

横変位拘束構造の鉄筋効果の数値解析

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）

²正会員 博士（工学）（財）阪神高速先端技術研究所（〒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） 阪神高速先端技術研究所（〒541-0054 大阪市中央区南本街4-5-7）

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、府領第一橋梁では桁衝突によって横変位拘束構造に押抜きせん断が発生し、桁の落橋に至っている。

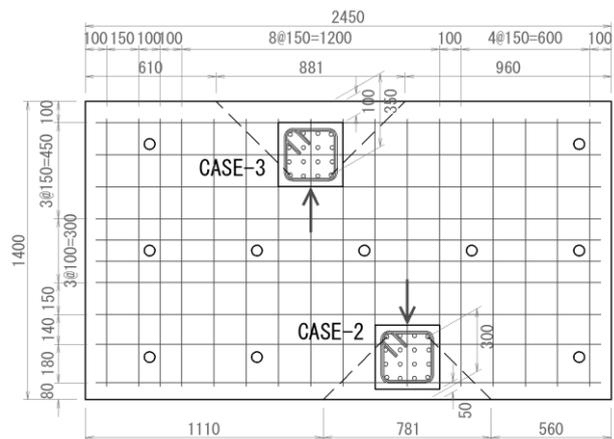
ここで特に大きな課題はこの破壊形式について照査が実施されていないことである。すなわち道路橋示方書においては横変位拘束構造に対して明確に押抜きせん断に対して照査することにはなっていないことである^{1), 2), 3), 4), 5), 6)}。

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⁾。その結果、橋座式の破壊形式に近くまた帯鉄筋効果も橋座式が想定する降伏ひずみの50%程度と極めて小さい結果となった。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解析手法により荷重—変位関係、ひび割れ状況、帯鉄筋ひずみ、帯鉄筋効果について考察を加えた。

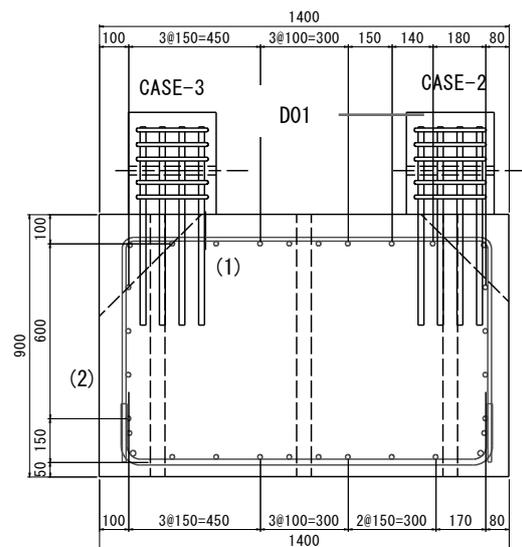
2. 実験概要

(1) 実験供試体形状

ここでは参考文献7に基づき、実験概要を説明する。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²⁾。



(a) 上面図



(b) 側面図

図-1 供試体配筋状況例

一方、横変位拘束構造は1000kN荷重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に荷重試験形状を示す。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。荷重は、供試体コンクリートブロック部を反力床にPC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荷重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、上面鉄筋の効果の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) 荷重方法

荷重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荷重した。以降は変位制御として5mm間隔で片側繰り返し漸増荷重した。また、荷重は破壊性状が明確になる荷重点変位50mmまで実施した。

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	"

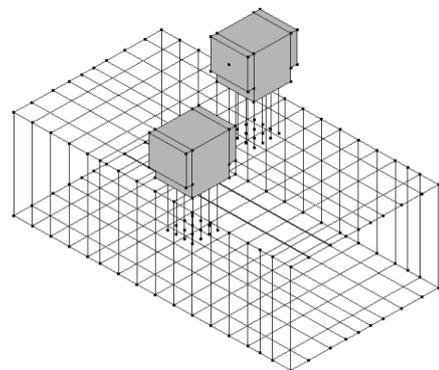


図-2 供試体モデル

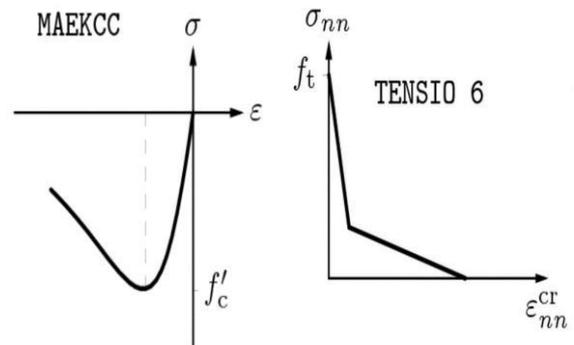


図-3 圧縮および引張応力ひずみモデル

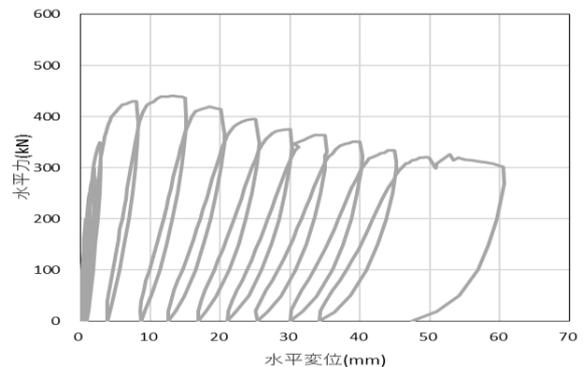


図-4 CASE2 荷重—変位関係

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。境界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⁸⁾。

