

横変位拘束構造の押抜きせん断耐力 (コンクリート分担分)

幸左 賢二¹・服部 匡洋²・横山 広³・大八木 亮⁴・篠原 聖二⁵

¹正会員 Ph.D 九州工業大学名誉教授（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1）

²正会員 博士（工学）（財）阪神高速道路技術センター（〒541-0054 大阪市中央区南本街4-5-7）

³正会員 博士（工学）大日本コンサルタント（株）（〒330-6011 さいたま市中央区新都心11-2 L.A.タワー）

⁴正会員（財）阪神高速道路技術センター（〒541-0054 大阪市中央区南本街4-5-7）

⁵正会員 博士（工学）阪神高速道路（株）（〒530-0005 大阪市北区中之島3-2-4 中之島フェスティバルタワー・ウエスト）

1. はじめに

熊本地震により多数の横変位拘束構造に押抜きせん断破壊が発生した．例えば，府領第一橋梁は桁衝突による押抜きせん断が発生し，桁の落橋に至っている．

特に大きな問題はこの破壊形式について照査が実施されていなかったことである．すなわち道路橋示方書においては横変位拘束構造に対して明確に押抜きせん断に対して照査することにはなっていないことである^{1), 2), 3), 4)}．

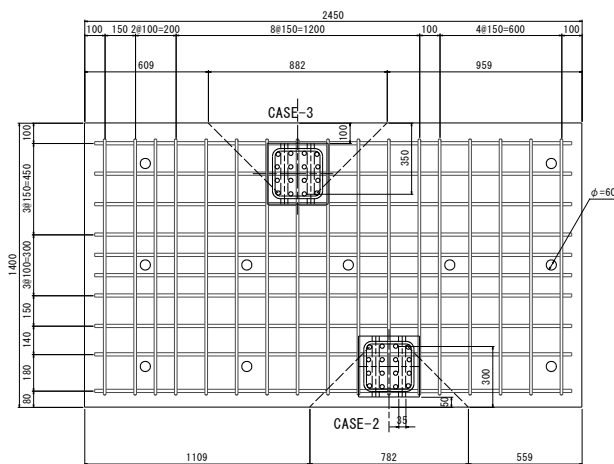
8件の新設橋梁に対して筆者らが調査したところ2件は変位制限構造のうち押抜きせん断が照査されているが，6件は照査が実施されていなかった．むしろ押抜きせん断を照査した事例の方が小数であった．

一方照査には下部構造編の橋座式が用いられている．橋座式は鉛直軸力無しの条件では，コンクリートの分担力が小さく，かつ帯鉄筋効果が小さいため，必要抵抗断面積が多くかつ非常に帯鉄筋の多い配筋となっており，極めて不自然な配筋となっている⁵⁾．そこで鉛直軸力の無い条件である変位制限装置の押抜きせん断力抵抗を明らかにするために実験的評価を実施した．特に軸力の無い横方向変位拘束構造を対象に，既往の橋座式の押抜きせん断耐力の適用性について検討を加えその妥当性を評価した⁶⁾．

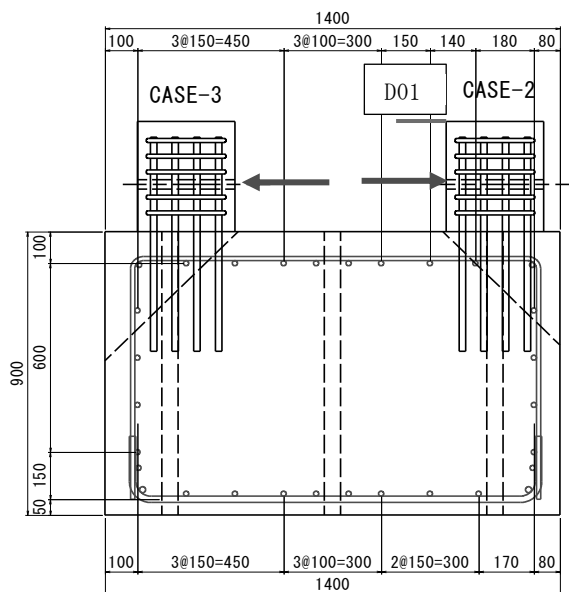
2. 実験概要

(1) 実験試体形状

下部構造は府領第一橋梁をモデル化して，フルスケールの配筋条件とした．一方，横変位拘束構造は1000kN載荷試験機で押抜きせん断が発生するように



(a) 上面図



(b) 側面図

図-1 供試体配筋状況例

突起部分は300x300mmとし、アンカー筋D22、帯鉄筋D16を標準配筋とし、突起部では破壊しないように設計した。

図-1に載荷試験形状を示す。供試体は上記のように実物大相当で、2ケースを1供試体で兼用する構造とし、コンクリートは実強度が 27N/mm^2 となるように設計強度 18N/mm^2 を用いた。載荷は、供試体コンクリートブロック部を反力床にP C鋼棒で緊張固定し、水平方向に設置した油圧ジャッキで、供試体突起部に繰返し漸増載荷を与えることにより実施した。

