

# 論文 横方向の緊張力を導入した角柱供試体の終局耐力に関する解析的 検討

あべ松 隆太\*1・上田 多門\*2・佐藤 靖彦\*3・中井 裕司\*4

**要旨**：本研究で開発された3次元非線形有限要素プログラムを使用し、拘束筋として緊張されたPC鋼材を用いた角柱供試体の一軸圧縮試験を解析し十分な解析精度を得ることができた。そのプログラムを使用し補強筋比・緊張力量をパラメーターとした解析を行い、それらを変数とし終局耐力との関係を明らかにした。

**キーワード**：3次元FEM，プレストレス，角柱供試体，一軸圧縮耐力

## 1. はじめに

近年、大規模地震に対する鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能向上の必要性から、多量の帯鉄筋・中間拘束筋を配置することとなり施工上での大きな問題となっている、この問題に対してPC鋼材を帯鉄筋として使用する工法が提案されている。そこで本研究では、本研究で開発された3次元非線形有限要素プログラムを使用し鈴木<sup>1)</sup>らによる実験結果と解析結果を比較しプログラムの妥当性を検証した上で導入プレストレス力量、PC鋼材の体積比を変化させた解析を行い、終局耐力とそれに影響する各種因子の関係について検討を行った。

## 2. 解析概要

### 2.1 概説

FEM解析におけるメッシュ形状は耐力、変位に大きな影響を与えるパラメーターである。一般的に圧縮力が支配的な破壊におけるものはその影響が特に顕著である。本研究では圧縮力が支配的な状態で破壊を起こす供試体におけるメッシュ形状の影響について検証を行った。尚、本解析はピークまでの挙動を予測するものとする。

### 2.2 解析プログラム

使用した非線形3次元有限要素プログラムの要素は8 Gauss点を有する20節点アイソパラメ

トリックソリッド要素を、3 Gauss点を有する3節点トラス要素、1 Gauss点を有する2節点スプリング要素である。

非線形計算方法は修正Newton-Rhaphson法を用い収束判定基準に $\Sigma(\text{残差力による残差変位})^2 / \Sigma(\text{全変位増分})^2$ を使用している。収束判定基準値に関しては $10^{-5}$ を採用している。この値は本プログラムを用いたディープビームのせん断解析結果より最も合理的であると考えられた値である。但し規定回数(200回)内に収束せず、かつ発散傾向が見られない場合には、その時点の残差力を次の荷重ステップに外力として加え計算を行っている。

ひび割れ前のコンクリート、鋼材の構成モデルには3次元弾塑性破壊モデル<sup>2)3)4)</sup>を採用した。

コンクリートのひび割れに関しては要素内でひび割れを平均的に扱うひび割れ分散モデルを採用し、一度形成されたひび割れ面方向が変化しない固定ひび割れモデルを採用した。またひび割れはひとつのGauss点に3本まで考慮しており、具体的な各構成則の適用方法としてはひび割れが発生した場合、その時点の主応力方向に局所座標系をとり、ひび割れ面座標系とする。

ひび割れが1本入った場合は局所座標系において、ひび割れ面と直交する方向は一軸引張応力下においてコンクリート・鉄筋コンクリート要

\*1 北海道大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻 工学 (正会員)

\*2 北海道大学大学院 工学研究科社会基盤工学土木工学科教授 工博 (正会員)

\*3 北海道大学大学院 工学研究科社会基盤工学土木工学科助手 博士 (工学) (正会員)

\*4 三井住友建設(株) 土木技術部 (正会員)

素中のコンクリートにはそれぞれ Reinhardt の Tension-softening モデル<sup>5)</sup>、岡村らの Tension Stiffening<sup>9)</sup>モデルを用いている。最大主応力と直交する他の 2 軸においては主ひずみ-主応力関係には Vecchio&Collins<sup>6)</sup>のモデルを使用している。尚、この時の引張応力に関しては弾性とした。ひび割れと直交する面の面内せん断応力は、ひび割れ面のせん断剛性と、ひび割れの入っていないコンクリート部のせん断剛性の平均せん断剛性を使用する方法を用い算出する。せん断伝達応力は李・前川らによるせん断伝達モデルを簡略化し用いている。

