

横変位拘束構造押抜きせん断耐力の鉄筋効果

幸左 賢二¹・服部 匡洋²・横山 広³・大八木 亮⁴

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)

E-mail:kosakenji@yahoo.co.jp

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)

E-mail:hattori_m@tech-center.or.jp

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)

E-mail:yokoyama_hiroshi@ne-con.co.jp

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)

E-mail:ryo-oyagi@tech-center.or.jp

鉛直軸力の無い条件である横変位拘束構造の押抜きせん断抵抗を明らかにするために実験的評価を実施した。特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た。このうち、帯鉄筋量をパラメータとした CASE2, 5~8 の実験においては、いずれも橋座式で想定した破壊面と概ね一致した。また軸方向鉄筋 (帯鉄筋) のひずみ挙動は、平均的には降伏には至らず、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。同様に FEM 解析でも軸方向鉄筋の発生ひずみは平均的には極めて小さく、最大荷重でも鉄筋降伏には至らなかった。

Key Words: punching shear resistance, confing device, strength of bridge seat, FEM

1. はじめに

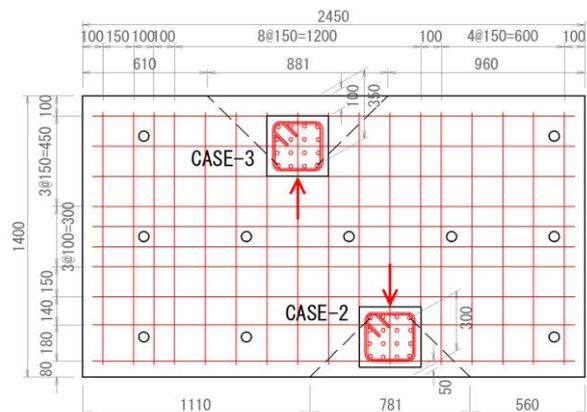
熊本地震により多数の横変位拘束構造に押抜きせん断破壊が発生した。例えば、府領第一橋梁は桁衝突による押抜きせん断が発生し、桁の落橋に至っている。

ここで特に大きな課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),5),6)}。

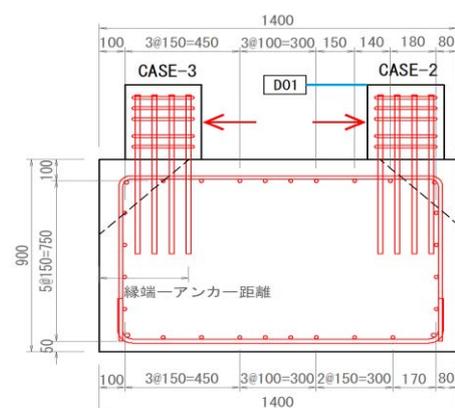
そこで、鉛直軸力の無い条件である横変位拘束構造の押抜きせん断力抵抗を明らかにするために実験的評価を実施した。具体的には鉛直軸力の無い横変位拘束構造を対象に、縁端距離、帯鉄筋量をパラメータとして既往の橋座式の押抜きせん断耐力の適用性について検討を加え、その妥当性を評価した。このうち実験結果の橋座式への適用性については別途検討を加えている⁷⁾。本稿においては CASE2, CASE5~8 で実施した帯鉄筋効果についての実験結果を基に FEM 解析結果の考察を加える。

2. 実験概要

(1) 実験供試体形状



(a)上面図



(b)側面図

図-1 供試体配筋状況例

下部構造は熊本地震で被災した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突起部分は300x300mmとし、アンカー鉄筋D22、帯鉄筋(上面鉄筋)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/mm²となるように設計強度18N/mm²の材料を用いた。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。ここで図-1のCASE3を例にとると突起前面距離は100mmとなり、縁端～最後列アンカー間距離は350mmとなる。CASE1～4の上面鉄筋径は16mmとし、突起背面側の最後列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～最後列アンカー間距離を300mmと一定とし、CASE5(D13), CASE2(D16), CASE6(D19), CASE7(D22), CASE8(D25)と帯鉄筋量(上面鉄筋量)を変化させ、上面鉄筋の効果を評価したものである。特に、橋座式では上面鉄筋の効果を降伏応力の50%程度に低減しており、上面鉄筋効果について制限規定を加えている。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のうちCASE2, CASE5～8で実施した帯鉄筋効果についての実験結果を対象として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刻みで片側繰り返し漸増載荷した。以降は変位制御として5mm間隔で片側繰り返し漸増載荷した。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. 解析手法

図-2 に供試体モデルを示す。モデル形状、配筋状況は

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				
CASE1	0	250	D16	20φ		縁端距離を変化
CASE2	50	300	D16	20φ		" (標準ケース)
CASE3	100	350	D16	20φ		"
CASE4	150	400	D16	20φ		"
CASE5	50	300	D13	20φ		帯鉄筋径を変化
CASE6	50	300	D19	20φ		"
CASE7	50	300	D22	20φ		"
CASE8	50	300	D25	20φ		"
CASE9	50	300	D16	20φ	D16	アンカー補強+鋼板補強
CASE10	50	300	D16	20φ	D19	"
CASE11	50	300	D16	20φ	D22	"
CASE12	50	300	D16	20φ	D25	"

