

論文 鉛直局所載荷を受ける RC 梁の解析的検討

宮原 みか子^{*1}・幸左 賢二^{*2}・余田 善紀^{*3}・萩原 隆朗^{*4}

要旨： 支承取替えの際には、上部工の桁を一時的にジャッキアップする必要がある。この場合、既設支承を避けてジャッキを設置する必要があるため、ジャッキ位置は橋脚端部になることが多い。このジャッキアップによって、コンクリート橋脚の梁端部に損傷を生じる恐れがある。そこで、本研究では橋脚梁をモデル化した供試体を用いて実験を行い、破壊メカニズムを検討すると共に、端部破壊耐力の評価式を提案した。また、2次元 FEM 解析を用いて橋脚梁端部の押抜きせん断破壊実験の評価を行った。

キーワード： 鉄筋コンクリート梁、せん断応力度、有限要素解析、押し抜きせん断

1. はじめに

平成7年に発生した兵庫県南部地震は、橋梁に多大な損傷を与えた。支承部においても例外ではなく、設置されていた金属支承に損傷が発生した。この損傷事例に鑑みて、耐震性能向上を目的として、従来の金属支承からゴム支承への取替えが行われている。

支承取替えの際には、上部工の桁を一時的にジャッキアップする必要がある。この場合、既設の支承を避けてジャッキを設置する必要があるため、ジャッキアップ位置は梁端部になることが多い。このジャッキアップによって、コンクリート橋脚の梁端部に損傷が生じる恐れがある。梁端部の鉛直荷重を対象とした研究¹⁾が少ないことから、本研究では橋脚の梁をモデル化した供試体を用いて、局部載荷によるひび割れの発生状況、破壊モードを調べ、局部載荷に関する安全性の照査に必要となる端部破壊耐力の評価式を提案することを目的としている。

また、2次元弾塑性 FEM 解析を行い、最終破壊形態であるせん断損傷部に着目し、コンクリートおよび鉄筋の負担する耐力の検討を行った。

2. 実験概要

2.1 供試体

表-1に実験供試体の諸元を、図-1に供試体および載荷板形状を示す。供試体は阪神高速道路公団が有する支承取替えが必要な橋脚の中から、代表的な7基を抽出し、梁幅、鉄筋比等のパラメータが最も平均に近い橋脚をプロトタイプとしてその橋脚梁で最も耐力が小さい部分を1/3縮尺でモデル化した。また、載荷板位置は梁端部から75～125mmであり、平均で100mmであるのに対し、供試体高さは330mmで載荷板から梁端部までの距離に対して3倍以上としているため破壊は供試体底面に到達しないものと考え、底面全体を直接載荷台に設置した。

2.2 載荷手法

載荷板は標準的なジャッキ寸法を考慮し、供試体等と同様に1/3縮尺でモデル化した。表-2に載荷位置を示す。載荷位置は実際の工事でのジャッキ位置を考慮した12ケースとした。また、載荷は最大荷重に達するまでは荷重制御で行い、それ以降は変位制御とした。測定項目は、載荷板の鉛直変位、鉄筋ひずみ、クラック図である。

*1 九州工業大学 建設社会工学科 (正会員)

*2 九州工業大学助教授 建設社会工学科 Ph. D. (正会員)

