

V-16

二軸圧縮応力を受ける高強度コンクリートの強度・変形特性の数式表示

北海道大学工学部 ○学生員 大原祥治
北海道大学大学院工学研究科 フェロー 大沼博志
北海道大学大学院工学研究科 正会員 出雲健司
北海道大学大学院工学研究科 学生員 石川徹也

1. はじめに

近年、コンクリート構造物の大型化や高層化に伴い、自重低減や経済性の要因から、設計基準強度が 60N/mm^2 を越える高強度コンクリートの施工例が増えている。それと同時に、コンクリート構造物に対し、合理的な設計を可能にするために、多軸応力下における力学的特性を考慮した非線形解析法の開発が求められている。本研究は、設計基準強度が 80N/mm^2 程度の高強度コンクリートについて、2 軸圧縮応力下における破壊および変形挙動について検討したものである。

2. 2 軸圧縮試験の概要

コンクリートに使用した諸材料を示す。セメントは普通ポルトランドセメントを使用した。細骨材は鶴川産の海砂を使用し、その粗粒率、比重および吸水量はそれぞれ 2.87、2.67 および 1.43% であった。粗骨材は最大寸法 10mm の玉砂利を使用し、その比重は 2.65 であった。混和剤は高性能 AE 減水剤をセメント重量の 0.90% 使用した。コンクリートの配合を表-1 に示す。

コンクリートの練り混ぜには強制練りミキサーを使用し、練り混ぜ時間は全ての材料投入後 3 分間とした。2 軸圧縮試験用供試体は $10\text{cm} \times 10\text{cm} \times 10\text{cm}$ の立方体とし、3 連の鋼製型枠に 2 層に分けて打設した。打設 1 日後に供試体を脱型し、試験前日まで標準水中養生した。養生槽から取り出した供試体は、平滑性を得るために研磨砂で研磨した。材齢 28 日および 2 軸圧縮試験時に、 $\phi 10\text{cm} \times 20\text{cm}$ の円柱供試体を用いて得られたコンクリートの 1 軸圧縮強度、ヤング係数およびポアソン比を表-2 に示す。2 軸圧縮試験は同じ配合で 2 度行った。

表-1 コンクリートの配合

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スラ ンプ (cm)	水セメ ント比 W/C (%)	細骨材 率 s/a (%)	単位量(kg/m^3)				
				水 W	セメ ント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 SP
10	15.0	27.0	44.5	160.0	593.0	751.0	930.0	5.93

表-2 コンクリートの力学的性質

	材齢28日			2軸圧縮試験時			
	1軸圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング率 (kN/mm^2)	ポアソン比	材齢 (日)	1軸圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング率 (kN/mm^2)	ポアソン比
第1回試験	80.4	41.8	0.25	—	—	—	—
第2回試験	72.0	36.7	0.21	40	79.5	38.2	0.22

Mathematical descriptions of ultimate strength and deformation property of high strength concrete under biaxial compressive stresses by S.Ohara, H.Ohnuma, K.Izumo, T.Ishikawa

加圧板と供試体との剛性の違いによって生じる端面拘束の影響を取り除き、供試体に作用する応力分布を理想的な状態にするために、加圧板と供試体との間に減摩材を挿入した。この試験で用いた減摩材は、厚さが0.1mmのテフロンシート2枚とシリコングリースから構成されており、その平均摩擦係数は0.014であった。

2軸圧縮試験の荷重方法は、手動によって2方向の応力比を一定に保持しながら供試体が破壊に達するまで応力を漸次増加させる比例荷重方法を用いた。最大主応力 σ_1 と最小主応力 σ_2 の応力比は1:0.2、1:0.4、1:0.6、1:0.8および1:1の5種類である。さらに、立方供試体の1軸圧縮試験を行った。また加圧板間の変位の測定値からコンクリートのひずみを求めた。

3. 2軸圧縮応力下における終局強度包絡線の表示

2軸圧縮試験における終局強度および終局強度包絡線を図-1に示す。横軸は最小主応力を立方供試体の1軸圧縮応力で除して無次元化した値であり、縦軸は最大主応力を1軸圧縮応力で除して無次元化した値である。

右下部の2つの曲線はそれぞれ1回目および2回目の2軸圧縮試験より得られた終局強度包絡線である。また、丸の点および四角の点は、それぞれ1回目および2回目の2軸試験で得られた各々の応力比における終局強度の平均値を示す。左上部の図は今回の試験で得られた高強度コンクリートの終局強度包絡線と、普通コンクリートに対する既存の表示式 σ_1/σ_0 による終局強度包絡線である。