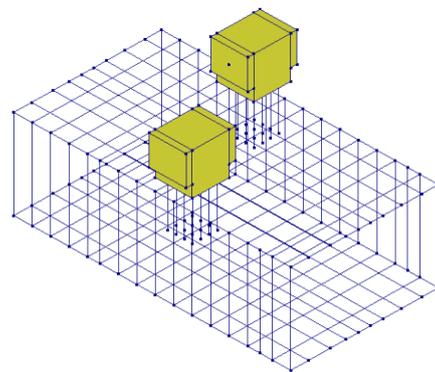


図-2 供試体モデル

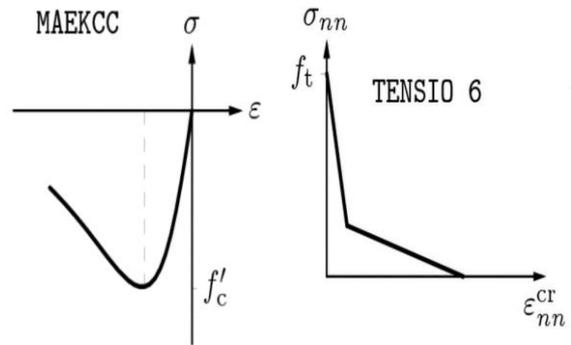


図-3 圧縮および引張応力ひずみモデル

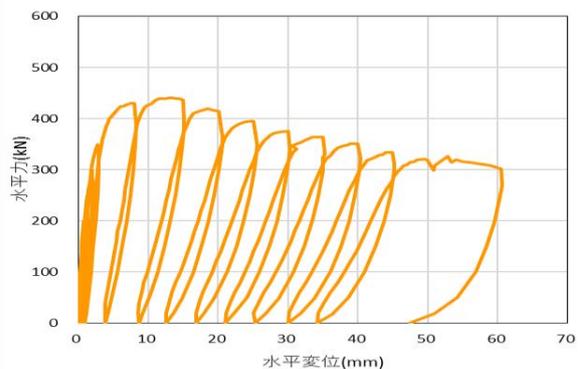


図-4 CASE2 荷重-変位関係

実験供試体と同様としている。コンクリートには8節点ソリッド要素，鉄筋は埋め込み鉄筋要素を使用し，コンクリートと鉄筋は完全付着モデルとした。要素分割は50x50mmとしている。拘束条件は実験供試体を再現しており，フーチング底面を完全固定としている。荷重条件は実験と同様に荷重プレート中心点に変位制御で一方向に変位を増分させている。ひび割れモデルについては回転ひび割れモデルを用いた。

図-3にコンクリートの一軸状態での応力—ひずみを示すがコンクリート標準示方書モデルを用いた⁸⁾。引張域については，引張強度までは直線的に応力が増加すると仮定し，引張強度到達後は軟化特性として破壊エネルギーを考慮した。鉄筋の応力—ひずみモデルは降伏後は応力を一定とするバイリニアモデルとした。

4. 標準試験体(CASE2)における実験結果

(1) 荷重—変位関係

ここでは代表的実験結果としてCASE2,7を取り上げ以下に結果を示す。

図-4にCASE2(後列アンカー距離300mm，上面鉄筋D16)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)。

水平変位0.8mm(水平力198.5kN)で上面部においてひび割れが発生し，水平変位8.1mm(水平力298.5kN)でコンクリートブロック前面にひび割れが発生し，水平変位12.9mm(水平力440kN)で最大荷重に達した。図-4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-5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，図-5に示すように供試体上面部の短辺側では突起の中央付近から45°方向のひび割れ(図-5のひび割れa)，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(図-5のひび割れb)が発生した。その後，図-5に示すようにコンクリートブロック前面側へひび割れが進展するとともに，水平変位8.1mmでは供試体側面部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，供試体上面の45°方向のひび割れおよび供試体側面のハの字型のひび割れ(図-5のe)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-6に断面内のひび割れを示す。

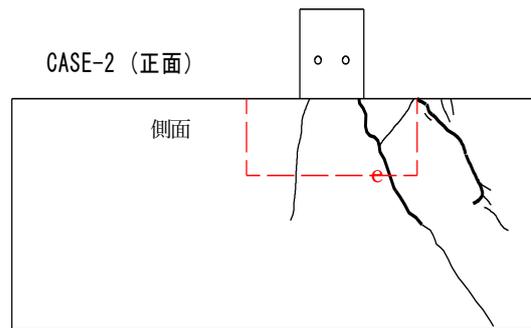
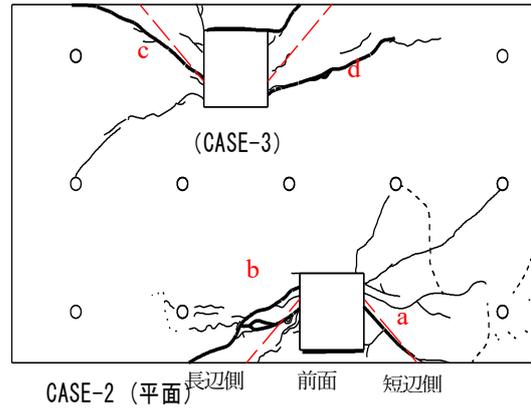


図-5 最大荷重時ひび割れ状況

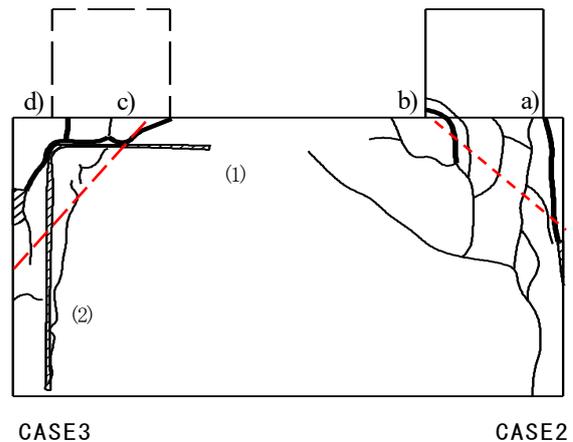


図-6 切断面のひび割れ状況

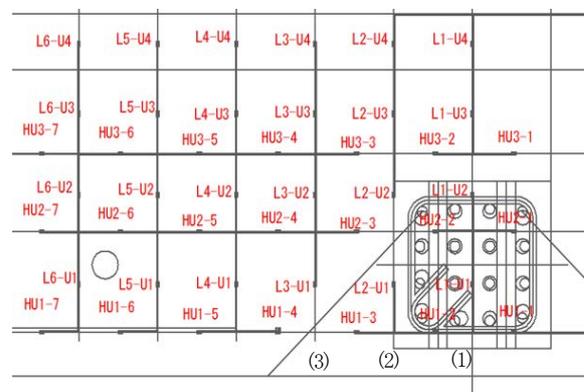


図-7 計測ひずみ点

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-6のa), b)に分類できる。a)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b)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(図-6の(1))、軸直角方向鉄筋、躯体側面の軸方向(図-6の(2))、軸直角方向鉄筋、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られる上面軸方向ひずみについて考察を加える。

