

局所集中荷重を受ける鉄筋コンクリート梁端部の耐荷性能

宮原みか子¹・幸左賢二²・余田善紀³・萩原隆朗⁴

¹学生会員 九州工業大学大学院 建設社会工学専攻（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1）

²正会員 Ph.D. 九州工業大学助教授 工学部建設社会工学科（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1）

³正会員 阪神高速道路公団 大阪管理部（〒552-0006 大阪市港区石田 3-1-25）

⁴正会員 東京エンジニアリング(株) 大阪支社 技術部（〒541-0056 大阪市中央区久太郎町3-4-30）

1. はじめに

平成7年に起き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。この損傷事例を鑑みて、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橋脚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。したがって、梁の安全性照査が必要となり、現在照査式として、各機関では、破壊面が押し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^{1),2)}を鉛直方向に適用したものを用いている。

しかし、実際にはこのような梁端部での局所的な集中荷重の破壊メカニズムは、既往の研究³⁾が少なく、梁端部の鉛直荷重を対象とした研究が行われていないため明らかにされておらず、照査式の適応性の検討もなされていない。

そこで、本研究では橋脚の梁をモデル化した供試体を用いて、載荷位置および鉄筋量をパラメータとした実験を行い、局部載荷によるひび割れの発生状況、破壊モードを調べた。そして、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評価式の検討を行った。

2. 実験概要

(1) 供試体諸元

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梁の内、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梁で最も耐力が小さいと思われる端部をプロトタイプとしている。縮尺は1/3としている。供試体は上面からみて四隅をそれぞれ均一の配筋状態とし、1つの供試体につき4箇所において局所載荷をする。

また、載荷板位置は水平方向端部から75~125mmであり、平均で100mmである。これに対し、供試体高さは330mmで3.3倍の値であることから、供試体は底面に破壊が達しないほどの高さを有していると考えられる。したがって、破壊面は供試体下側まで進展せず、前面・側面に発生すると考えられるため、底面全体を直接載荷台に設置した。なお、後述する実験から得られた下面鉄筋のひずみ量からも破壊は供試体下側まで進展していないと考えられるため、底面全体を直接載荷台に設置することは問題ないと思われる。

(2) 載荷条件

載荷板は標準的なジャッキ底板寸法30×30cmを考慮し、供試体等と同様に1/3縮尺でモデル化している。載荷板は載荷装置との接触を良くするために機械仕上げとする。表-2 に実験 case を示し、表-3 に実験における載荷位置を示す。載荷位置は、実際の工事におけるジャッキの位置を考慮した12ヶ所を選定した。鉄筋量をパラメータとした実験として、従来の case では、スタースラップ径がD6であるのに対して、D10、D13に変えたものを行った。

表-1 供試体諸元

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

表-2 実験 case

実験case	載荷位置	帯鉄筋比
case1~12	表-2.2	0.33%
	図-2.6	
	参照	
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

B=760mm

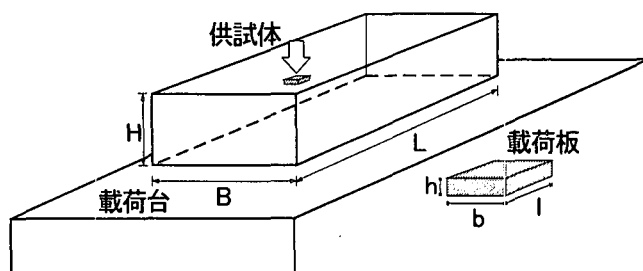


図-1 供試体および載荷板形状

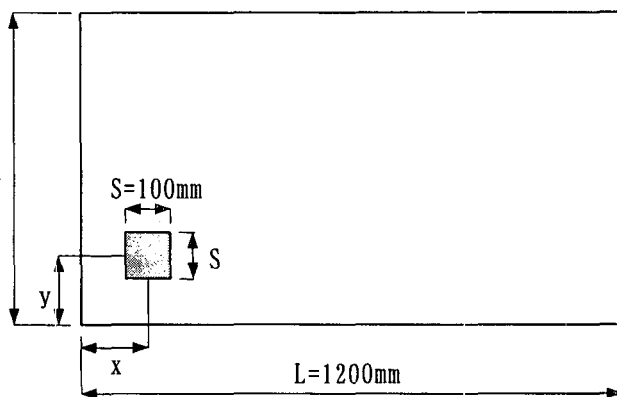


図-2 載荷位置図(載荷面)