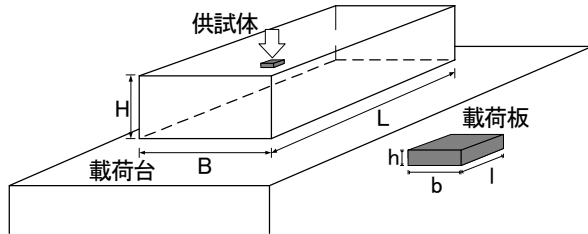
*3 阪神高速道路公団 大阪管理部 調査設計課

*4 東京エンジニアリング(株) 大阪支社 技術部

表－1 供試体諸元

	H(mm)	B(mm)	L(mm)	備考
供試体	330	760	1200	1/3縮尺
載荷板	h(mm)	b(mm)	l(mm)	
	30	100	100	

図－1 供試体および載荷板形状

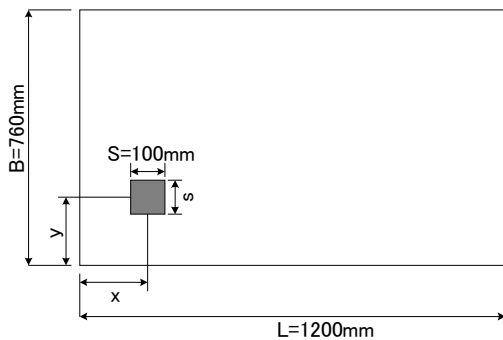


表－2 実験ケース

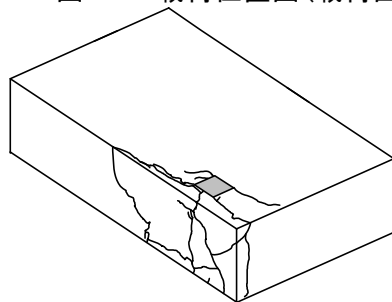
実験case	載荷位置	帯鉄筋比
case1～12	表－3, 図－2参照	0.33%
case13	X=1.00	0.75%
case14	Y=0.75	1.33%
case15	X=2.00	0.75%
case16	Y=0.75	1.33%

表－3 載荷位置

		X=x/s				
		0.75	1.00	1.50	2.00	2.50
Y=y/s	0.75	case5	case6	case7	case8	
	1.00		case9	case10	case11	case12
	1.25		case1	case2	case3	case4



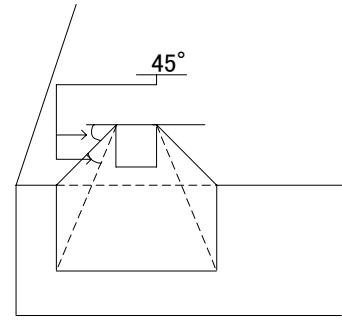
図－2 載荷位置図(載荷面)



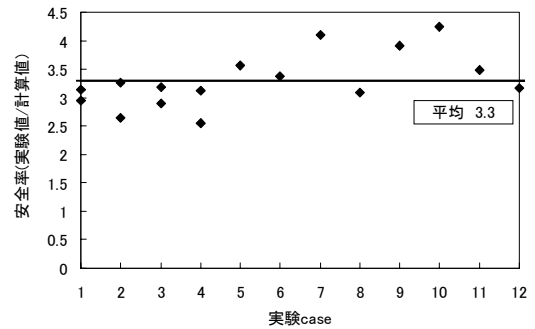
図－3 最終破壊状況 (case4)

2. 3 供試体損傷状況

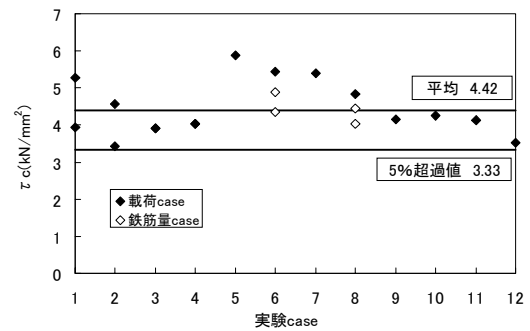
代表的な例として case4 について考察する。供試体は初期ひび割れが入った後緩やかに損傷が進展し, 最大荷重近傍でひずみ, クラック幅, 数が大幅に進展し, かぶりコンクリートが欠落, 破壊に至った (最大荷重 764kN)。図－3 に最終