図-7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-8には軸方向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-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-9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では上面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、上面鉄筋は降伏に達せず最大耐力を迎えている。これが上面鉄筋効果の極めて小さい原因と考えられる。

5. 標準試験体 (CASE2) における解析結果

図-10にはCASE2の荷重—変形のFEM解析結果を示す。また図-10には実験の荷重—変形も併せて示す。実験では変位12.9mmで最大荷重440kNを示す。これに対して解析では変位9mmで最大荷重410kNを示す。実験、解析とも変位10mm程度で最大荷重を迎えた後、実験ではなめらかに荷重が低減しているが、解析では低下勾配がやや急である。

図-11にはCASE2の荷重—ひずみ(2列目)分布の解析結果を示す。L2-U2およびL2-U3では降伏ひずみ(0.002=2000 μ)を大きく超えているが、L2-U1および

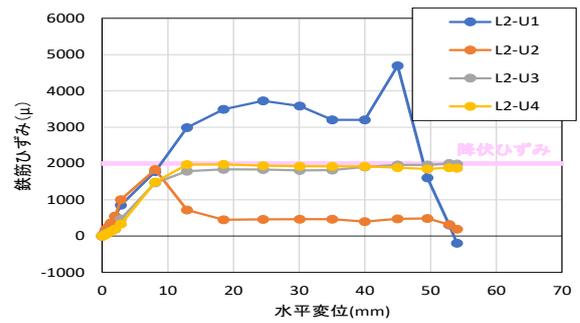


図-8 2列目計測ひずみ

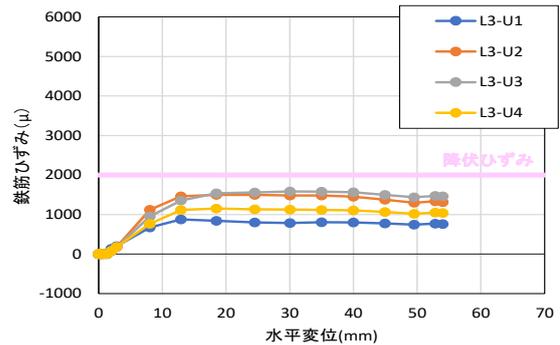


図-9 3列目計測ひずみ

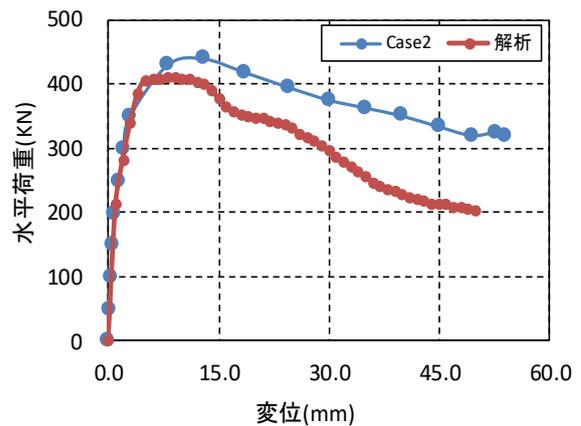


図-10 CASE2の荷重—変位関係

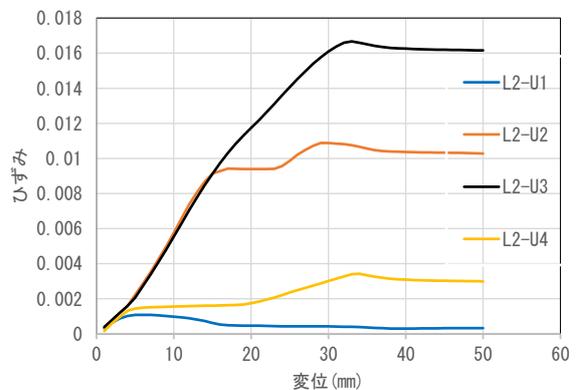


図-11 CASE2の荷重—ひずみ(2列目)

L2-U4では発生ひずみは小さく降伏ひずみ程度に留まっている。これを図-8の実測ひずみと比較すると、位置により発生ひずみは異なるものの、平均的には降伏ひずみ(2000 μ)に留まっており、傾向は一致している。

図-12はCASE2の荷重—ひずみ(3列目)分布の解析結果を示す。発生ひずみは小さく変位15mmでせいぜい0.0014(1400 μ)程度である。これを実験結果と比較すると、最大ひずみが1400 μ 程度であり、変位15mm程度からはひずみの増加が認められない傾向は一致している。

図-13に突起部の全体変形10mmのひび割れ状況を示す。ひび割れ面は突起部中央面で切断した断面である。図の要素(1)、(2)においてはEknn(要素に発生する引張ひずみであり要素あたりのひび割れ幅(50mmx0.03=1.5mm)が発生している。すなわち実験においては突起部が水平方向に変形するにつれて、突起部とフーチング界面部において大きなひび割れが発生することに対応している。