(2) 実験パラメータ

実験パラメータを表-1に示す。CASE1～4は帯鉄筋径は16mmとし、突起背面側のアンカーボルトの中心から橋座縁端までの距離は250, 300, 350, 400mmに変化させている。これは橋座式によると、コンクリートの破壊面積は最外縁アンカー鉄筋から縁端までの距離の関数で表されているため、その影響度を評価している。

CASE2, CASE5～8は縁端距離は300mmと一定とし、CASE5 (D13), CASE2 (D16), CASE6 (D19), CASE7 (D22), CASE8 (D25) を変化させ、帯鉄筋の効果を評価したものである。特に、橋座式では帯鉄筋の効果を降伏応力の50%程度で低減しており、帯鉄筋効果について検討を加えている。

CASE9～CASE12は補強をイメージし、アンカー補強と鋼板補強を併用させ、補強アンカー径をCASE9 (D16), CASE10 (D19), CASE11 (D22), CASE12 (D25) と変化させ、その補強効果を定量的に評価した。

本研究では以上のパラメータにより、鉛直軸力の無い状態での横変位拘束構造の押抜きせん断耐力への橋座式の適用性について評価している。

(3) 載荷方法

載荷は最大荷重近傍までは荷重制御とし50KN刻みで片側繰返し漸増載荷した。以降は変位制御として5mm間隔で片側繰返し漸増載荷した。また、載荷は破壊性状が明確になる載荷点変位50mmまで実施した。

3. 標準試験体 (CASE2) における実験結果

(1) 荷重—変位関係

図-2にCASE2より得られた荷重—変位曲線を示す。ここでは水平変位計測は突起頂部点変位計 (D01) を用いた (図-1参照)。

表-1 実験ケース

実験ケース	突起位置 (mm)		帯鉄筋径 ϕ	アンカー鉄筋定着長	補強アンカー径	備考
	縁端～突起前面	縁端～最後列アンカー				
Case-1	0	250	D16	20 ϕ		縁端距離を変化
Case-2	50	300	D16	20 ϕ		“(標準ケース)”
Case-3	100	350	D16	20 ϕ		“”
Case-4	150	400	D16	20 ϕ		“”
Case-5	50	300	D13	20 ϕ		帯鉄筋径を変化
Case-6	50	300	D19	20 ϕ		“”
Case-7	50	300	D22	20 ϕ		“”
Case-8	50	300	D25	20 ϕ		“”
Case-9	50	300	D16	20 ϕ	D16	アンカー補強+鋼板補強
Case-10	50	300	D16	20 ϕ	D19	“”
Case-11	50	300	D16	20 ϕ	D22	“”
Case-12	50	300	D16	20 ϕ	D25	“”

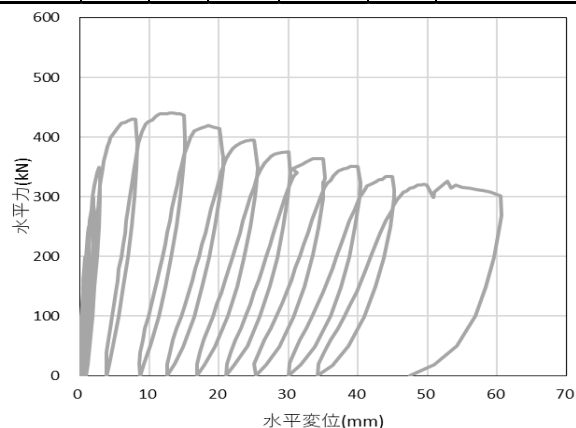
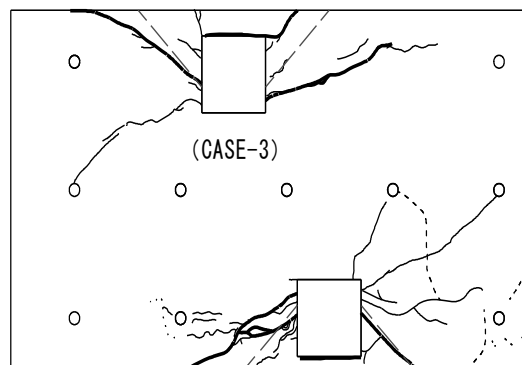


図-2 CASE2 荷重—変位関係



CASE-2 (平面)

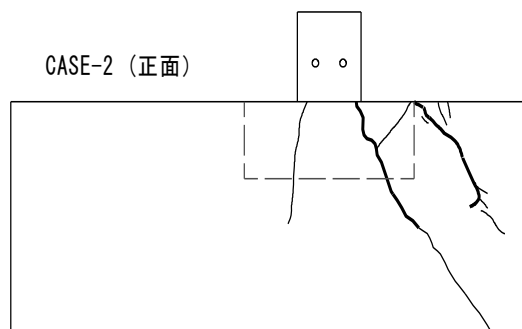


図-3 最大荷重時ひび割れ状況

水平変位0.8mm(水平力198.5kN)で上面ひび割れが発生し、水平変位8.1mm(水平力298.5kN)で前面ひび割れが発生し、水平変位12.9mm(水平力440kN)で最大荷重に達した。図-2に示すように、最大荷重到達後も荷重の低減は比較的なめらかで、水平変位60mmでも300kNを保持している。

