、 $W=1\text{ cm}$ で $D/W=0.5, 1.5, 2.5, 5, 7.5$, $W=3\text{ cm}$ で $D/W=0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5$ の各5種とした。供試体は荷重7日まで水中養生(20±3℃)を行ない試験に供した。供試体試験本数は各荷重 W 2本ずつで各配合につき56本となった。試験の状況は図-1に示されている。用いた試験機は油圧式100 t能力試験機で、荷重速度は圧縮面で通常の圧縮試験と同じ2~3 kg/cm²とした。供試体にいびれ水養生以後は各荷重ごとに供試体面にいびれ水状態を記録して破壊まで観察を行った。

(※旧吸水時に示した)



3. 実験結果および考察

1) いびれ水は載荷板間に発生するスローリングフラックと載荷板縁および直方に発生し直接破壊に関係するバースティングフラックに分けられる。軽量コンクリートでは前者はいびれ水は荷重位置 D が $0.2\sim0.3$ 以下の場合のほとんどで発生し、発生範囲は $1.5D\sim4D$ であるが特に $2D\sim3D$ で発生する。この例を図-2に示す。Guyon等の理論解析による供試体上縁の最大引張応力点は $2D$ 近くにあることと一応対応するが、炭分の違い供試体試験時の部分的な乾湿状態により大きく影響されたと考えられる。このいびれ水発生後バースティングゾーンにいびれ水を生じ破壊するが、荷重位置が上記以上の場合には前者はほとんど発生せずバースティングフラックの発生をみれば破壊に到る。この関係をF.E.Mの解析結果より示したのが図-3で σ_{max} は概略値ではあるが上記傾向を良く説明していると考えられる。スローリングフラック発生荷重は W/a の減少に比例して小さくなり、 $W/a=1$ では破壊荷重の3割程度で発生する場合もあった。次にバースティングフラック発生時の圧縮応力 σ_c および圧縮強度 R_c の関係を図-4に示す。これより軽量コンクリー

トではひびわれ発生から破壊までいく分荷重増加が認められ、特に D/a が1.5~5の間ではその傾向が顕著である。破壊は縁部載荷に近い状態を除けば99%はくさびの形成を伴わない、 D/a が0.5程度以下では縁部エリの角落ち、それ以上では割裂状態で破壊するのが大部分ではほとんどが骨材割れをおこしている。

2) 圧縮強度は図-4に示すように D/a の増加、 h/a の減少に伴い著しく増加する。各 h/a について $2/a = \alpha$ として最小二乗法により $\sigma_u = \alpha \sigma_c (\text{N/mm}^2)$ 式へあてはめた結果、定数値 α 、 n はコンクリート強度、 h/a により変化する普通コンクリートでは両値はともに h/a の減少により増加を示すのに対し、軽量コンクリートでは α 値は増加するが n 値はばらつきがあるがほとんど変化しない傾向を示した。これを図-5に示す。一方 h/a と σ_u/σ_c の関係を調べるため $h/a=2.0$ の場合の σ_u/σ_c に対する各 h/a の σ_u/σ_c 値の比を求めたものが表-2である。 σ_u/σ_c が99%の場合 $h/a=0.5$ で最大となるが、 N/A' が15では $h/a=1$ 付近で最大となる傾向が認められる。以上から供試体寸法比に関する係数 N/A' だけで圧縮強度を決定するのは妥当でなく、全体的には $h/a \geq 1$ および $h/a < 1$ の2つに分けて扱うのが合理的である。図-6は $h/a \geq 1$ について結果をまとめたもので、軽量コンクリートでは強度が小さい場合は普通コンクリートの圧縮強度と大差ないが高強度となると相当に減少するのがわかる。これらより安全側の圧縮強度式として $h/a \geq 1$ では $\sigma_u = 0.6 \sigma_c (\text{N/mm}^2)$ が適当と考えられ、 $h/a = 0.5$ では $\sigma_u = 0.8 \sigma_c (\text{N/mm}^2)$ が求められた。次に、 $h/a = 2$ について普通および軽I-2の配合における中央載荷の圧縮強度との比較をした。表-3は圧縮強度式の中 α 、 n 値を示したもので、2ケースと認は少ないが中央載荷の方が幾分大きな値を示すようである。

3) F.E.Mにより D/a の組み合わせ数種につき応力解析($E = 20 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$, $\nu = 0.2$, 要素経150~160で試験体半部につき99節点)を行ない、その結果の一例を図-7に示す。 $\sigma_c = 350 \text{ N/mm}^2$ とし図-6, 5式で求めた σ_u 値と安全率 γ を除いた許容応力層付近の載荷極中心軸上の引張応力層は図-7中の $D/a = 1.67$ で最大 11.4 N/mm^2 となっている。この σ_t とすべり鉄筋をみたせるとすれば0.5程度層の引張力を考えればよい。さうに図-3の S_2 では最大 $0.15P$ 程度の引張力に対し補強する必要が生ずる結果となった。

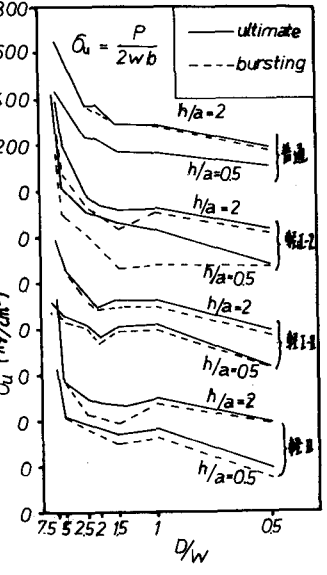
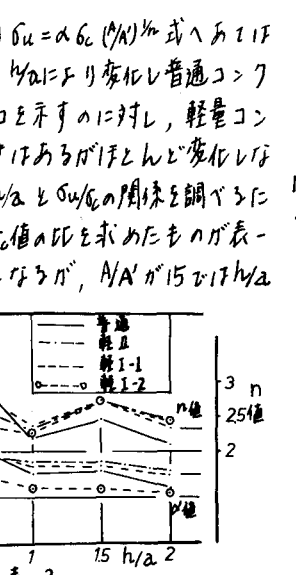
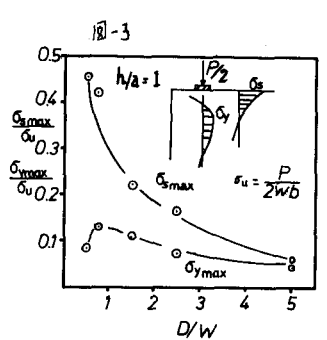
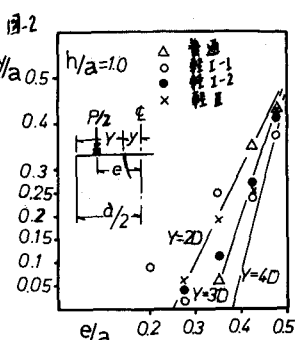


表-2

h/a	2	1.5	1	0.5
普通	1	1	1.09	1.11
軽I-1	5	1	1.25	1.39
軽I-2	15	1	0.95	1.20
軽I-1	1	1	1.11	1.06
軽I-2	5	1	1.05	1.11
軽I-1	15	1	0.89	1.07
軽I-2	1	1	1.05	1.01
軽I-1	5	1	1.11	1.31
軽I-2	15	1	1.13	1.32

表-3

普通	軽I-2
α 0.75	0.69
n 2.18	2.13
α 0.72	0.64
n 2.50	2.55