2, 3 本目のひび割れに関しては要素の変形は 1 本目のひび割れ幅に集中するものとして仮定するアクティブクラック法<sup>7)</sup>を採用している (Fig.1)。ただしこの方法は 2 非直交ひび割れが同時にひらくような場合には対応していないので、それに対応できるようにひび割れ並行方向のコンクリートモデルと平均せん断剛性モデルに変更を加えている。平均せん断剛性モデルに関してはサブクラック上の座標系で計算した応力をアクティブクラックの座標系に変換しそのせん断応力とアクティブクラック座標系でのせん断ひずみからこの部分の剛性を求めている。圧縮-引張複合モデルに関しては前述の一本目のひび割れが入った場合と同様の適用方法である。またサブクラックが複数本ある場合には全体座標系のひずみをそれぞれのサブクラックに座標変換したときのひび割れ直交座標のひずみが大きいサブクラックに、この方法を適用している。

ひび割れ発生基準には圧縮-引張領域で二羽モデル、引張-引張領域で青柳・山田モデルをそれぞれの境界条件を満たすよう引張-引張-引張領域に式(1)、引張-引張-圧縮領域に式(2)、引張-圧縮-圧縮領域に式(3)のように 3 次元に拡張し使用している。

鉄筋コンクリート要素に関しては鉄筋コンクリート全体の挙動を鉄筋とコンクリートの重ねあわせにより表現しており、その中でも前川ら

の大ひずみ領域におけるひずみ硬化率の低減を表現可能なトリリニア型を採用した<sup>8)</sup>。

$$1.0 = \sigma_1 / \left[ \left( \frac{1 + 2 \cos \theta}{3} \right) f_t \right] + 0.3 \left( \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \right)^2 \quad (1)$$

$$1.0 = \sigma_1 / \left[ \left( 1 - \frac{\sigma_3}{f_c} \right)^{1/3} f_t \right] + 0.3 \left( \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \right)^2 \quad (2)$$

$$1.0 = \sigma_1 / \left[ \left( 1 - \frac{\sigma_3}{f_c} \right)^{1/3} f_t \right] + \left( \frac{\sigma_2}{f_c} \right) \quad (3)$$

ここで  $\theta = \frac{1}{3} \cos^{-1} \left( 1 - 4.05 \frac{\sigma_3^2}{f_t^2} \right)$

$\sigma_{1,2,3}$  : 第 1, 2, 3 主応力

$f_t$  : 第 2 主応力

$f_c$  : 第 3 主応力

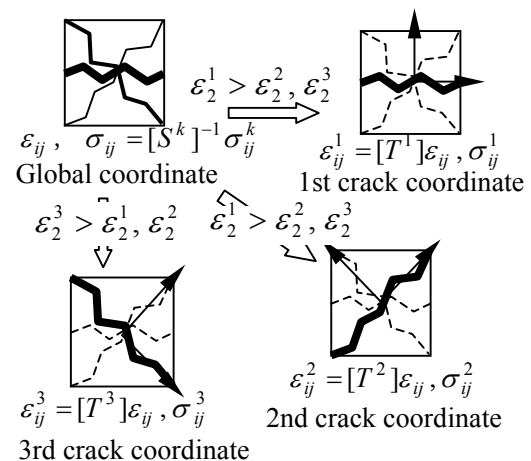


Fig.1 Active crack coordinate system

## 2.3 実験供試体

本プログラムの妥当性を検証するために鈴木らによって行われた角柱供試体の一軸圧縮試験結果との比較解析を行った。実験供試体の概要を Fig.2 に、供試体、使用材料の各諸元を Table1, 2, 3 に示す。尚、Table1 に関し Area は使用した PC 鋼棒の断面積、Volume ratio は供試体に対する鋼棒の体積比、Tension は鋼棒一本あたりに導入する緊張力を示している。

## 2.4 解析モデル

解析モデルはメッシュサイズの影響を検証するために要素寸法の異なる 3 モデル、すなわちソリッド型の要素数を 69, 184, 316 としたメッシュ分割モデルを用意した, それぞれを要素数の少ないものから Type1~3 とする。PC 鋼材のモ