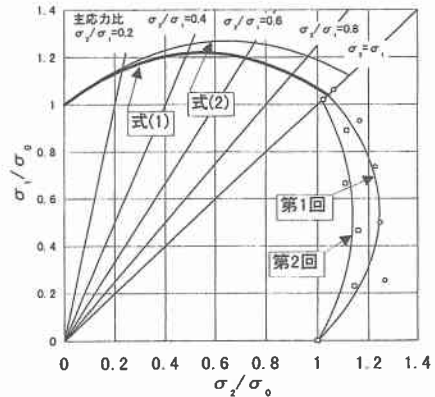


図-1 2軸圧縮試験による終局強度包絡線

図から明らかなように、2軸圧縮応力下のコンクリート 図-1 2軸圧縮試験による終局強度包絡線の終局強度包絡線は凸状の曲線を示す。また、2軸圧縮強度は応力比(σ_1/σ_2)の増加に伴って大きくなり、応力比が0.5~0.6のとき、最大となる特徴を持っている。応力比が0.5~0.6のときの2軸圧縮強度は1軸圧縮強度の約1.22倍であった。また、最大強度に達してからは、応力比の増加に伴って2軸圧縮強度は減少し始め、等2軸圧縮応力状態のコンクリートの強度は1軸圧縮強度の約1.04倍であった。

この実験結果から2軸圧縮応力下の高強度コンクリートの終局強度は次式によって表示することができた。

$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_0}\right) = 1.00 + 0.803\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_0}\right) - 0.736\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_0}\right)^2 \quad (1)$$

また、普通コンクリートで提案されている既存の表示式 σ_1/σ_0 は以下のように与えられている。

$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_0}\right) = 1.00 + 0.831\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_0}\right) - 0.643\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_0}\right)^2 \quad (2)$$

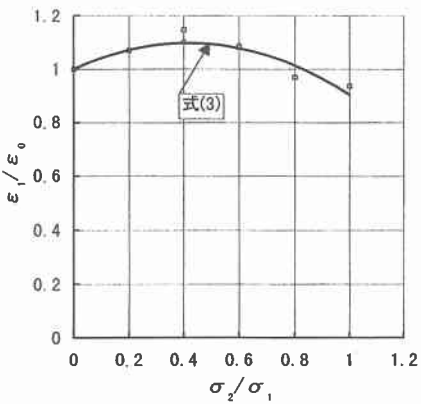
ここで σ_1 、 σ_2 および σ_0 はそれぞれ最大主応力、最小主応力および1軸圧縮強度である。

高強度コンクリートと普通コンクリートの終局強度包絡線を比較すると、特に応力比(σ_1/σ_2)が大きいときの終局強度は低いことがわかる。これは、高強度コンクリートの引張強度と1軸圧縮強度の比が普通コンクリートよりも小さいために、高強度コンクリートの相対的なせん断強度(1軸圧縮強度との比)が低くなることによるものと考えられる。

以上のように、1軸圧縮強度と応力比が既知の場合、2軸圧縮応力を受けるコンクリートの終局強度はこ

の放物線表示式によって算定することができる。

次に、2 軸圧縮試験における終局ひずみおよび終局ひずみ包絡線を図-2 に示す。横軸は応力比であり、縦軸は最大主応力方向の終局ひずみを 1 軸圧縮破壊時のひずみで無次元化した値である。また、丸の点および四角の点は、それぞれ 1 回目および 2 回目の 2 軸圧縮試験で得られた各々の応力比における終局ひずみの平均値を示す。実線は 2 次関数に当てはめた終局ひずみ包絡線を示す。



図から明らかなように、2 軸圧縮応力下の高強度コンクリートの終局ひずみ包絡線は凸状の曲線を示す。また、終局ひずみは応力比(σ₁/σ₂)の増加に伴って大きくなり、応力比が 0.4 の付近で最大となる。このときの終局ひずみは 1 軸圧縮下の終局ひずみの約 1.10 倍である。最大値に達して 図-2 2 軸圧縮試験による終局ひずみ包絡線からは、応力比の増加に伴って終局ひずみは減少し始め、等 2 軸圧縮応力状態のコンクリートの終局ひずみは 1 軸圧縮応力下の 0.87 倍である。

実験結果から、2 軸圧縮応力下の高強度コンクリートの終局ひずみは次式によって表示することができた。

$$\left(\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_0}\right) = 1.00 + 0.495\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right) - 0.535\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right)^2 \quad (3)$$

ここで ε₁ は最大主応力方向のひずみである。

4. 2 軸圧縮応力下における高強度コンクリートの破壊形態および変形特性

2 軸圧縮試験により破壊された高強度コンクリートの供試体の写真を図-3 に示す。それぞれの写真において、上下の面は無載荷面である。左の写真は最小主応力(σ₂)の載荷面であり、最大主応力(σ₁)は左右から作用している。右の写真は最大主応力(σ₁)の載荷面であり、最小主応力(σ₂)は左右から作用している。

主応力比が 0.2~0.4 の範囲では最小主応力(σ₂)の載荷面は無載荷面と 20° ~30° 傾斜した斜めひび割れが生じる。最大主応力(σ₁)の載荷面では無載荷面に平行なひび割れが 2 本から 3 本生じた。