(2) ひび割れ発生状況

図-3に最大荷重時のひび割れ状況を示す。水平変位0.8mmで突起の隅角部からひび割れが発生し、供試体上面の短辺側では突起の中央付近から45°方向のひび割れ、長辺側では最後列アンカー鉄筋付近から45°よりも大きな角度を有するひび割れが発生した。

その後、コンクリートブロック前面側へ進展するとともに、水平変位8.1mmでは前面にもひび割れが生じた。水平変位12.9mmで最大荷重を迎えたのち、上面の45°方向のひび割れおよび前面のハの字型のひび割れが大きく開口したが、コンクリートの剥落は生じず、また急激な耐力低下も見られなかった。

(3) 切断面形状

実験終了のち、CASE2突起の中央部で切断し断面観察を行った。図-4に断面内のひび割れを示す。最終ひび割れ状況では様々なひび割れが発生しているが、大きなひび割れは図-4の①、②に部類できる。①は突起部の押出しとともに、前面かぶり部に発生するひび割れである。これはかぶり剥落に相当するもので耐力への寄与は小さい。

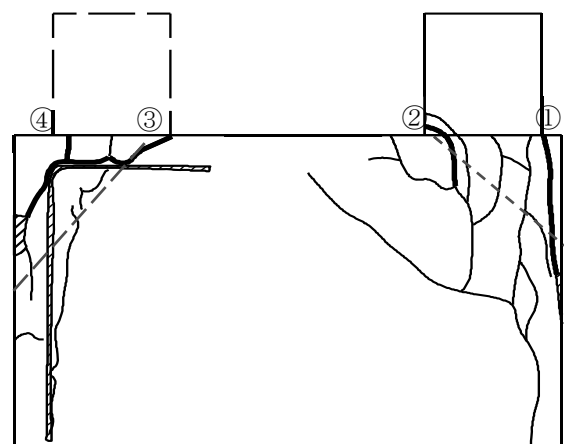
これに対して②は後列アンカー鉄筋から斜め方向に発生するひび割れである。図の斜線は橋座式で想定しているひび割れ線である。始点および終点付近で大きなひび割れが確認できることから、想定破壊面にほぼ対応している。明確な押抜きせん断ひび割れが認められないのは、アンカー鉄筋量が多いため破壊面が分散するためと考えられる。

(4) ひずみ発生状況

躯体上面の軸方向、軸直角方向帯鉄筋、躯体側面の軸方向、軸直角方向帯鉄筋、突起部定着部鉄筋においてひずみが計測された。ここでは耐力にもっとも影響すると考える上面軸方向ひずみについて考察を加える。

図-5に計測ひずみ点を示す。想定ひびわれ面を横切っている軸方向2列目(L2)と3列目(L3)について考察を加える。

図-6には軸方向2列目のひずみ分布を示す。最大



CASE3

CASE2

図-4 切断面のひび割れ状況

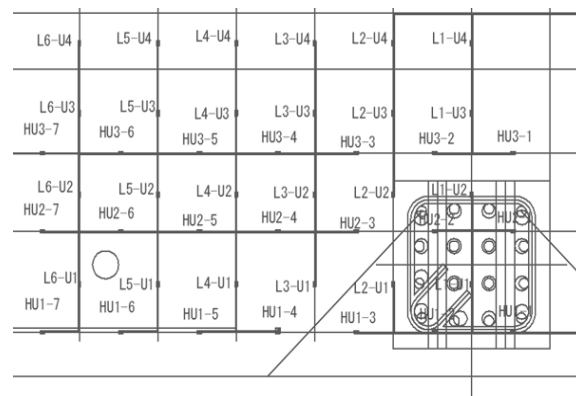


図-5 計測ひずみ点

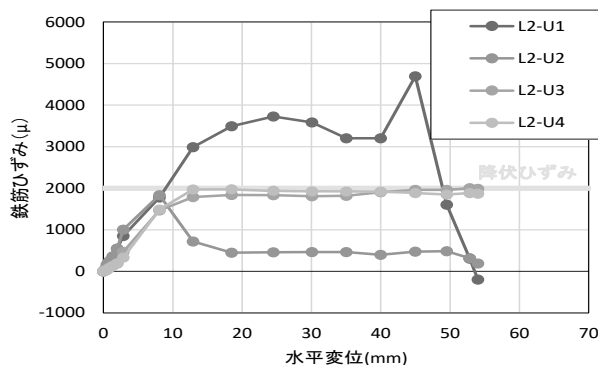


図-6 2列目計測ひずみ

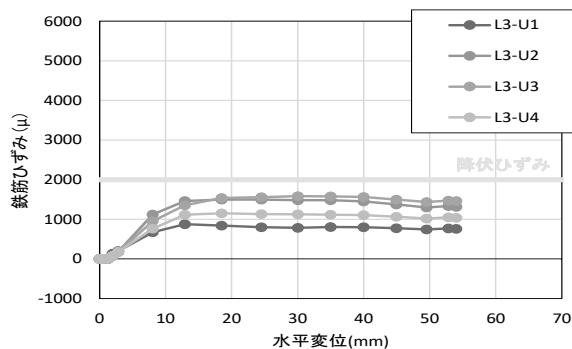


図-7 3列目計測ひずみ

荷重点の10mm変位点付近ではL2-U1のみが降伏に達しており、平均すると1800 μ 程度である。

同様に図-7に軸方向3列目のひずみ分布を示す。最大荷重の水平変位点10mmでは帯鉄筋ひずみはいずれも1000 μ 程度あり、その後変位が増加してもひずみの増加が認められない。