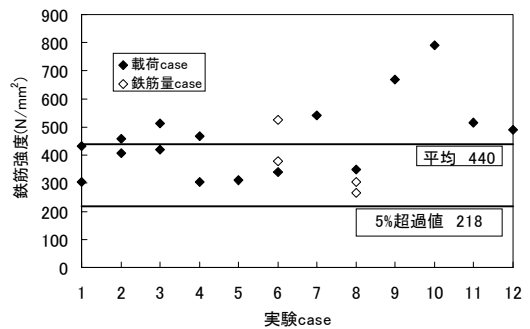
図－4 破壊面(式(1))



図－5 耐力比



図－6 コンクリートせん断応力度



図－7 鉄筋強度

破壊状況を示す。図より供試体の損傷は供試体の端部方向に進展し, 内部方向にはほとんど損傷を生じないことがわかる。最終破壊状況および脆性的な破壊形態から最終破壊モードは押し抜きせん断破壊であると考えられ, 他のケースにおいてもほぼ同様の傾向がみられた。

2. 4 評価式の提案

現在照査式として, 各機関では破壊面が押し

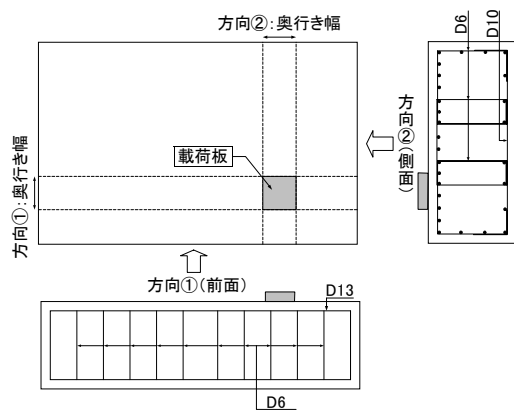


図-8 解析モデル

表-3 解析検討ケース

検討case	帯鉄筋比(%)	備考
No.1(標準)	0.167	D6
No.2	0.375	D10
No.3	0.667	D13
No.4	0.00	
No.5	1.713	主鉄筋換算
No.6	3.381	D29

抜きせん断破壊タイプであるために、簡易的に道路橋示方書に示される水平方向の押し抜きせん断耐力の算定式²⁾³⁾を鉛直方向に適応したものをを用いている。実験値と現行の評価式を用いて算出した計算値を比較した結果、図-5に示す様に実験値/計算値が平均で3.3となり、評価式は実験値を過小評価する傾向があることがわかった。そこで、適切な安全率を含んだ耐力を算定するため、現行の照査式および想定破壊面(図-4参照)を基に、実験結果からコンクリートおよび鉄筋の抵抗力を推定した。まず、実験においてコンクリートが負担する耐力(V_c)をひび割れ発生荷重までとし、それ以降、最大荷重までを鉄筋が負担する耐力(V_s)と仮定した。これらの耐力から、コンクリートのせん断応力度、鉄筋の負担応力を算出した結果を図-6, 7に示す。各材料抵抗値は、実験から得られた耐力をそれぞれコンクリートのせん断破壊抵抗面積およびその破壊面に含まれる帯鉄筋と主鉄筋の総断面積で割り戻したものである。各材料の抵抗値は、適切な安全率を含む値として5%超過の値を用いる。

以下に端部耐力の評価式を提案する。

$$\text{許容せん断耐力} = V_c + V_s \quad (1)$$

$$V_c = \tau_{ca} \times \Sigma A_c$$

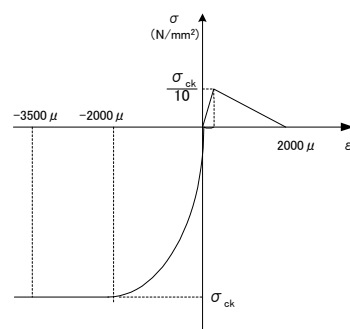


図-9 コンクリートの応力-ひずみモデル

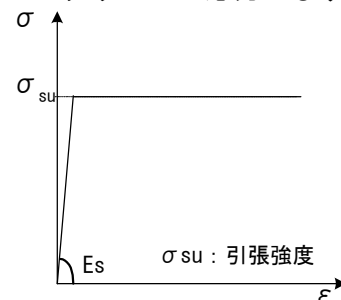


図-10 鉄筋の応力-ひずみモデル

表-4 材料特性

	圧縮強度 (N/mm²)	引張強度 (N/mm²)	弾性係数 (N/mm²)	ポアソン比
コンクリート	35	2.83	28000	0.2
鉄筋	360	360	210000	0.3
載荷板	—	—	210000	0.3