図-14に突起部の全体変形15mmのひび割れ状況を示す。押抜きのひび割れ起点部および接合部に大きなひび割れが確認できる。図-13と同様に要素(1)、(2)において要素ひびわれ幅(50mmx0.04=2mm)が発生している。また下面(3)において同様に要素ひび割れ幅(50mmx0.04=2mm)が発生している。このように明瞭な押し抜きせん断面は形成されずに、ブロック周辺に斜め方向および水平方向のひび割れが形成される。

以上のまとめると本FEM解析においては実験で発生している明瞭なひび割れ面は形成されないものの、ひび割れ発生エリアは実験と近似したエリアで形成されている。

図-15に上面からみた突起部10mm変位時の突起部周辺のひび割れ状況を示す。突起部側面から45度方向にひび割れ幅(50x0.02mm=1mm)のひび割れが発生しており、実験結果と類似したひび割れ状況となっている。

発生傾向は一致しているものの、実験では45度方向に1~2本の大きなひび割れが発生している。

一方解析では(1)、(2)周辺に45度方向に数多くの分散したひび割れが発生している。このように解析と実験ではひび割れ発生個所についてよく一致しているものの、実験では大きなひび割れが数本集中して発生する。これに対して解析では広い範囲にひび割れが発生し、その範囲全体のひび割れ幅が進展する傾向となっている。

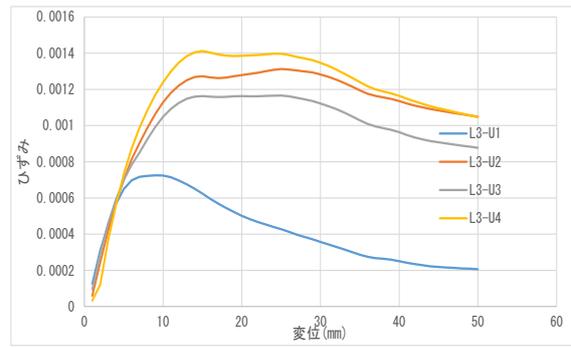


図-12 CASE2の荷重—ひずみ(3列目)

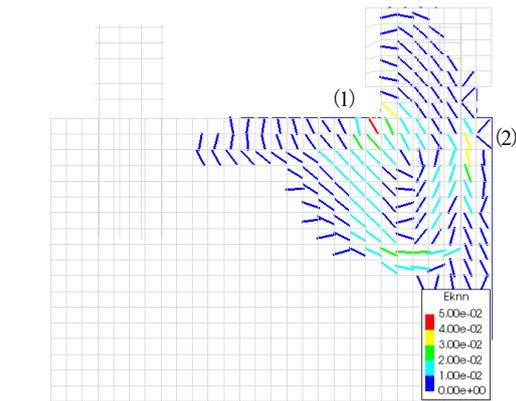


図-13 CASE2のひび割れ進展図(10mm進展)

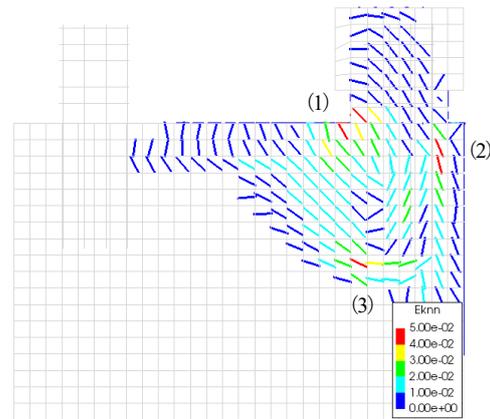


図-14 CASE2のひび割れ進展図(15mm進展)

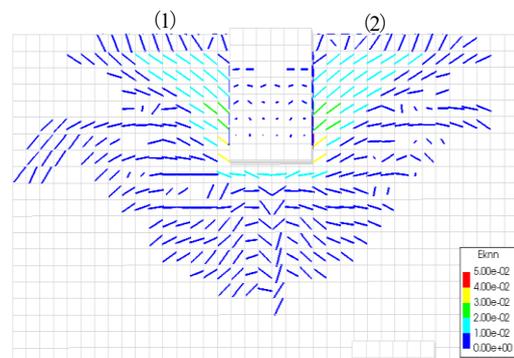


図-15 CASE2の上面ひび割れ進展(10mm進展)

6. CASE7における実験結果

(1) 荷重—変位関係

図-16にCASE7(後列アンカー距離300mm, 上面鉄筋D22)より得られた荷重—変位曲線を示す. 水平変位0.9mm(水平力201kN)で初期ひび割れが発生した. ついで, 水平変位13.2mm(水平力485.5kN)で最大荷重に達した. その後は, 最大荷重到達後は図-16に示すように, 荷重の低減は比較的なめらかで, 水平変位50mmでも370kNを保持している.

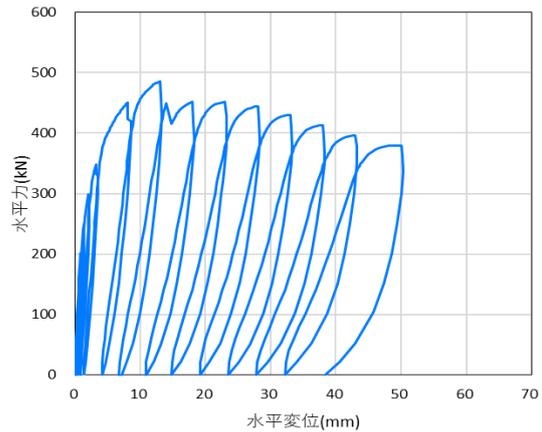


図-16 CASE7の荷重—変位関係

(2) ひび割れ発生状況

図-17に最大荷重時のひび割れ状況を示す. CASE7では, 水平力 201kN(水平変位 0.9mm)で突起部の正面より右側では最後列アンカー鉄筋付近 45度より広い角度で, 突起部の正面より左側では突起部の中間付近から45度よりやや広い角度でひび割れが発生した.