表-4 コンクリートの材料強度

	強度試験平均(N/mm ²)	
	圧縮強度	割裂強度
case1~4	35.4	2.38
case5~12	30.8	2.61
case13~16	29.3	2.59

表-5 鉄筋の材料強度

規格	呼び名	降伏点(N/mm ²)	引張強さ(N/mm ²)
SD295A	D13	360	530
	D10	363	534
	D6	346	514

(3) 載荷手法

鉛直荷重載荷は、1000kN 正負交番載荷試験装置を使用し、静的・一方向単調載荷で行う。載荷ステップ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で載荷する。また、荷重制御時の荷重ステップ増加量は載荷位置 case の場合 50kN とし、ステップ毎に荷重を 0kN まで除荷し、ひび割れ状況を観測する。鉄筋量増加に関しては、クラック進展状況をより詳細に観測したいため、荷重ステップ増加量を 25kN とした。

3. 実験結果

(1) 材料強度

表-4, 5 に実験での使用材料の材料試験結果を示す。コンクリートの設計基準強度は、設計値では $\sigma_{ck}=27\text{N/mm}^2$ としていたが、強度試験の結果は表-4 に示す値となっている。材料の最大粗骨材寸法は 20mm である。case13~16 での使用材料の材料試験結果は、実験実施日が異なったため、各 case の実験実施日に合わせて、圧縮試験を行った。

(2) 載荷位置 case の供試体損傷状況

載荷位置 case の供試体損傷状況として、case4 の結果を用いて検討を行う。case4 は載荷 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。以上の理由により、case4 を用いて損傷状況を説明する事とする。写真-1 に最大荷重作

用時の損傷状況を示す。また、図-3 に載荷板中心のスターラップ荷重-ひずみ曲線を示す。初期クラックは載荷板中心付近から発生し、荷重の増加とともに上面には載荷板角部から斜めにクラックが入る。これらのクラックが鉛直方向に進展し、発達した後破壊に至る。一方、初期クラックが発生した 450kN から鉄筋には有意なひずみが発生し、荷重増加とともにひずみは増加する。その後、スターラップのひずみが降伏に達した後、破壊に至る。最終的に耐力低下の要因となるクラックは、鉄筋ひずみが 1000 μ を超える大きな部分に現れ、クラックの進展と鉄筋ひずみの進展には相関が確認される。また、最大荷重時の供試体クラックおよび供試体下面鉄筋のひずみ量は小さいことから、供試体の破壊は、下面にまでは進展せず、上面および前面・側面において起こると考えられる。

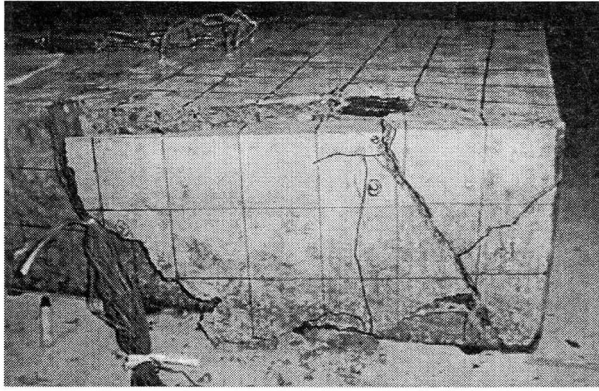
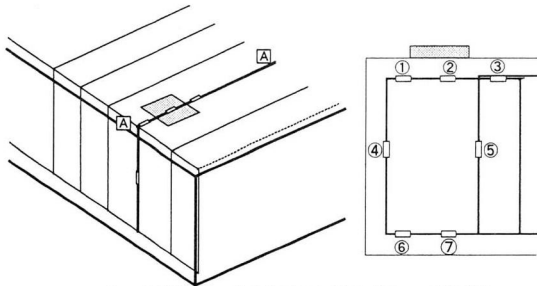