**Table1 Specimen condition**

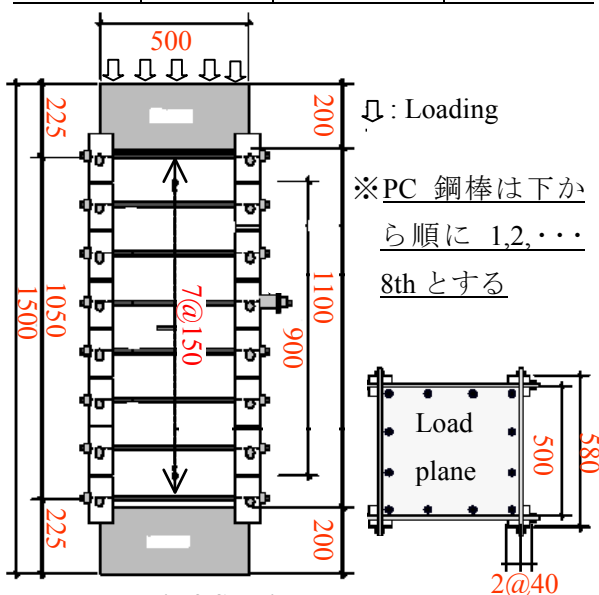
Specimen	Area (mm <sup>2</sup> )	Volume ratio(%)	Tension (kN/bar)
LS0	0	0	
LS1	40	0.21	49.1
LS2	64	0.34	73.5
LS3	90	0.48	101.1
LS4	64	0.34	0.0
LS5	64	0.34	39.0

**Table2 Concrete property**

Compressive strength (MPa)	34.9
Concrete stiffness (GPa)	26.1
Poisson	0.18

**Table3 PC-bar property**

Name	Area (mm <sup>2</sup> )	Yield strength (kN)	Stiffness (N/mm <sup>2</sup> )
PC-bar	40	57.4	201100
PC-bar	64	91.4	199400
PC-bar	90	130.6	202700



**Fig.2 Specimen**

デル化においてはトラス要素を用い, ソリッド要素の各節点とスプリング要素で結ぶことにより静定を保った。尚, PC 鋼材の拘束にはせん断力による効果も考えられ, はり要素によるモデル化が最適と考えられるが, 本実験に用いられた PC 鋼材の断面積は十分に小さいものであり鋼材自体の曲げ剛性による拘束効果はないものと考えられたのでトラス要素を用いることとした。解析モデルの概要を Fig.3 に, PC 鋼材のモデル化の概要を Fig.4 に示す, この図は載荷方向の供試体図である, 尚ばね要素の剛性は緊張力が導入される部分に関しては 3 方向に関して十分な剛性を有すると仮定し, また他のばね要素における K<sub>3</sub> 方向の剛性に関しては鋼棒が十分に小さくそれ自体のせん断方向の拘束効果が小さいと考えられたので十分に小さな値を導入した, また K1, K2 方向の剛性は解析結果に大きな影響を与えなかったことから任意の値を導入した。それぞれの剛性を変え解析を行った結果ほとんど解析結果に影響を与えなかったため任意の剛性を導入した。解析は対象性を利用し 1/8 モデルで行った。