通常の引張せん断破壊では、コンクリートせん断耐力と帯鉄筋せん断耐力の重ね合わせが成り立ち、かつ帯鉄筋降伏分の帯鉄筋耐力が認められる。これに対して、水平力による押抜きせん断破壊の場合は、帯鉄筋は降伏に達せず最大耐力を迎えている。これが帯鉄筋効果が極めて小さい原因と考えられる。

4. CASE3における実験結果

(1) 荷重—変位関係

図-8にCASE3より得られた荷重—変位曲線を示す。水平変位 0.8mm(水平力 251.5kN)で上面ひび割れが発生し、水平変位 2.3mm(水平力 401.5kN)で前面ひび割れが発生し、水平変位 7.0mm(水平力 508.5kN)で最大荷重に達した。図-8に示すように、最大荷重到達後も荷重の低減は比較的なめらかで、水平変位 50mmでも350kNを保持している。

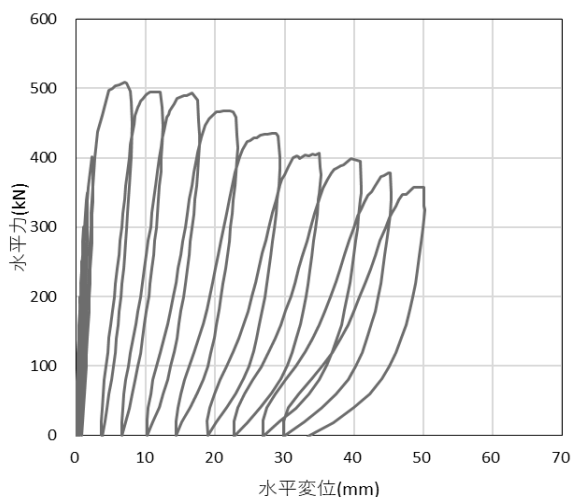


図-8 CASE3 荷重—変位関係

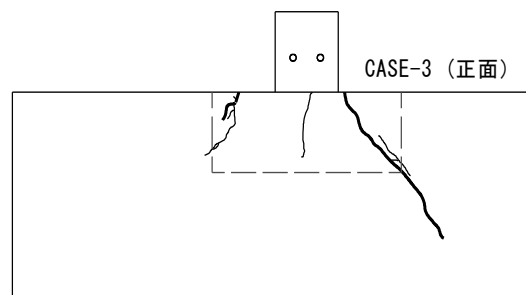


図-9 最大荷重時のひび割れ状況

(2) ひび割れ発生状況

図-3,-9に最大荷重時のひび割れ状況を示す。水平変位0.8mmで突起の隅角部からひび割れが発生し、コンクリートブロック上面では短辺側、長辺側ともに突起の最後列アンカー鉄筋付近から45°より大きな角度を有するひび割れが発生した。

水平変位2.3mm(401kN)では前面側にハの字型のひび割れが発生し、水平変位7.0mm(508kN)で最大荷重に達した。その後水平力の低下に伴い上面側のひび割れが特に大きく開口したが、コンクリートの剥落は生じなかった。

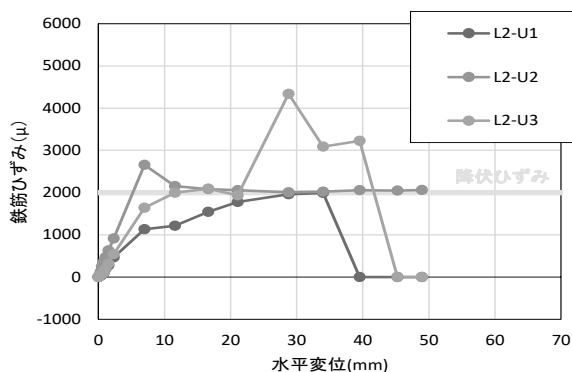


図-10 2列目計測ひずみ

(3) 切断面形状

実験終了のち、CASE3突起の端部で切断した。図-4に断面内のひび割れを示す。最終ひび割れは様々なひび割れが発生しているが、大きなひび割れは図-4の③、④に部類でき、CASE2とほぼ同様の傾向が見られる。