$$\tau_{ca} = 2.42 \text{ N/mm}^2 \quad (\sigma_{ck} = 27 \text{ N/mm}^2)$$

$$\Sigma A_c: \text{コンクリートのせん断破壊面積}$$

$$V_s = \sigma_s \times \Sigma A_s$$

$$\sigma_s = 218 \text{ N/mm}^2$$

$$\Sigma A_s: \text{有効となる鉄筋(主鉄筋およびスターラップ)の総断面積}$$

コンクリートのせん断応力度の平均値は、道路橋示方書に示される押し抜きせん断応力度($\sigma_{ck} = 36 \text{ N/mm}^2$: $\tau_{ca} = 1.10 \text{ N/mm}^2$)を超える値を示しており、圧縮先行せん断破壊時の許容せん断応力度($\sigma_{ck} = 36 \text{ N/mm}^2$: $\tau_{ca} = 4.78 \text{ N/mm}^2$)に近い値となっている^{4), 5)}。

3. 2次元 FEM 解析

3. 1 解析手法

本解析には、FEM による 2 次元弾塑性解析を用いた。本来、実験での破壊形状から 3 次元モデルによる見当が適していると考えられるが、評価方法が複雑であると考えられる。一方、2 次元モデルによる解析では、適切なモデル化を行えば、その解析結果は簡易的に評価を行うこ

とができ、2次元モデルで実施されている設計手法に反映する上でも有効な手段であると考えられる。解析対象モデルとしては case4 を用いた。case4 は荷重 case のうち最も供試体内部の位置ではあるが、実際の補強工事がなされている橋脚のジャッキアップ位置として多く見られる。また、実験結果として値が最も平均的であることから、case4 を用いて損傷分析を行う。図-8 に解析モデルを示す。供試体のモデル化は、主鉄筋を評価する前面方向とスターラップおよび前面方向への応力状態を検討する側面方向からの2方向とした。また、奥行き幅は荷重板直下と荷重板外の位置での応力状態が異なると考えられるため、荷重板幅とした。荷重条件は、実験で用いた荷重板をモデル化し、その上縁に鉛直下向きの等分布荷重を変位制御で荷重した。

また、本研究では Vs の効果を検討するために側面方向からの解析において、鉄筋量をパラメータとした解析を行った。検討ケースを表-3 に示す。このとき、他の影響をなくするため、鉄筋量以外は同条件とした。

3. 2 解析モデル

解析に用いた要素特性は、コンクリートは平面応力要素、鉄筋には線材要素を使用し、鉄筋とコンクリートは完全付着としている。表-4 にコンクリートおよび鉄筋の材料特性を示す。

コンクリートの二軸圧縮状態における降伏および破壊基準としては、二軸圧縮強度を $1.16f'_c$ (f'_c : 一軸圧縮強度) として、関連流れ側を仮定し、内部摩擦角を $\Phi = 10^\circ$ 、粘着力を $C = 0.42 f'_c$ と設定した Drucker-Prager の条件を用いた。引張-圧縮状態および二軸引張状態では、最大主応力が引張強度を超えるとひび割れが発生すると仮定し、ひび割れ発生後はせん断剛性を低減させた。図-9 にコンクリートの応力-ひずみモデルを示す。圧縮上昇域では圧縮強度までを2次放物線とし、その後は応力が一定であるモデルを用いた。また、引張域については、鉛直荷重に伴う圧縮力が支配的であることを考慮し、引張強度に至った後は解析結果に