## 3. 解析結果及び考察

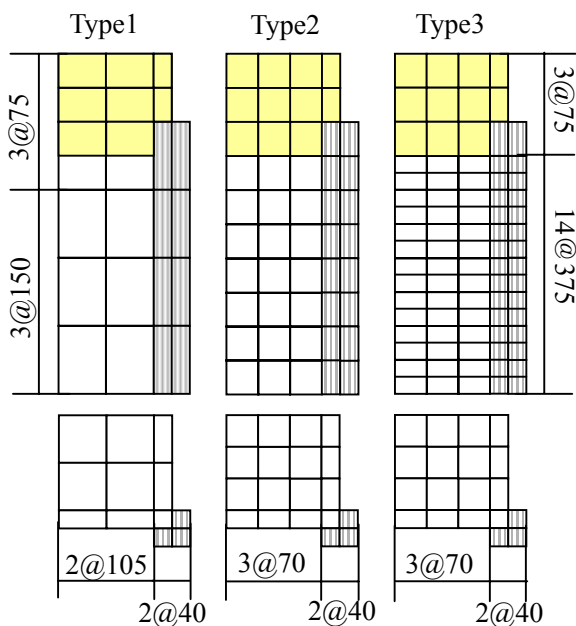
### 3.1 要素寸法の影響

供試体 LS1 の応力-ひずみ曲線を Fig.5 に示す。メッシュを細かくした Type2・3 に関してやや Type1 より早期に終局に至っているが, ピーク付近まで各解析供試体ともほぼ同様の傾向を示している, 他の供試体 LS2~5 についても同様の結果となっていることから, メッシュ形状による影響はないものとした。これ以降の考察は Type1 の供試体で行う。尚, ひずみに関しては供試体中心部から軸方向に 900mm の区間の変位より求めた評点間ひずみであり, 解析においても実験値と同様にして求めている。

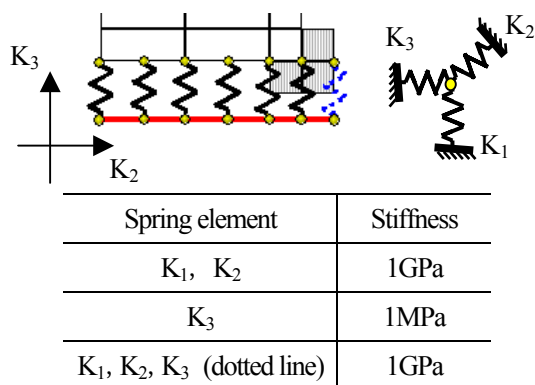
### 3.2 応力-ひずみ関係による検証

実験・解析結果の一覧を Table4 に示す。尚, 各補強の効果を見るために帯鉄筋(D10)をトラス

要素でモデル化しピッチ 3.75, 7.5, 15(cm)間隔で配置した供試体の解析結果を **Table5** に示す。



**Fig.3** Finite element mesh



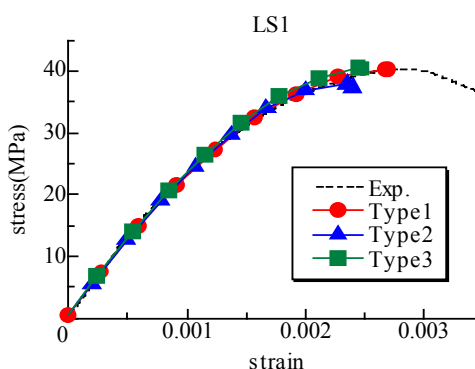
**Fig.4** Modeling of PC-bar

供試体と LS1~5 に関しては最大圧縮力・終局時のひずみ共に実験値と比較し誤差 20%以内で収まっており、十分な精度をもって予測できているといえる。

供試体 LS0 に関しては、実験値の終局ひずみと比較して 40%程度解析値が大きくなっているが、この供試体に関しては PC 鋼材を配置していない無補強供試体であり 1 本目のひび割れが発生した時点で終局を向かえていた。これより供試体 LS0 の挙動は 3 次元弾塑性破壊モデルに支

**Table5** Normal specimen's result

Spacing(cm)	Stress(MPa)	Strain
3.75	35.9	0.00267
7.5	35.2	0.00271
15	35.2	0.00278



**Fig.5** Strain-stress curve of LS1

**Table4** Experimental and analytical result

Specimen	LS0		LS1		LS2	
	Stress(MPa)	Strain	Stress(MPa)	Strain	Stress(MPa)	Strain
Experience	34.9	0.00200	40.4	0.00285	41.0	0.00273
Type1	33.9	0.00277	40.8	0.00263	41.7	0.00273
Type2	33.9	0.00277	39.4	0.00235	41.1	0.00253
Type3	33.9	0.00277	40.3	0.00252	40.9	0.00248
Specimen	LS3		LS4		LS5	
	Stress(MPa)	Strain	Stress(MPa)	Strain	Stress(MPa)	Strain
Experience	43.5	0.00314	36.3	0.00231	40.4	0.00288
Type1	42.1	0.00274	35.2	0.00210	39.8	0.00247
Type2	41.9	0.00253	34.9	0.00203	40.2	0.00259
Type3	41.6	0.00244	34.9	0.00205	39.8	0.00242