(4) ひずみ発生状況

図-10に軸方向2列目のひずみ分布を示す。最大荷重点の10mm変位点付近ではL2-U2のみが降伏に達しており、平均すると1800 μ 程度である。

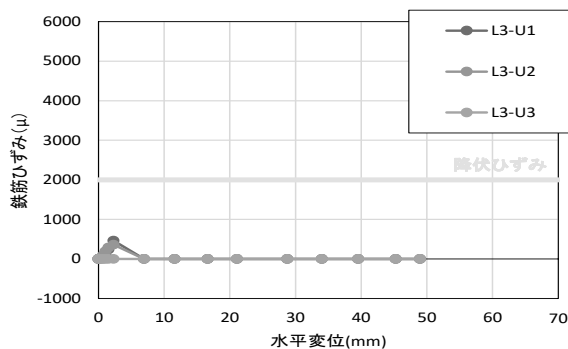


図-11 3列目計測ひずみ

同様に図-11に軸方向3列目のひずみ分布を示す。最大荷重時の変位点10mmでは帯鉄筋ひずみはいずれも小さく、その後変位が増加してもひずみの増加が認められない。以上のようにCASE3のひずみ分布はCASE2とほぼ同様の挙動を示しており、ひずみの増加が局所的に発生するものの、全体のひずみ量が小さいことが明らかとなった。

5. 橋座式の適用性検討

(1) 適用性の評価

a) コンクリート分担力

実験結果は複数のひび割れが発生し、貫通するひび割れは認められなかった。しかしながら、起点が後列アンカー付近であること、ひび割れ角度が概ね45°と見なせることから破壊面積算定については妥当であると考えられる。そこで以下に橋座式を用いてコンクリート分担係数(α)について検討を加える。

$$P_{bs} = P_c + P_s \quad (1)$$

ここで

P_{bs} : 橋座面の耐力 (N)

P_c : コンクリートの負担する耐力 (N)

P_s : 補強鉄筋の負担する耐力 (N)

$$P_c = 0.32 \alpha \sqrt{\sigma_{ck}} \cdot A_c \quad (2)$$

ここで、

A_c : コンクリートの抵抗面積 (mm^2)

α : コンクリートの負担分を算出するための係数で
 $\sigma_n=0$ ときは0.15

$$P_s = \sum \beta (1 - h_i / d_a) \sigma_{sy} A_{si} \quad (3)$$

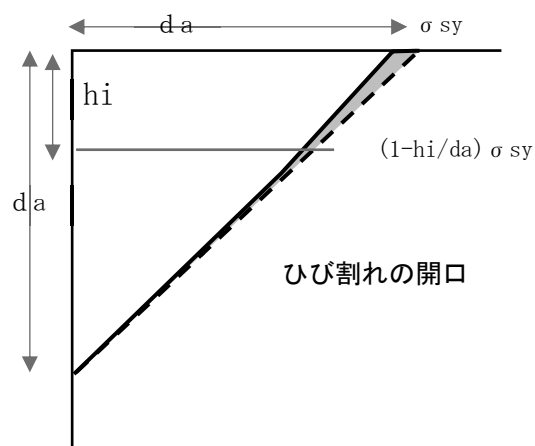
ここで、

β : 補強鉄筋の負担分に関する補正係数で、0.5としてよい。

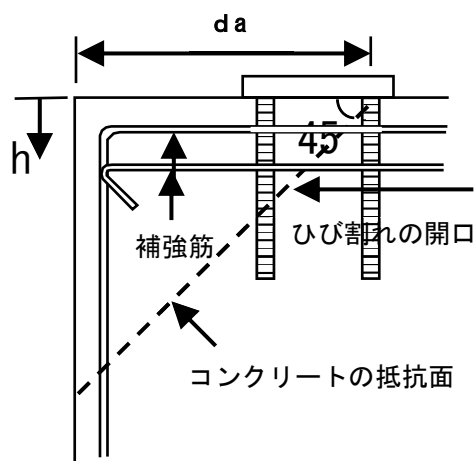
b) 鉄筋分担力

式(3)の帯鉄筋分担力については鉄筋位置と鉄筋の負担する補正係数を用いて低減している。今回の実験においては帯鉄筋ひずみが最大荷重点において、破壊面付近において平均して1000 μ 程度しか発生していないことから β を降伏ひずみに対する比率とすると0.5程度の値となる。

一方後列の式は鉄筋の位置に対する補正係数で、図-12のようなひび割れ状態で最大荷重を迎えたと



a) ひび割れの開口面



b) h_i と d_a の取り方

図-12 鉄筋抵抗の考え方

表-2 阪神高速の実験結果

	実験値-鉄筋 : V_c	A_c (mm^2)	τ_c (N/mm^2)	α
Case1	335-68: 267	247487	1.08	0.65
Case2	440-99: 341	339411	1	0.6
Case3	508-130: 378	445477	0.85	0.51
Case4	559-135: 424	565685	0.75	0.45

きに、 h_i の位置にある鉄筋の応力は $(1-h_i/d_a) \sigma_{sy}$ のように表される．以上の結果をまとめると橋座式の鉄筋の分担率は極めて小さいが、押抜きせん断実験からは妥当な考え方であると考えられる．以上のことから α の妥当性について検討を加える．

(2) 阪神高速における実験結果の評価

ここでは、実験結果(V_c+V_s)から橋座式の V_s を引くことによってコンクリートの負担するせん断耐力 V_c （実験値）を求めた．ついで、 A_c 、 σ_{ck} を代入することによって α （実験値）を求めた．なお、材料定数には設計強度（ $\sigma_{ck}=27\text{N/mm}^2$ 、 $\sigma_{sy}=345\text{N/mm}^2$ ）を使用している．