写真-1 クラック発生状況（最大荷重時）



A-A断面におけるひずみゲージ位置

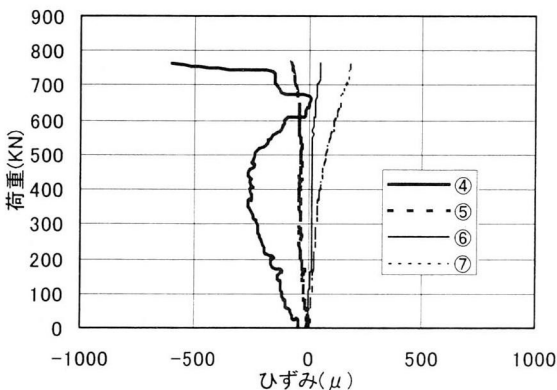
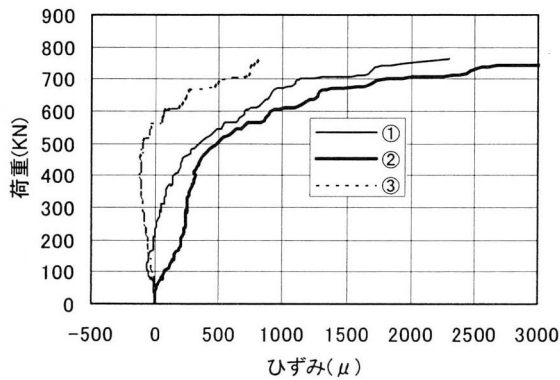


図-3 スターラップ荷重-ひずみ曲線（A-A断面）

本実験では、載荷位置が供試体の端部に近いことから、載荷板直下のコンクリートの変形が、供試体内部方向において拘束され、拘束されていない前面・側面方向にのみ変形したと考えられる。そのため、クラック・鉄筋ひずみも、前面・側面方向に進展したと考えられる。このような状態でコンクリートに

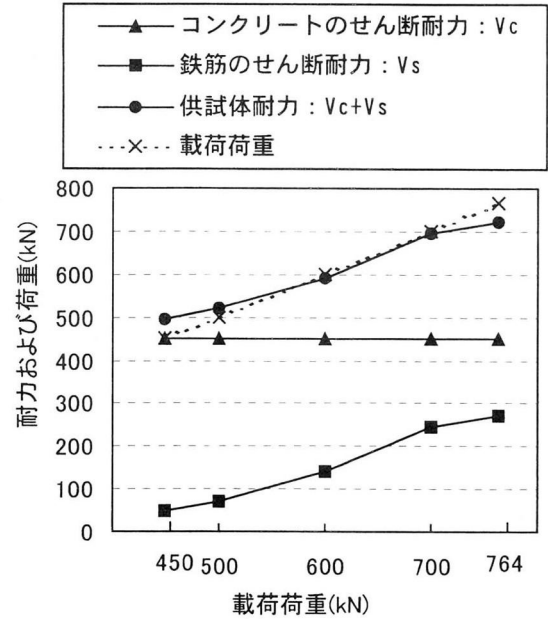


図-4 供試体耐力と載荷荷重の関係

は、変形が拘束されている部分と、拘束されていない部分との間にずれが生じ、その面に沿ってせん断破壊が起きると考えられる。他の case に関しても概ねこのような傾向が得られた。

(4) 供試体の耐荷力に対する検討

次に、供試体の耐荷力について検討する。供試体のせん断耐力は、コンクリートによるものと鉄筋によるものが考えられる。図-3 より初期クラックが発生した 450kN 付近から鉄筋のひずみ増加が始まり、それ以降、鉄筋が荷重に対して抵抗し始めていることがわかる。したがって、初期クラック発生まではコンクリートのみのせん断耐力であったと考えられる。その後、最大荷重時までは、コンクリートのせん断耐力と鉄筋のせん断耐力が存在している。

case4 について、実験での 600kN 載荷時に推定破壊面内に含まれる鉄筋ひずみは平均は 600 μ であり、これに鉄筋の弾性係数 ($2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$) を乗じて、鉄筋に発生している平均応力として 126 N/mm^2 が算出される。次に、実験のクラック発生状況から推定される供試体の破壊面積に含まれる鉄筋の断面積の総和を鉄筋の有効断面積とし、 1188.61 mm^2 を算出した。この鉄筋の有効断面積に平均応力を乗じて、鉄筋が負担する荷重 149.8kN 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せん断耐力 450kN を加えると、供試体のせん断耐力は 599.8kN となり、載荷荷重 600kN にほぼ等しい値が算出される。同様に初期クラック荷重から最大荷重まで計算を行った。図-4 から、載荷荷重はコンクリートのせん断耐力と鉄筋のせん断耐力を足し合わ