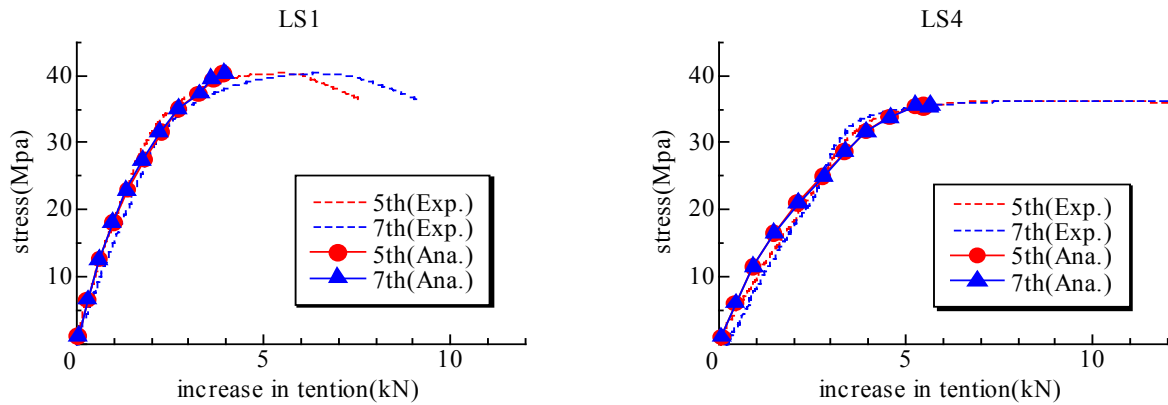


Fig.6 Tension-stress curve for LS1 and LS 4

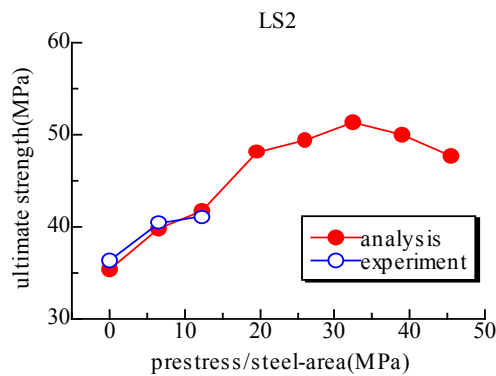


Fig.7 Ultimate axial stress and prestress

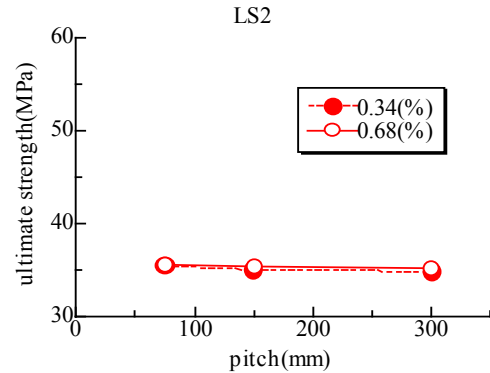


Fig.8 Bar Arrangement-stress curve

配されておりモデル上の問題として特に留意しないこととした。

また通常の帯鉄筋を配置した供試体と PC 鋼材で補強した供試体と比較すると PC 鋼材で補強された供試体は十分な拘束効果を保有していることが確認できた。

### 3.3 張力による検証

LS1, 4 供試体の PC 鋼材の張力-軸応力関係を Fig.6 に示す。尚、検証は Type1 のモデルで行った。供試体 LS1,4 共に終局時の圧縮強度の 90(%) 程度まで実験値とほぼ同様の挙動を示しており、それ以降で実験値に見られるような急激な張力の増加を表現できていなかった、これはコンクリートの圧縮及びせん断モデルがポストピーク後の挙動を適切に表現できないことによるものと考えられる。ただし、実験結果より最大耐力付近での張力の増加は終局耐力にそれほど大きな影響を与えていないと考えられたため特に留意しなかった。また他の供試体についても供試