Case2を例に具体的に算出法を説明する．実験値最大耐力(440kN)-道示に基づく鉄筋分担分(99kN)からコンクリート分担分(341kN)を求める．これを式(1)に代入すると $\tau_c(1.00\text{N/mm}^2)$ 、 $\alpha(0.60)$ が求められる．表-2に阪神高速の実験結果、図-13に逆算 α の分布を示す．その結果、 α の平均値で0.55、最小でも0.45と道示式の0.15に対して3倍以上の安全率を有していることが明らかとなった．

6. 土研における実験結果の評価

(1) 実験概要

図-14に示すように土研では橋座部の模型試験体による水平載荷実験を実施し、橋座部の破壊性状や耐力等について検討し、実用的な評価式（橋座式）が提案されている⁷⁾．本研究では支承タイプとアンカーバータイプの2種類の実験が実施されている．このうち軸力のないケースはアンカーバータイプで実施されている．載荷は、試験体を反力床に固定し、頭部に取り付けた治具を介して水平力をジャッキにより作用させている．

(2) 逆算 α の算定

ここでは軸力が作用しないアンカーバータイプの実験結果に対して、逆算 α を求める．表-3に土研で実施された軸力のないケースの実験結果を示す．算出例を示すと、例えば、ABSCタイプでは実験結果(128kN)から V_s (橋座式から求めて41kN)を引くと、コンクリートの分担力は87kNとなる．式(1)に代入すると $\tau_c=1.01\text{N/mm}^2$ 、 $\alpha=0.66$ が求められる．

図-15には逆算 α の分布を示す．その結果、 α の平均値で0.57、最小でも0.37と道示式の0.15に対して2倍以上の安全率を有していることが明らかとなった．

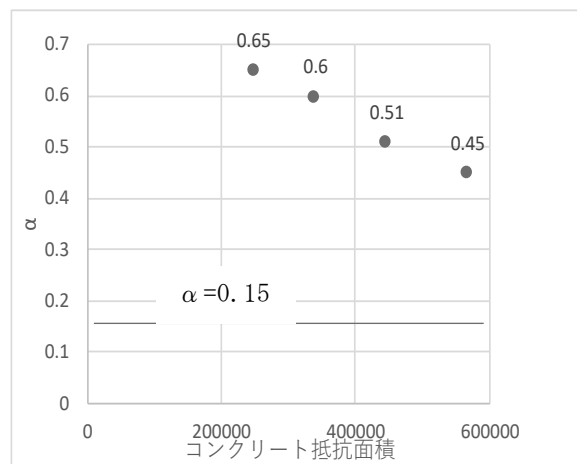


図-13 逆算 α の分布

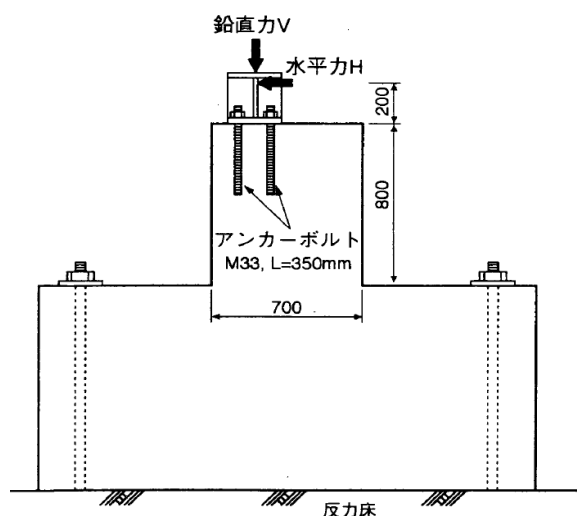


図-14 載荷状況の概要図

表-3 土研の実験結果

試験体名称	V_c 実験値 (kN)	A_c (mm²)	τ_c (N/mm²)	α
ABS	71	86607	0.82	0.55
ABL	118	143167	0.82	0.52
ABSC	128-41 (87)	86607	1.01	0.66
ABSD	140-24-41 : (74)	86607	0.86	0.55
ABSE	110-24-41 : (45)	86607	0.52	0.37
ABSW	92	160843	0.57	0.4
ABSWC	227-41 : (186)	160843	1.15	0.82
ABSWD	210-21-41 : (148)	160843	0.9	0.65

7. 評価式の提案

(1) 評価式の提案

阪神高速および土研の実験結果を取りまとめる。
12体 α の平均値を求めると $\alpha = 0.56$, 5%超過確率の α を求めると $\alpha = 0.36$, 3%超過確率を求めると $\alpha = 0.334$ となる。以上をまとめると少なくとも $\alpha = 0.30$ を採用することは可能と考える。