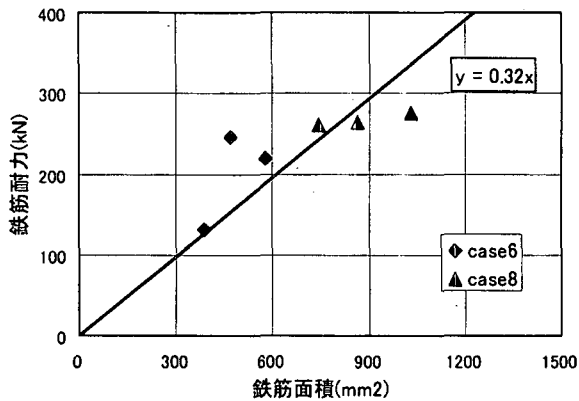


図-5 鉄筋耐力の比較（鉄筋量増加 case）

せた耐力とほぼ同じになることが分かる。

以上の考察の結果、後述する提案式では、コンクリートが負担していた耐力を初期クラック発生荷重までとし、初期クラック発生荷重から最大荷重までの耐力を鉄筋が負担する耐力とする。

(3) 鉄筋量増加 case の損傷状況

鉄筋量増加 case の損傷破壊メカニズムは載荷位置 case 6, 8 それぞれの損傷破壊メカニズムと概ね一致する傾向であった。図-5 に鉄筋耐力の比較を示した。供試体の耐力は、初期クラック発生荷重までがコンクリートの負担する耐力となり、初期クラック発生荷重から最大耐力までが鉄筋の負担する耐力とされることから、実験結果よりそれぞれの鉄筋耐力を算出した。図-5 より、鉄筋面積を増加すると鉄筋耐力が増加することがわかる。したがって、スターラップ径を増加することで、鉄筋耐力の増加は見込めることがわかった。スターラップ径を大きくし、鉄筋量を増加させることは供試体耐力の増加につながると考えられる。

5. 評価式の検討

(1) 基準評価式の設定

現在ジャッキアップ時の耐荷力照査において、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を鉛直方向に適応したものを用いている。照査を式(1)のように設定されている。

式(1)は、図-4 からわかるように実験からも成り立つ関係式であり、コンクリートが負担する耐力と鉄筋が負担する耐力との和で成り立っている。

$$\text{押し抜きせん断耐力} = S_{dc} + S_{ds1} + S_{ds2} \quad (1)$$

ここで、 S_{dc} ：コンクリートの押し抜き耐力

S_{ds1} ：鉄筋の引張耐力

S_{ds2} ：鉄筋のせん断耐力

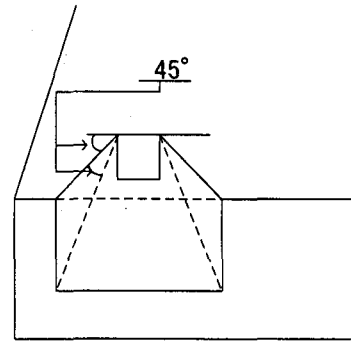


図-6 破壊面(式(1))

・コンクリートの押し抜き耐力

$$S_{dc} = \tau_{ca} \times \Sigma A_c$$

τ_{ca} ：コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

ΣA_c ：コンクリートのせん断破壊抵抗面積 (mm²)

・鉄筋の引張耐力

$$S_{ds1} = \sigma_{sa} \times \Sigma A_s$$

σ_{sa} ：鉄筋強度 (N/mm²)

ΣA_s ：有効となるスターラップの総断面積 (mm²)

・鉄筋のせん断耐力

$$S_{ds2} = \tau_{sa} \times \Sigma A_s$$

τ_{sa} ：鉄筋強度 (N/mm²)