その後上面ひび割れがコンクリートブロック前面側へ向かって進展し(ひび割れ a), また, 突起部の前面に近い位置からも 45度に近い角度でひび割れが発生した(ひび割れ b). コンクリート前面側では, 水平力 300kN以上で突起正面部より右側でひび割れが発生した(ひび割れ c).

最大荷重到達後の水平変位 33mm以降で, コンクリートブロック前面側に円弧状のひび割れが一部発生し, これらは水平力 201kN 時点での突起部より発生したひび割れを起端としていた. 載荷終了時点では上述のひび割れが主な破壊面であり, コンクリートブロック前面側では突起正面から見て右側の損傷がやや顕著であった. 突起本体については, 微細なひび割れは多く発生したものの, 顕著な破壊, 変形は見られなかった.

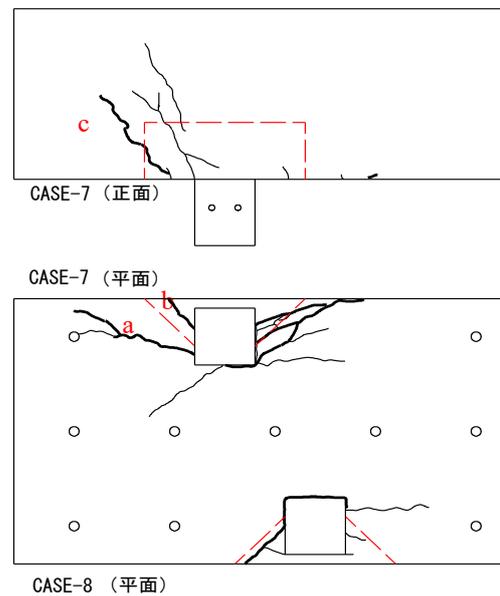


図-17 最大荷重時のひび割れ状況

(3) 切断面形状

実験終了のち, CASE7突起の中央部端部で切断した.

図-18に断面内のひび割れを示す. 突起の損傷が比較的小さいCASE7では, コンクリートブロック部の損傷が比較的広範囲で, 後列アンカー位置(ひび割れa)と突起前面(ひび割れb)で比較的大きなひび割れが発生していた. また図に示すように最背面側のアンカー鉄筋の中間程度から背面側に45度方向でひび割れが発生していた(ひび割れc).

(4) ひずみ発生状況

計測された軸方向鉄筋ひずみの全データでは, L1-U2が約 3,000 μ で最大であった. 全データでは降伏ひずみに達したものの, またはデータ計測不可となったものが計3点あった. また3列目以降は各測点ともひずみ量が

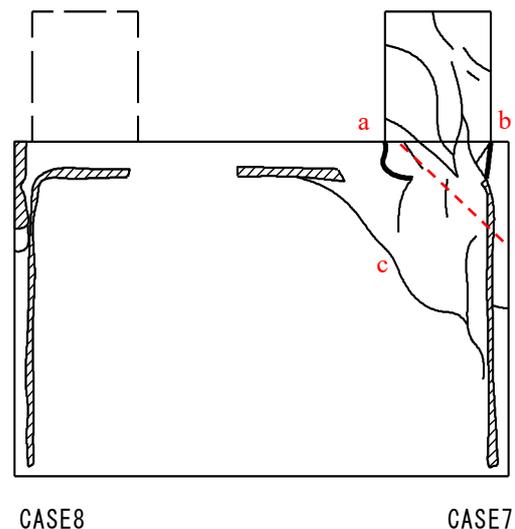


図-18 切断面のひび割れ状況

1,000以下であった。

図-19に代表例として軸方向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-U1,U2,U3とも、1200 μ 程度でありその後もひずみの増加は小さい。

以上のようにCASE7のひずみ分布は、ひずみの増加が局部的に発生するものの、全体のひずみ量が極めて小さいことが明らかとなった。

7. CASE7における解析結果

図-20にはCASE7の荷重—変形のFEM解析結果を示す。また図-20には実験の荷重—変形も併せて示す。実験では変位13.2mmで最大荷重485.5kNを示す。これに対して解析では変位9mmで最大荷重437kNを示す。実験、解析とも変位10mm程度で最大荷重を迎えた後、実験ではなめらかに荷重が低減しているが、解析では低下勾配がやや急である。

図-21にはCASE7の荷重—ひずみ（2列目）分布の解析結果を示す。いずれのひずみも0.0011(1100 μ)から0.0013(1300 μ)と降伏ひずみ(0.002=2000 μ)に達していない。これを図-19の実測ひずみと比較すると、位置により発生ひずみは異なるものの、最大荷重点では平均的には1200 μ に留まっており、傾向的には一致している。

一方実験ではひずみが最大荷重到達後も一定値を保つものに対して解析ではひずみは急激に低減している。

図-22に突起部の全体変形10mmのひび割れ状況を示す。ひび割れ面は突起部中央面で切断した断面である。図の要素(1)、(2)においてはEknn(要素に発生する引張ひずみであり要素あたりのひび割れ幅(50mmx0.04=2mm))が発生している。すなわち実験においては突起部が水平方向に変形するにつれて、突起部とフーチング界面部において大きなひび割れが発生することに対応している。これを図-18の切断面のひび割れ状況と比較すると、後列アンカー位置(ひび割れa)と突起前面(ひび割れb)で比較的大きなひび割れに対応している。また図-22に示す(3)は図-18の最背面側のアンカー鉄筋の中間程度から背面側に45度方向のひび割れ(ひび割れc)に対応している。このようにひび割れ発生傾向は捉えているものの、発生ひび割れは広い範囲に分布しており、実験のような集中的なひび割れは評価できていない。