(2) 適応性検討

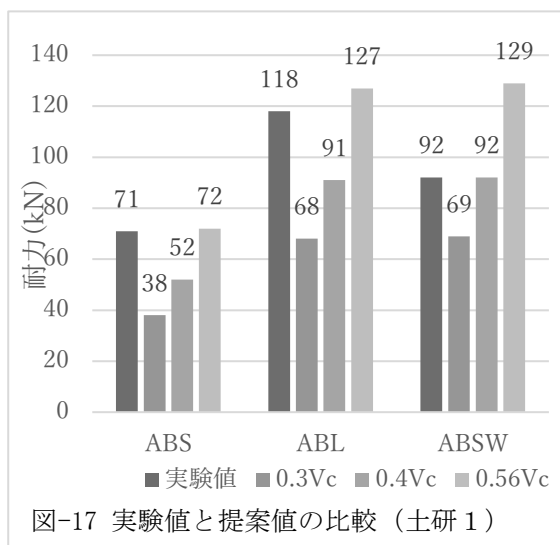
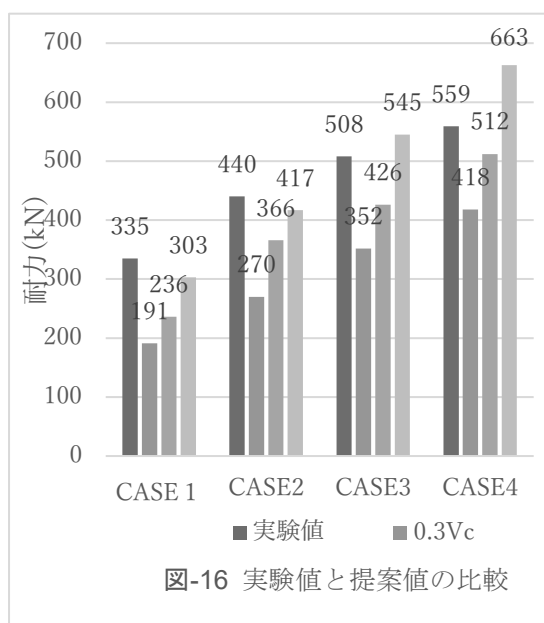
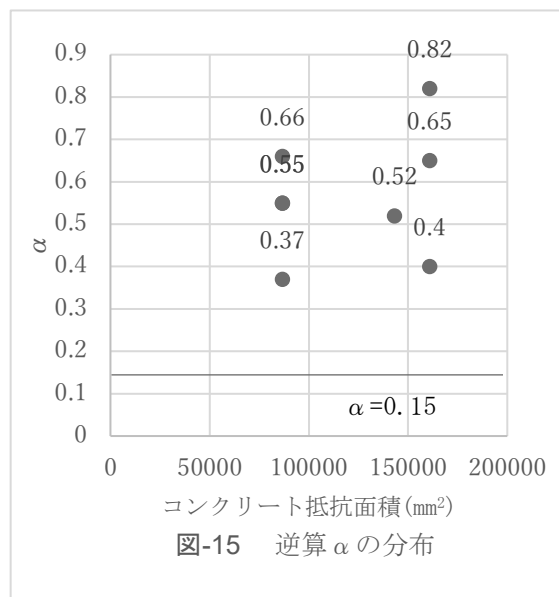
以上を取りまとめ、12体の試験体に対して $\alpha = 0.56$, 0.40 , 0.30 を採用した場合の実験値との比較を図-16,17,18に示す。その内図-16のCASE1からCASE4においてはもっとも危険側の値を示したCASE4結果例を示す。実験値(559kN)に対して $0.3V_c$ (418kN), $0.4V_c$ (512kN)でも十分安全な値となっている。

また図-17は土研実験のうち帯鉄筋補強のないケースである。ABS(アンカーボルト1本, 縁端距離17.5cm), ABL(アンカーボルト1本, 縁端距離17.5cm), ABSW(アンカーボルト2本, 縁端距離17.5cm)のうちもっとも危険側ABSWにおいて $0.4V_c$ (92kN)が実験値と同じ値となっているのに対して $0.3V_c$ (69kN)は十分安全な値となっている。

ついで図-18は土研実験のうち帯鉄筋補強有りのケースである。ABSC(アンカーボルト1本, 縁端距離17.5cm, 補強筋C), ABSD(アンカーボルト1本, 縁端距離17.5cm, 補強筋C+D), ABSE(アンカーボルト1本, 縁端距離17.5cm, 補強筋D), ABSWC(アンカーボルト2本, 縁端距離17.5cm, 補強筋C), ABSWD(アンカーボルト2本, 縁端距離17.5cm, 補強筋D)のうちもっとも危険側ABSEにおいて $0.4V_c$ (92kN)が実験値(110kN)を上回るのに対して $0.3V_c$ (101kN)は十分安全な値となっている。また, ABSEは計算上コンクリート分担分を上回る補強筋が挿入されており, 帯鉄筋量が極めて多い特徴がある。

以上の結果を取りまとめると以下ようになる。

- 1) 橋座式のコンクリート分担分には十分な余裕があり, 鉛直荷重が作用しない状態においては α は平均 0.56 , 最小 0.37 程度である。
- 2) 12体の結果より5%超過確率を求めると 0.363 , 3%超過確率を求めると 0.334 となる。
- 3) これより橋座式の $\alpha = 0.15$ はコンクリート分担分に対して2.5程度の安全率を見込んだ値となっている。



(3) CASE5からCASE8への適用性の検討

CASE2, 5, 6, 7, 8では帯鉄筋の効果を評価するための実験を実施している。詳細な検討結果は、紙面の関係から省略するが、帯鉄筋効果は橋座式の低減係数を用いた手法が妥当であるとの結果が得られている。ここでは提案式と実験結果の比較を実施する。