ΣA_s ：有効となる主鉄筋の総断面積 (mm²)

(2) 推定破壊面に対する検討

基準評価式における推定破壊面は、道路橋示方書に示される水平方向の押し抜きせん断破壊のものである。そこで、評価式に用いられている推定破壊面と実験結果から得られた破壊面との関係について検討を行う。まず、載荷位置 case の 12case において実験から得られる推定破壊面について検討を行った。その結果、破壊面は 2 つのパターンに分類されることがわかった。

推定破壊面 I の例として case 2 を示す。図-7 より、載荷板の対角方向からそれぞれ 120 度の広がりを持っていることがわかる。また、推定破壊面 II の例として case 4 のものを示す。この破壊面は、主に前面に発生しており、載荷板背面の角部から 60 度の広がりを持つことがわかる。他の case も破壊性状を考慮して推定した結果、この 2 つのパターンに分けることができた。

推定破壊面 I、II 共に基準評価式での推定破壊面のような 45 度の角度で広がっていくような破壊面は得られなかったが、推定破壊面 I での破壊面は、端部よりであるために前面および側面に出る結果となっている。基準評価式においても端部の場合、破壊面が 2 面にでる。推定破壊面 II では、基準のものと同様に前面のみにでるような破壊面となっている。

また、実験から得られるコンクリートの破壊面積

とその破壊面に含まれる鉄筋の総断面積を用いて、耐力の算出を行った。その結果を実験値とし、基準評価式において算出される耐力との比較を行った。その結果を図-8 に示す。実験値/計算値は 1.2 となり、標準偏差は 12%という結果となった。したがって、基準評価式での破壊面を用いることで、ばらつきも少なく一定の安全率を含むと思われる。以上の考察より、後述する提案式において、安全率を含むとみなし、推定破壊面は図-8 のものを用いることとする。

7. 評価式の提案

(1) 各材料の抵抗力の検討

前項に示した式(1)と図-8 の破壊面を用いて各材料の抵抗力を提案する。実験においてコンクリートが負担していた耐力(S_{dc})をひび割れ発生荷重までとし、ひび割れ発生荷重から最大荷重までの耐力を鉄筋が負担する耐力(S_{ds})とする。これらの耐力から、コンクリートのせん断応力度、鉄筋の強度を算出した結果を図-9, 10 に示す。各材料抵抗力は、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有効となるスターラップと主鉄筋の総断面積で割り戻したものを示す。また、併せて基準照査式での破壊面を用いた場合の信頼性解析を行った結果を示す。信頼性解析は、信頼性区間 90%, 下側超過確率 5% (以下, 5%超過)の分布形状が正規分布であると仮定して検討を行う。コンクリートのせん断応力度においては、平均で 4.42N/mm^2 , 5%超過で 3.33N/mm^2 の値を得た。鉄筋の強度においては、平均で 440N/mm^2 , 5%超過で 218N/mm^2 の値を得た。鉄筋強度は、既往の照査式で用いられる破壊面より算出した場合, case9, 10 が特異値となった。これに対し, 図-12 に示すように、実験での破壊面を用いて算出すると、ばらつきが抑えられる結果となった。これは, case9, 10 は推定破壊面 I で前面および側面の 2 面に形成されることで, 図-6 を用いて算出する場合より、主鉄筋を多く含み、実際には鉄筋の総断面積は大きい。したがって、鉄筋が負担する耐力が大きくなり、鉄筋強度が大きく算出されたと考えられる。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)}。一方、鉄筋強度の平均値は降伏強度 ($\sigma_{sy}=346\text{N/mm}^2$) から破断強度 ($\sigma_{sy}=514\text{N/mm}^2$) にかけての値を示している。