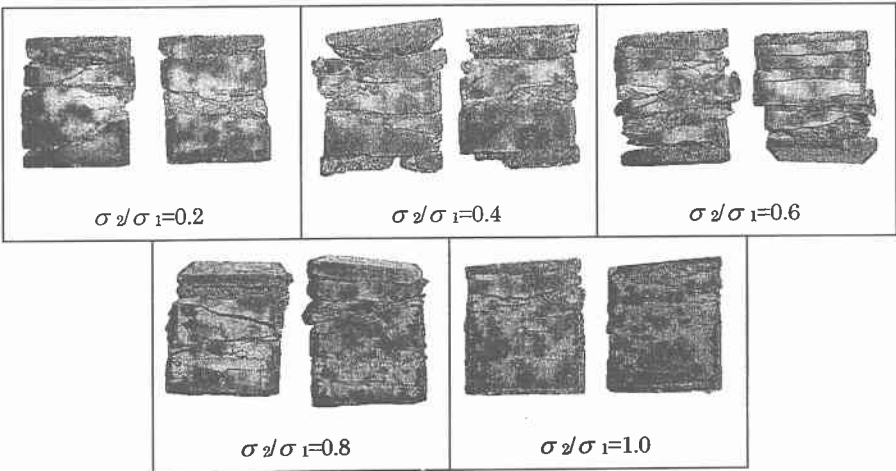


図-3 2 軸圧縮試験による破壊形態

次に主応力比が 0.6~0.8 の範囲では最小主応力(σ_2)の載荷面で斜めひび割れの角度は、中央部で $15^\circ \sim 20^\circ$ であり、端部では無載荷面に平行なひび割れが約 1cm 間隔で生じた。最大主応力(σ_1)の載荷面では 1cm ~1.5cm 間隔でひび割れが生じた。

主応力比が 1.0 では主応力の載荷面での斜めひび割れの角度は逆に小さくなり、ひび割れの数が増加する。以上のように、2 軸圧縮応力下の破壊形態は割裂破壊とせん断破壊が組み合わせられたものであると考えることができる。また、終局強度は応力比(σ_1/σ_2)が 0.5~0.6 のときに最大となり、同時に主応力比が 0.6 の付近で破壊形態が変化している。

次に、2 軸圧縮試験で得られた高強度コンクリートの応力-ひずみ曲線を図-4 に示す。前述のように、ひずみは加圧板間の変形から求めたために、応力を作用させていない方向のひずみは得られていない。また、最大応力に達して以降の軟化領域のひずみも得られなかった。横軸は圧縮ひずみであり、縦軸は最大主応力(σ_1)である。図から明らかなように、最大主応力の応力(σ_1)-ひずみ(ε_1)関係は変動が少なく、また最小主応力方向のひずみ(ε_2)は主応力比(σ_1/σ_2)の増大にともなって、応力比が $\sigma_1=\sigma_2$ の曲線に近づく傾向にある。これらの挙動はコンクリートのポアソン効果によるものである。

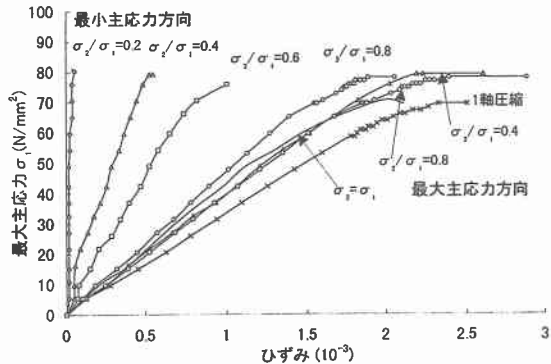


図-4 2 軸圧縮試験における応力-ひずみの関係

5. まとめ

本研究の結果をまとめると、以下のとおりである。

- (1) 2 軸圧縮応力を受ける高強度コンクリートの終局強度は、普通コンクリートと同様に 1 軸圧縮強度よりも増大することが明らかにされた。この強度増加は応力比に依存し、応力比が 0.6 のとき最大となった。
- (2) 2 軸圧縮応力を受ける高強度コンクリートの終局強度包絡線は、2 次関数によって数式表示できることが示された。また、この終局強度包絡線は、既往の研究で与えられた普通コンクリートのものよりも全体的に強度を低く見積もるものであり、これは高強度コンクリートの相対的なせん断強度が普通コンクリートよりも小さいことによるものと考えられる。
- (3) 2 軸圧縮応力下の破壊形態は、せん断破壊と割裂破壊が組み合わせられたものであり、応力比に依存することが示された。
- (4) 最大応力に達するまでの応力-ひずみ曲線が得られた。これらの関係は、コンクリートのポアソン効果による挙動を示すことがわかった。

参考文献

- 1) 大沼博志、青柳征夫：二軸圧縮応力下のコンクリートの強度・変形特性に関する実験的研究、電力中央研究所研究報告、No375016、1981 年 12 月