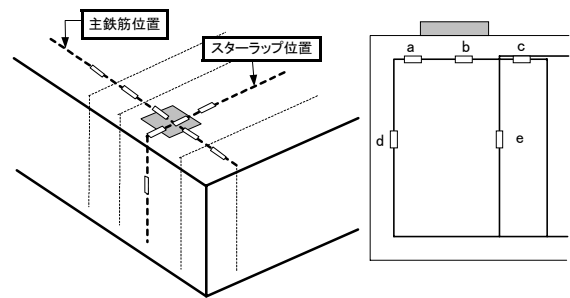


図-11 鉄筋およびひずみゲージ位置

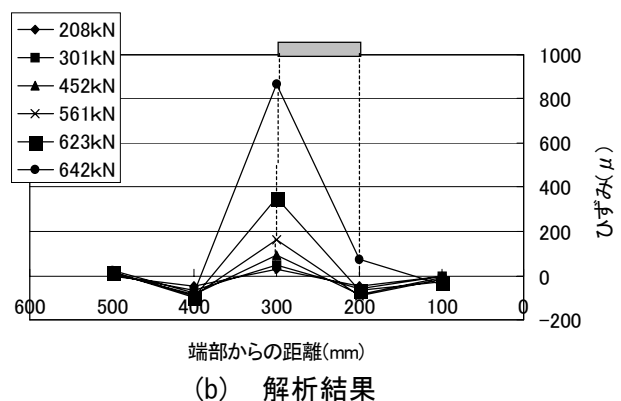
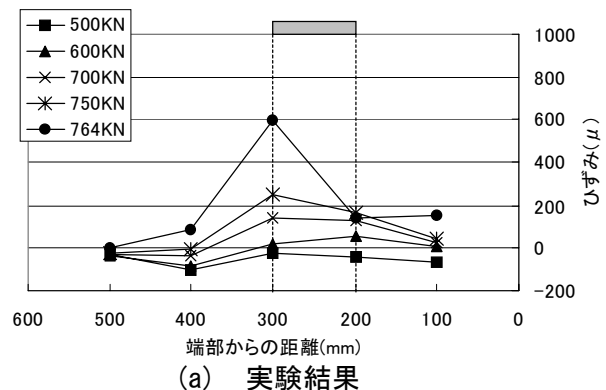


図-12 主鉄筋のひずみ分布比較

与える影響が微小であると思われるため、直線的に応力が減少するモデルとした。鉄筋の応力-ひずみモデルは、図-10 に示すバイリニアとした。また、ひび割れ発生後のせん断低減係数 β は 0.2 とした。

4. 解析結果

4. 1 鉄筋の荷重-ひずみ曲線

破壊に対する検討として、No.1 の帯鉄筋量が標準であるものを用いて行う。図-11 に実験での鉄筋およびひずみゲージ位置を示す。解析結果と比較するため、実験結果は荷重板中心に最も近いものを用いた。図-12 に評価方向①から得られる主鉄筋におけるひずみの展開図を示す。

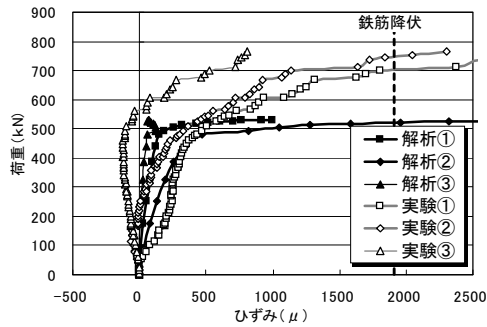


図-13 スターラップ荷重－ひずみ曲線

解析と実験結果はほぼ同様の傾向を示し、載荷板直下で最大の引張ひずみを生じ、載荷板位置から離れるほどひずみが小さくなっている。主鉄筋は実験結果同様に、降伏には至らなかった。解析方向②から得られるスターラップの荷重－ひずみ曲線の実験値との比較を図-13 に示す。実験では、載荷板に近い b で降伏ひずみに達し、その後 a でも降伏が確認できた。解析においても同様の傾向がみられ、鉄筋の挙動は実験結果を概ね評価できたと考えられる。