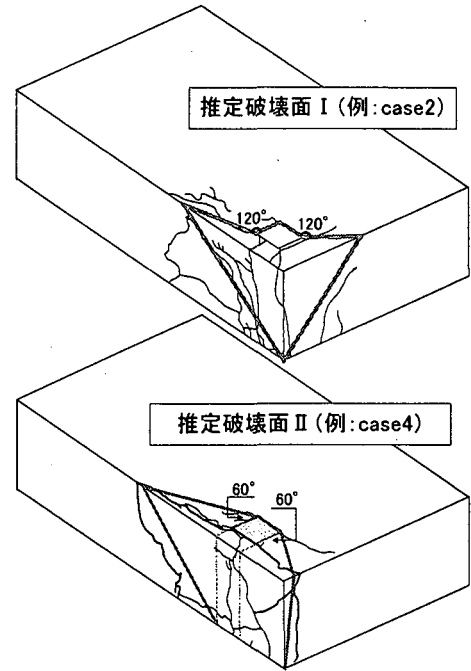


図-7 推定破壊面の分類

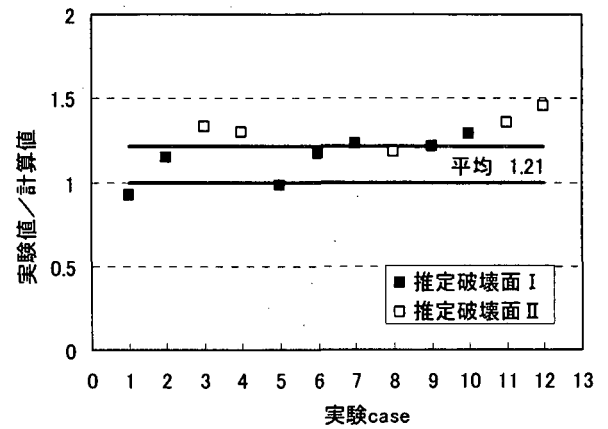


図-8 耐力の比較

これらの値は、実験結果の考察より、供試体のせん断破壊が、純粋な押し抜きせん断破壊ではないこと、鉄筋の破断までの強度によって、供試体の耐力が維持されていることを反映した値となっている。

(2) 評価式の提案

これまでの耐荷性能評価より、5%超過値を用いて以下に端部耐力の評価式を提案する。なお、実験時のコンクリート強度は、本実験では $\sigma_{ck}=35.4\text{N/mm}^2$, 30.8N/mm^2 , 29.3N/mm^2 を使用しているが、既設の橋脚の設計基準強度は $\sigma_{ck}=27\text{N/mm}^2$ が一般的であるため、評価式の提案においては実験結果より得られたせん断応力度を、道路橋示方書のせん断応力度の増加傾向によって $\sigma_{ck}=27\text{N/mm}^2$ に換算した値を使用している。⁵⁾

$$5\% \text{超過式: 許容せん断耐力} = S_c + S_s \quad (2)$$

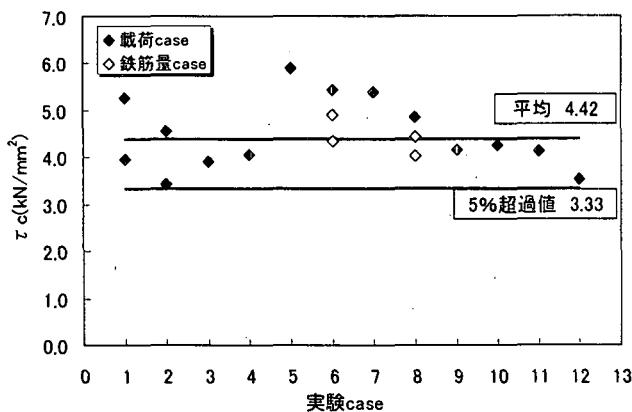


図-9 コンクリートせん断応力度 (図-6 より)

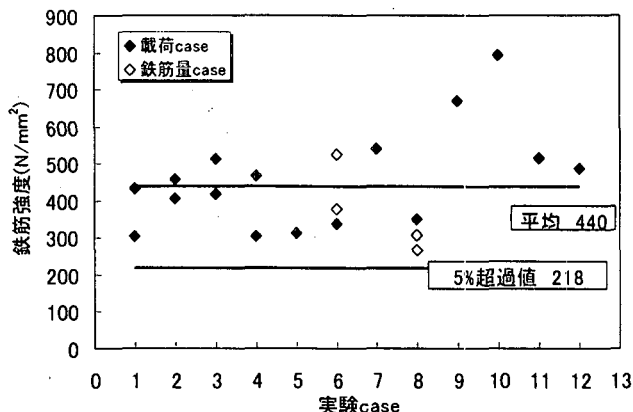


図-10 鉄筋強度 (図-6 より)