CASE2, CASE5～8においてもっとも危険側の値を示したCASE8で照査する。実験値(412kN)に対して0.3Vc(ただし $V_s < V_c$)、338kNは十分安全な値となっている。

8. まとめ

軸力の無い横方向変位拘束構造を対象に、既往の橋座式の押抜きせん断耐力の適用性について検討を加え、その妥当性を評価した。実験から得られた結果を以下に示す。

- 1) 縁端距離をパラメータとしたCASE1～4の実験結果は、いずれも10mm程度の水平変位で最大荷重に達したが、その後の荷重の低減は比較的なめらかであった。
- 2) 縁端距離をパラメータとしたCASE1～4の実験より、橋座式で想定した破壊面と概ね一致した。帯鉄筋のひずみ挙動は、降伏には至らず、帯鉄筋の効果は橋座式で想定した低減係数(0.5)程度であった。
- 3) 橋座式のコンクリート分担分には十分の余裕があり、鉛直荷重が作用しない状態においては α は平均0.56, 最小0.37程度である。これより橋座式の $\alpha = 0.15$ はコンクリート分担分に対して2.5程度の安全率を見込んだ値となっている。

9. 参考文献

- 1) 幸左賢二, 後藤僚一, 金山亨, 高橋良和, ロッキング橋脚の倒壊メカニズムの検討, 第21回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.31-38, 2018.7
- 2) 日本道路公団九州支社, 九州自動車道熊本館内跨道橋耐震補強設計, 2001.10.
- 3) 国土交通省国土技術政策総合研究所, 国立研究開発法人土木研究所, 平成28年(2016年)熊本地震土木施設被害調査報告, 平成29年3月
- 4) 西日本高速道路株式会社九州支社, 橋梁災害復旧技術検討会報告書, 平成29年7月
- 5) 日本道路協会, 道路橋示方書IV下部構造編, 平成24年3月
- 6) 西恭彦, 轟俊太郎, 田所敏弥, 進藤良則: 鋼角ストッパー周辺のコンクリートの破壊性状に関する

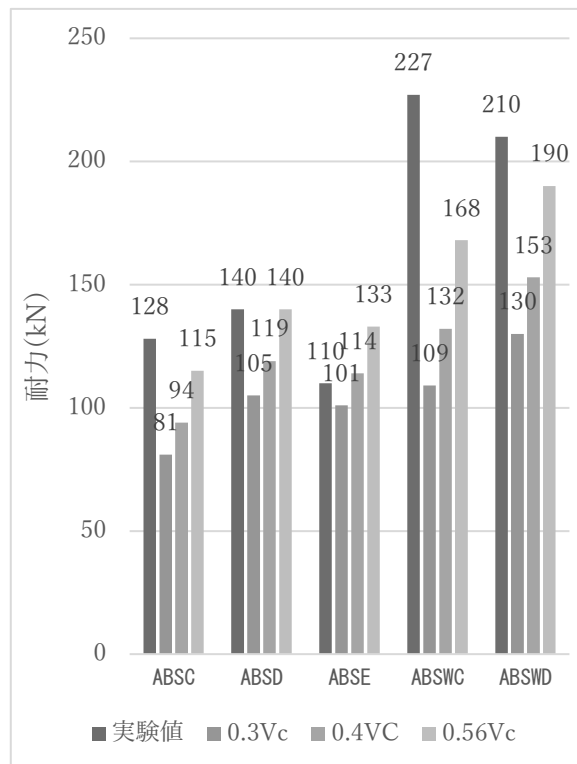


図-18 実験と提案値の比較(土研 2)

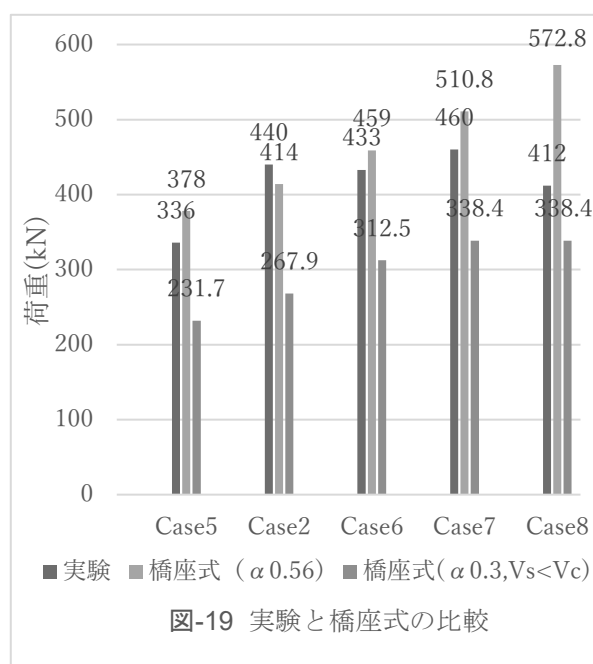


図-19 実験と橋座式の比較

る検討, コンクリート工学年次論文集, Vol. 37, No. 2, pp. 1-6, 2015.

- 7) 土木研究所, 橋座部の水平耐力の評価に関する研究, 平成9年2月