4. 2 破壊に対する検討

図-14 に case4 における最大荷重時の変形図、図-15 に最小主応力図を示す。これより最小主応力は、端部に向かって流れていることがわかる。供試体高さ半分は 35N/mm 前後に達していることから、載荷板付近において鉛直荷重に伴う圧縮破壊が生じていることがわかる。また、図-16 にせん断応力図より、前面付近に破壊に値するせん断応力が発生している。せん断応力度に対応して、同位置において上面スターラップ降伏後急激にひずみが生じたことから、解析におけるせん断損傷であると考えられる。したがって、図-16 に示す推定破壊面をせん断損傷断面とする。

5. 供試体耐力に対する検討

5. 1 供試体の耐力に対する検討

次に、供試体の耐荷力について検討する。実験では、図-4 に示す推定破壊面を用いてせん断応力度を算出している。解析から算出されたコンクリートのせん断応力度 4.19N/mm^2 は、実験

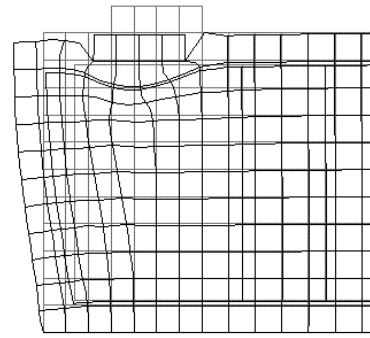


図-14 変形図（最大荷重時：35 倍）

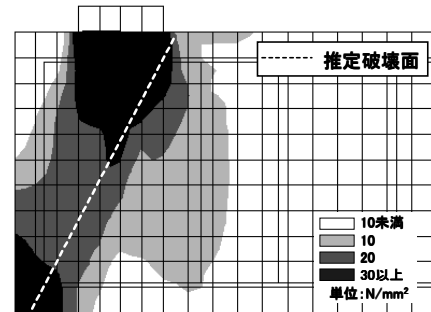


図-15 最小主応力図（最大荷重時）

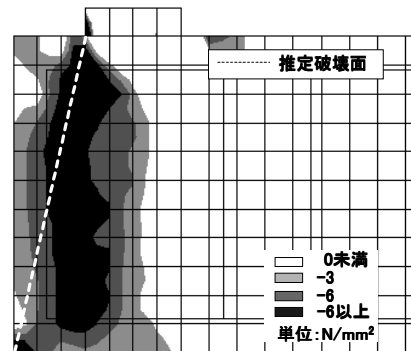


図-16 せん断応力図

値から算出された case4 のせん断応力度 3.98N/mm^2 に近似した値である。したがって、解析結果は概ね実験結果を評価できているものと考えられる。しかし、実際の破壊はせん断が支配的であると考えられることから、図-16 に示すせん断破壊面を用いて、耐力の検討を行う。この場合、せん断破壊に対して鉄筋が抵抗していると考えられるため、耐力の算出に加えることとする。解析での最大荷重時に推定破壊面を横切る鉄筋の応力は、鉄筋ひずみより算出する。その応力に、解析上での鉄筋の断面積 31.67mm^2 を乗じ、鉄筋が負担する荷重 15.1kN が算出される。この値が鉄筋のせん断耐力である。これにコンクリートの平均せん断応力 5.40N/mm^2 に破壊面を乗じるとコンクリートの耐力 178.1kN を

得る。以上より，供試体の耐力は 193.2kN となる。せん断応力を用いて算出した場合，解析の最大荷重の 3 割程度となった。しかし，解析の奥行き幅としては載荷板幅の 100mm を考慮して算出したが，実験での破壊面および鉄筋のひずみ分布を考慮した場合奥行き幅が 400mm であると考えられる。これを用いて算出すると 772kN となり，実験結果の 764kN に近い値となった。