8. 上面鉄筋（帯鉄筋）効果の実験的評価

(1) 橋座式の鉄筋分担力

橋座式の鉄筋分担力は式(1)のように表せる。

$$P_s = \sum \beta(1-h_r d_s) \sigma_{sy} A_{si} \quad (1)$$

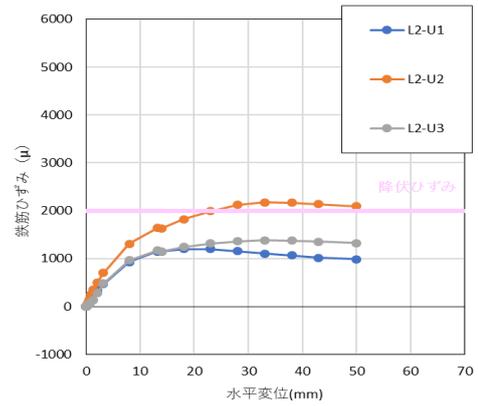


図-19 2列目の計測ひずみ

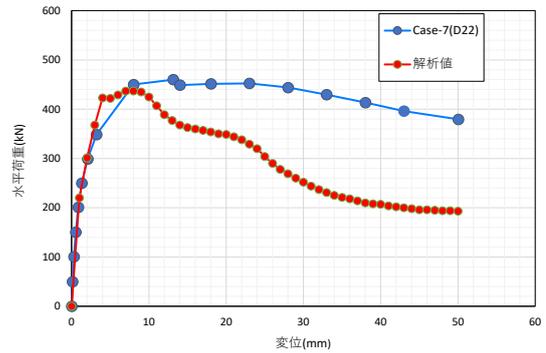


図-20 Case7の荷重—変位関係

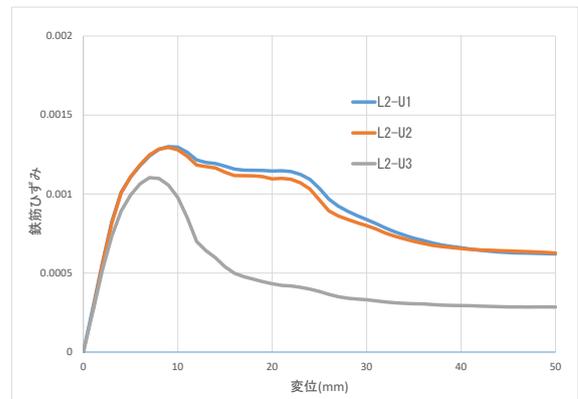


図-21 Case7の荷重—ひずみ(2列目)

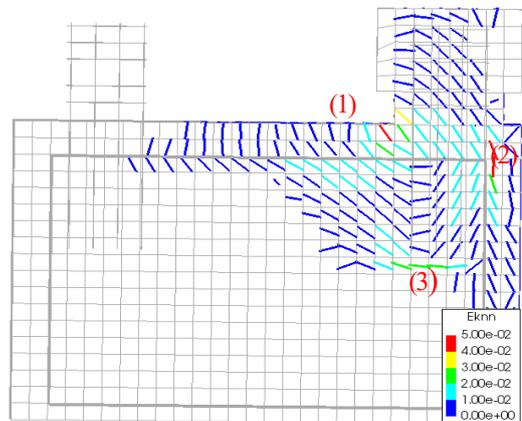


図-22 Case7のひび割れ進展(10mm進展)

ここで、

P_s : 補強鉄筋の負担する耐力(kN)

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。

h_i : i 番目の補強鉄筋の橋座面からの距離 (m)

d_a : 最後列アンカーボルトの中心から橋座縁端までの距離 (m)

σ_{sy} : 補強鉄筋の降伏点 (N/mm²)

式(1)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。すなわち式(1)は鉄筋の位置に対する補正係数で、ひび割れの開口幅がひび割れの長手方向に対して線形に分布していると仮定すると、図-23のようなひび割れ状態で最大荷重を迎えたときに、上面位置で降伏応力(σ_{sy})となると、 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。

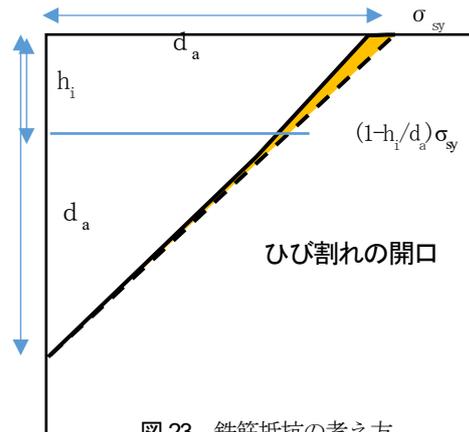


図-23 鉄筋抵抗の考え方

(2) 荷重—変位関係

各CASEの実験結果を取りまとめ上面鉄筋（帯鉄筋）効果について考察する。

図-24には各ケースの荷重—変位関係の包絡線を示す。また図-25には帯鉄筋量と最大荷重の関係を示す。最大耐力はCASE2(D16帯鉄筋)442kN、CASE5(D13)336.0kN、CASE6(D19)433.0kN、CASE7 (D22) 485.5kN、CASE8(D25) 412.0kNとなっている。

図-25において線形（橋座式）は帯鉄筋量と橋座式を用いた荷重値の関係を示し、式(2)となる。

$$y(\text{荷重}) = 0.5119x(\text{帯鉄筋量}) + 81.745 \quad (2)$$

これに対して線形（CASE8含む）はすべての帯鉄筋量と実験値の関係から最小二乗法で求めた直線関係を示し、式(3)となる。

$$y(\text{荷重}) = 0.2038x(\text{帯鉄筋量}) + 354.62 \quad (3)$$

CASE8(D25)は参考文献7のように道路橋示方書の規定値($V_s < V_c$)以上配置されていることから特殊な条件と見なして除くと、線形（CASE8除く）は式(4)となる。

$$y(\text{荷重}) = 0.528x(\text{帯鉄筋量}) + 285.64 \quad (4)$$

以上のようにCASE8 (D25)を除くと帯鉄筋量が増加するにつれて、最大耐力が概ね増加しており、効果は小さいものの帯鉄筋が有効であることが分かる。

図-25に示すように帯鉄筋効果は橋座式では傾きが0.5119であるのに対して、CASE8 (D25)を除いた実験値では0.528となりほぼ対応している。またCASE8を加えると