体 LS1,4 とほぼ同様の挙動を示していた。

## 4. パラメトリック解析

前章までで本プログラムの解析精度が十分であることが確認できたのでこれ以降では本プログラムを使用しプレストレス力量、補強筋体積比を変化させ解析を行い各種影響因子と部材の圧縮応力の関係を検証した。尚、検証は Type3 のモデルを使用した。

### 4.1 導入プレストレス力量の影響

LS2 供試体においてプレストレス力量をパラメーターとして解析を行った。その結果を Fig.7 に示す。尚縦軸は供試体の最大圧縮強度、横軸は鋼板とコンクリートの接触面積で導入プレストレス力を除いたものである。またこの解析においては PC 鋼材の断面積、剛性は LS2 と同値のもので降伏強度はプレストレス力を導入しても降伏しない程度のもので解析を行った。解析結果より導入プレストレス力 0~20(MPa)程度

まで一様にコンクリートの圧縮応力は増加していき、20~33(MPa)付近では無補強コンクリートと比較し15(MPa)ほど圧縮強度が増加した。

#### 4.2 補強筋間隔・体積比による影響

PC鋼材の配筋間隔を75,150,300(mm)と変化させ、またそれぞれでPC鋼材の体積比を0.34,0.68(%)と変化させ解析を行った、その結果をFig.8に示す。配筋間隔、鋼材体積比による最大圧縮強度の変化はほとんどなかった。鋼材の拘束効果については終局耐力にはほとんど影響はなく、その効果は本解析では取り扱わなかったポストピークにおけるじん性効果により影響を及ぼす因子であると考えられる。

#### 5. まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す。

- (1) 圧縮力が支配的な破壊の角柱供試体の一軸圧縮試験において、ピーク前の挙動についてはメッシュ形状による影響がないことが明らかになった。
- (2) パラメトリック解析より導入プレストレス力は大きく終局耐力に影響することが確認できた。これより鉄筋コンクリート橋脚の多量の帯鉄筋を必要とする圧縮域に関して、プレストレス力を導入する工法は施工性能の向上、施工コストの低減を図ることができる。
- (3) パラメトリック解析よりピーク前の挙動において拘束筋における影響はほとんどないことが明らかになった。

謝辞：本研究は、独立行政法人土木研究所、財団法人土木研究センター、他民間5社による「高じん性コンクリート構造の配筋合理化技術に関する共同研究」の一環として実施された実験データをもとに行われたものであり、ここに関係各位に感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 鈴木宣政・久保明英・中井裕司・浅井洋：PC鋼材を拘束筋としたコンクリートの応力-ひずみ関係、第7回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、2004.1
- 2) K.MAEKAWA, J.TAKEMURA, P.IRAWAN and M.IRIE : Continuum Fracture in Concrete Nonlinearity Under Triaxial Confinement , Proceedings of JSCE No.460/V-18, pp.113-pp.122, February 1993
- 3) K.MAEKAWA, J.TAKEMURA, P.IRAWAN and M.IRIE : Plasticity in Concrete Nonlinearity Under Triaxial Confinement , Proceedings of JSCE No.460/V-18, pp.123-pp.130, February 1993
- 4) K.MAEKAWA, J.TAKEMURA, P.IRAWAN and M.IRIE : Triaxial Elasto-Plastic and Fracture Model for Concrete, Proceedings of JSCE, No.460/V-18, pp.131-pp.138, February 1993
- 5) H.W.Reinhardt, H.A.Cornelissen, D.A.Hordijk : Tensile Tests and Failure Analysis of Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.112 No.11, pp.2462-pp.2477, November 1986
- 6) F.Vecchio and M.P.Collins : The response of reinforced concrete to in-plane shear and normal stresses, Univ. of TRONTO, 1982 March
- 7) 高橋良輔：3次元非線形有限要素法によるコンクリート系部材の挙動解析に関する研究、北海道大学博士論文、2003.3
- 8) 前川宏一、福浦尚之：擬似直交方向ひび割れを有する平面RC要素の空間平均化構成モデルの再構築、土木学会論文集, No.634/V-45, pp.157-176, 1999.11
- 9) 岡村甫、前川宏一、鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則、技報堂出版、1991