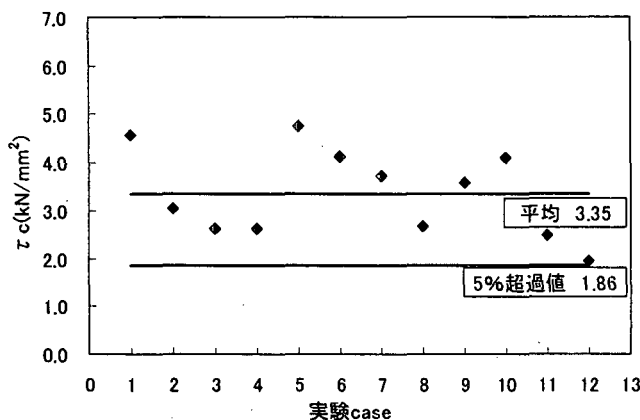


図-11 コンクリートせん断応力度 (図-7 より)

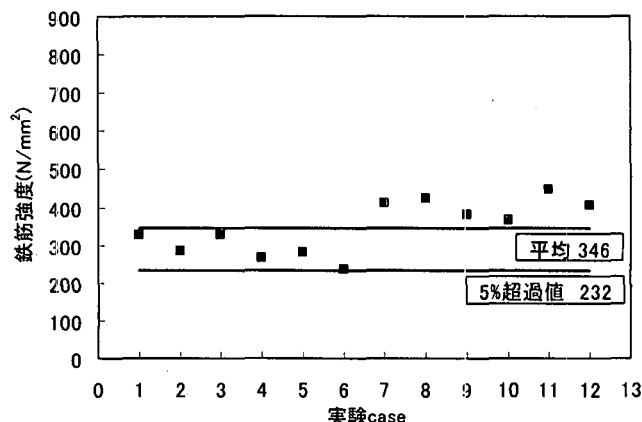


図-12 鉄筋強度 (図-7 より)

$$Sc = \tau_{ca} \times \Sigma Ac$$

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

$$Ss = \sigma_s \times \Sigma As$$

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

道路橋示方書では、 $\tau_{ca} = 0.95 \text{ N/mm}^2$ ($\sigma_{ck} = 27 \text{ N/mm}^2$)、 $\sigma_s = 180 \text{ N/mm}^2$ であるのに対して、平均値でコンクリートせん断応力度が約 4.2 倍の値を示し、鉄筋強度は約 2.4 倍となった。5%超過値では鉄筋強度は約 1.2 倍と従来の値と概ね変わらない値となったが、コンクリートのせん断応力度は約 3 倍の値となった。このことにより、多くの補強が必要とされていた橋脚は十分な耐力があり、必要以上の補強がなくなると考えられる。

8. まとめ

本実験の結果および考察から以下の結論を得た。

- (1) case1～16 の実験の結果より、供試体にはいずれも圧縮力の増加に伴う、圧縮破壊の要素を含んだ押し抜きせん断破壊が生じる。
- (2) 鉄筋量増加 case の実験より、破壊メカニズムは載荷位置 case と同様であり、鉄筋量を増加させることは、供試体耐力の増加につながる事が

わかった。

- (3) 実験結果から得られたコンクリートのせん断応力度および鉄筋強度に対して、信頼性解析を行った。その結果、コンクリートのせん断応力度に関しては、平均 4.42 N/mm^2 、5%超過 3.33 N/mm^2 の値を得た。鉄筋強度に関しては、平均 440 N/mm^2 、5%超過 218.0 N/mm^2 の値を得た。
- (4) コンクリートのせん断応力度については、押し抜きせん断応力度の値を大きく超え、圧縮破壊時のせん断応力度に近い値となり、圧縮破壊の要素を含んだ値がとなった。実験結果から考察した破壊形態を反映した評価式が提案された。

参考文献

- 1) 阪神高速道路公団：ジャッキアップ設計基本方針，2000。
- 2) 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。
- 3) 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。
- 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，pp.155-157，1996.12。