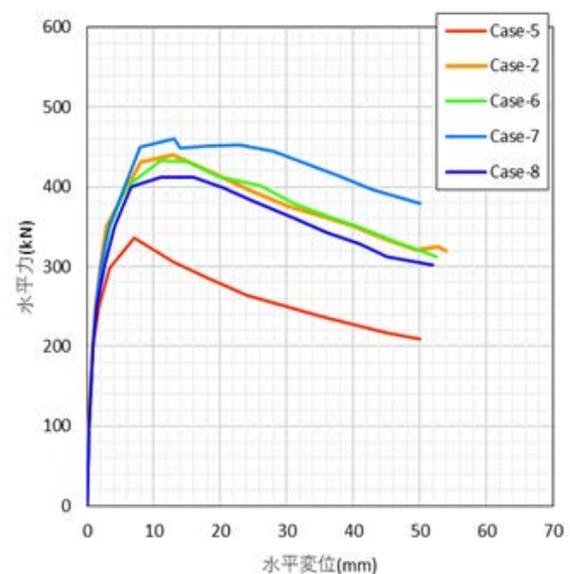


図-24 荷重—変位関係

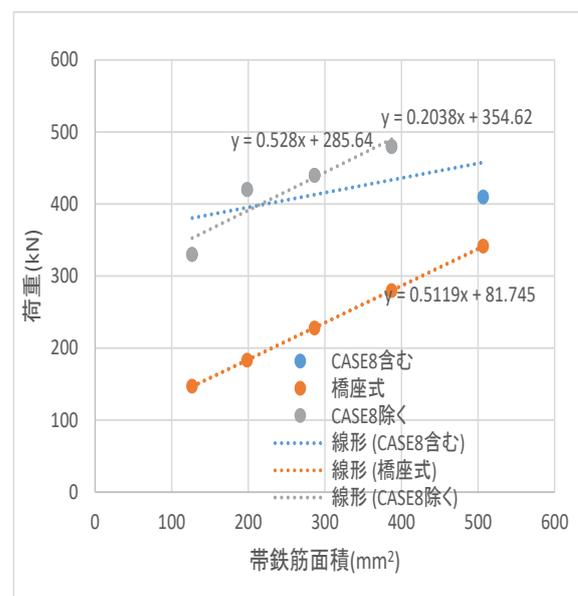


図-25 帯鉄筋量—荷重関係

傾きは0.2038と効果が極めて小さい結果となっている。

すなわち、CASE8では帯鉄筋にD25を用いているにも係わらず、CASE2(D16)、CASE6(D19)程度の効果にとどまっている。これは道路橋示方書にも示されているように帯鉄筋比を増加させたとしても効果に上限値があるためとも考えられる。

そこで道路橋示方書に準拠して帯鉄筋比の上限値として $V_s < V_c$ としてせん断耐力を算出すると、橋座式の算定値は安全側の値となる⁷⁾。

(2) 帯鉄筋効果について

式(1)については図-22に示すように鉄筋の位置に対する補正係数で、鉄筋降伏状態で最大荷重を迎えたときに、 h_i の位置にある鉄筋の応力は $(1-h_i/d_s)\sigma_{sy}$ のように表される。

一方 β は補正係数で0.5とされている。これに対して考察を加える⁹⁾。

図-26は各ケースにおける最大荷重時(8から10mm変位)における突起部周辺の2列目、3列目の軸方向の鉄筋の平均ひずみ量を表したものである。いずれも鉄筋ひずみ量は降伏ひずみ量(2000 μ)に達せず、最大がCASE5で1544 μ 、最小がCASE8で423 μ 、平均値が970 μ (970/2000=0.485)となっている。水平力増加に伴い、引張ひび割れが発生するとともに、部分的に降伏に至るものの平均的には970 μ で最大荷重に至る。このため鉄筋効果は0.5程度しか期待できないと考えられる。なお0.5は橋座式の $\beta(0.5)$ に対応した値となっている。

このように、水平方向の押抜きせん断は、引張ひび割れが発生するとともに、急激に最大荷重を迎えるために、帯鉄筋の効果が極めて小さいと考えられる。

一方、軸方向ひずみが降伏ひずみ付近で最大荷重に達する理由は、コンクリートの抵抗が急激に低下することなどが考えられるが、現状では十分には解明できていない。

9. 上面鉄筋（帯鉄筋）効果の解析的評価

上面鉄筋径をD4からD25に変化させて、FEM解析により各CASEの荷重—変位関係を求めた。なお、D13～D25はそれぞれ実験供試体に対応した解析値である。これに対して、D4～D10は帯鉄筋量を低減させた解析のみの結果である。図-27には各CASEの荷重—変位関係、表-2に各CASEの最大荷重を示す。図-27、表-2からも分かるように、帯鉄筋量を増加させることにより最大荷重は増加するものの、最大荷重時の変位量はほぼ10mm程度と一定である。また変形が進んだ50mm変位時の荷重は200～250kNとなっている。これに対して実験では300～400kNとなっており、解析値は荷重低下勾配がやや急である。