以上の結果より，せん断応力を用いることで鉄筋の効果を考慮することができ，実験の最大荷重とほぼ等しい値が得られた。

5. 2 鉄筋が負担する耐力に対する検討

上述した手法により算出された鉄筋が負担する耐力は，15.1kN であった。これは，鉄筋の有効面積が 31.67mm^2 と載荷板直下と鉛直方向にある D6 の帯鉄筋で評価されていることが原因であると考えられる。実験では，主鉄筋も帯鉄筋と同等の抵抗を示したため，耐力算出の際に考慮する必要がある。しかし，2 次元の解析では主鉄筋をモデル化することが困難である。したがって，主鉄筋を体積が等価となるように帯鉄筋へ換算したものをを用いて検討を行うことを含め，検討ケースを表-3 に示す。

各ケースにおける耐力の算出は，前述する同様の手法で行った。その結果を図-17 に示す。これからわかるように，コンクリートが負担する耐力 (V_c) は各ケース概ね 180kN 前後の値を示している。コンクリートが負担する耐力 (V_c) との鉄筋面積と相関性はなく，一定値をとることがわかった。これに対して，鉄筋が負担する耐力 (V_s) は鉄筋面積に比例して，耐力の増加が見られる結果となった。図-18 に実験結果との比較を示す。実験の勾配と近似した値が得られ，鉄筋量を増加させることは，耐力の増加につながることをわかった。

6. まとめ

本実験および FEM 解析結果から以下の結論を得た。

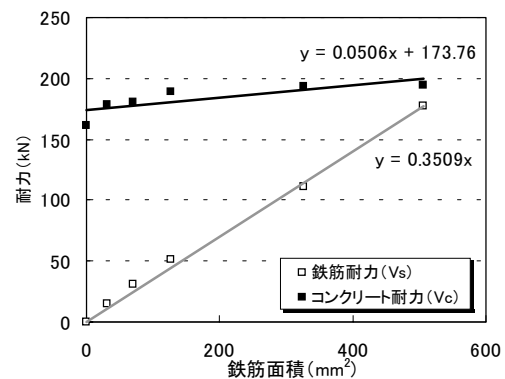


図-17 耐力の比較

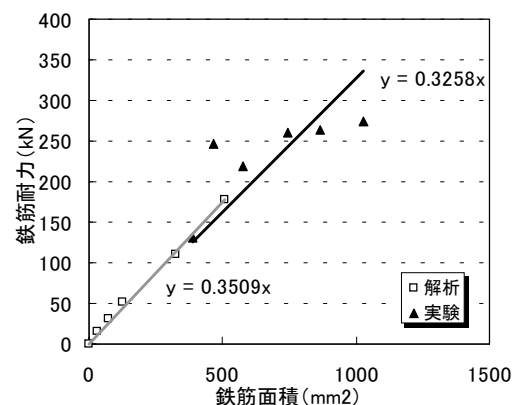


図-18 鉄筋耐力の比較

- (1)実験結果より，供試体は圧縮の要素を含んだ押し抜きせん断破壊であり，統計的な手法によりせん断耐力式を提案した。
- (2)解析より鉄筋のひずみ分布を評価した結果，実験結果と概ね一致した傾向が得られた。
- (3)鉄筋量をパラメータとした解析により，鉄筋面積が増加するに伴って，鉄筋が負担する耐力が増加することが確認できた。

参考文献

- 1) 広島大学構造材料工学研究室：コンクリート支圧試験報告書,1999.9.
- 2) 阪神高速道路公団：ジャッキアップ設計基本方針,2000.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編,pp.177-183,pp.530-534,1996.12.
- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書，設計編,pp.208-220,1996.3.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋編,pp.128-132,pp155-157,1996.12.