図-28の直線は解析上の帯鉄筋量と荷重関係であり、

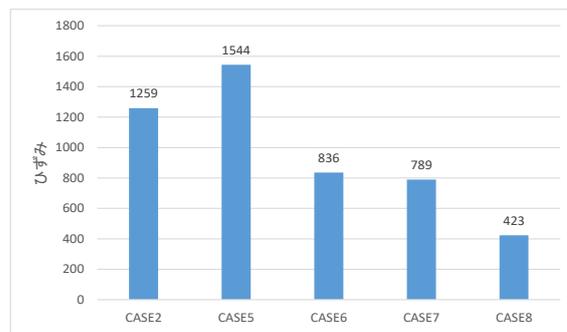


図-26 各 CASE の発生ひずみ量

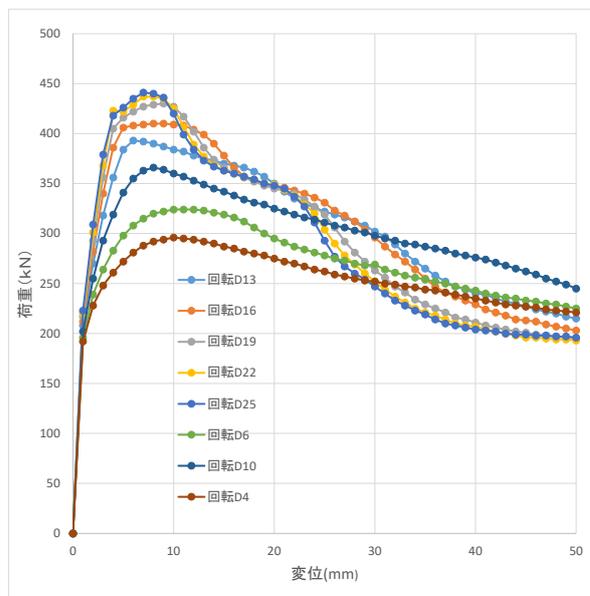


図-27 各 CASE の荷重—変位関係

表-2 各 CASE の最大荷重

試験体	上面鉄筋径	鉄筋量 (mm ²)	最大荷重 (kN)	変位 (mm)
	D4	12.6	296	10
	D6	28.3	324	10
	D10	78.5	366	8
No.5	D13	133	393	6
No.2	D16	201	410	10
No.6	D19	283	430	9
No.7	D22	380	437	8
No.8	D25	491	441	7

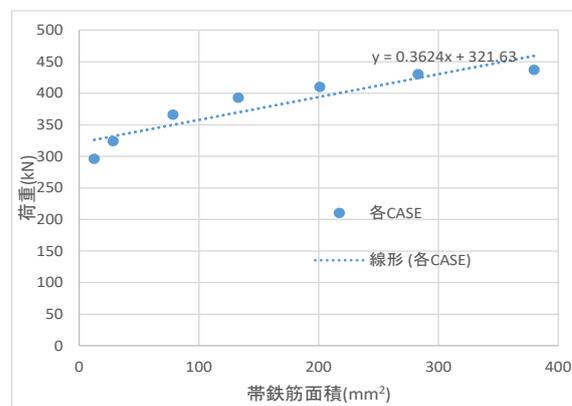


図-28 帯鉄筋量—荷重関係

D25を除く帯鉄筋量と解析上の最大荷重の関係から最小二乗法で直線関係を示すと式(5)となる。図-27の実験値の傾き0.528や橋座式の傾き0.519に比較して0.3624とやや傾きが小さいものの、帯鉄筋効果は認められる結果となっている。

$$y(\text{荷重})=0.3624x(\text{帯鉄筋量})+321.63 \quad (5)$$

10. まとめ

鉛直軸力の無い横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。

このうち本研究の帯鉄筋量をパラメータとした実験およびFEM解析から得られた結果を以下に示す。

- 1)帯鉄筋量をパラメータとしたCASE2,5~8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。また最大耐力はCASE8を除き帯鉄筋量に比例して増加した。
- 2)帯鉄筋量をパラメータとしたCASE2,5~8の実験においては、いずれも橋座式で想定した破壊面と概ね一致した。また軸方向のひずみ挙動は、平均的には降伏には至らず、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。

このように軸方向ひずみが降伏ひずみ付近で最大荷重に達する理由はコンクリートの抵抗が急激に低下することなどが考えられるが、現状では十分には解明できていない。

3)帯鉄筋量をパラメータとしたFEM解析結果では鉄筋量の増加とともに耐力は増加するものの、その効果は橋座式よりもやや小さめの値となっている

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, 2017.3.
- 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, 2017.3.
- 5)日本道路協会, 道路橋示方書IV下部構造編, 2012.3.
- 6)西恭彦, 轟俊太郎, 田所敏弥, 進藤良則, 鋼角スツパー周辺のコンクリートの破壊性状に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.1-6, 2015.
- 7)幸左賢二, 服部匡洋, 横山広, 大八木亮, 篠原聖二, 横変位拘束構造の押抜きせん断耐力検討(鉄筋分担分), 第22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.489-496, 2019.7
- 8)土木学会, コンクリート標準示方書, 2017.
- 9)土木研究所, 橋座部の水平耐力の評価に関する研究, 1999.2.

THE EFFECT OF HOOP TIES TO THE PUNCHING SHEAR RESISTANCE OF THE DISPLACEMENT CONFINING DEVICE

Kenji KOSA, Masahiro HATTORI, Hiroshi YOKOYAMA and Ryo OYAGI

Experimental tests were conducted to evaluate the punching shear resistance of the displacement confining device. Specimen for No.2 (D16), 5 (D13), 6 (D19), 7 (D22), 8 (D25) were changed the resistance area in hoop ties. Experimental results of failure area showed well agreement with the equation of strength of bridge seats. Experimental and analytical results showed well agreement with the equation of strength of bridge seats. The strain of hoop ties at the maximum load were at most half of the yield strain, which led to the small increase of the punching shear resistance.