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設計基準強度(27N/mm²)およびコンクリート標準示方書モデルを用いた⁹⁾。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—ひずみモデルは設計基準強度(345N/mm²)を用い、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を取り上げ以下に結果を示す⁷⁾。

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。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

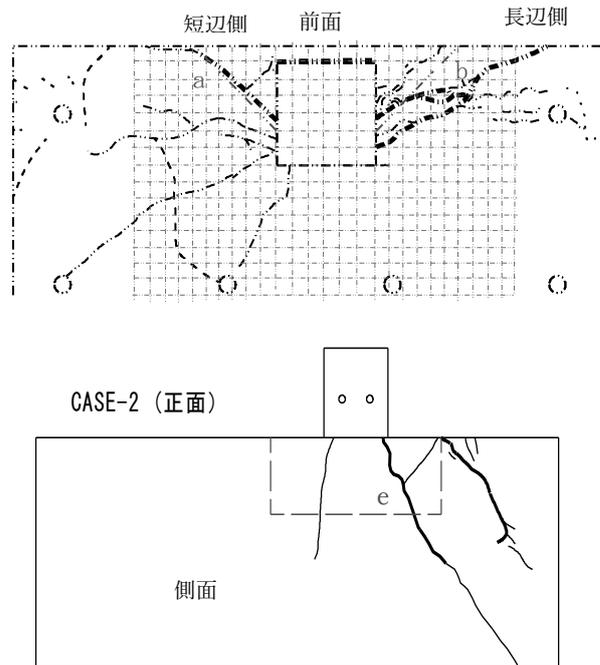
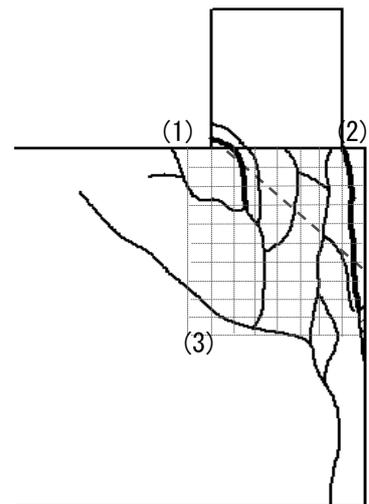


図-5 最大荷重時ひび割れ状況



CASE2

図-6 切断面のひび割れ状況

L6-U4	L5-U4	L4-U4	L3-U4	L2-U4	L1-U4	
L6-U3 HU3-7	L5-U3 HU3-6	L4-U3 HU3-5	L3-U3 HU3-4	L2-U3 HU3-3	L1-U3 HU3-2	HU3-1
L6-U2 HU2-7	L5-U2 HU2-6	L4-U2 HU2-5	L3-U2 HU2-4	L2-U2 HU2-3	L1-U2 HU2-2	HU2-1
L6-U1 HU1-7	L5-U1 HU1-6	L4-U1 HU1-5	L3-U1 HU1-4	L2-U1 HU1-3	L1-U1 HU1-2	HU1-1

図-7 計測ひずみ点

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。

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(1), (2), (3)に分類できる。(1)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。これに対して(2)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。(3)はアンカーボルト底面に発生する45°方向のひび割れである。

(4) ひずみ発生状況

躯体上面の軸方向（図-1の(1)）、軸直角方向鉄筋、躯体側面の軸方向（図-1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 程度であり、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、多くの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。

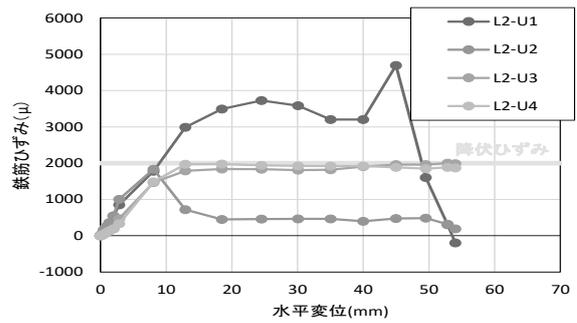


図-8 2列目計測ひずみ

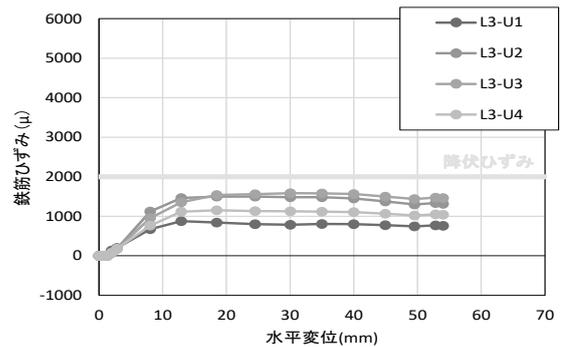


図-9 3列目計測ひずみ

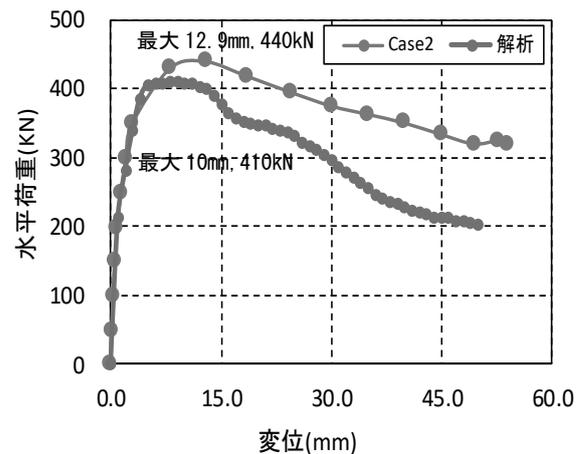


図-10 CASE2の荷重—変位関係

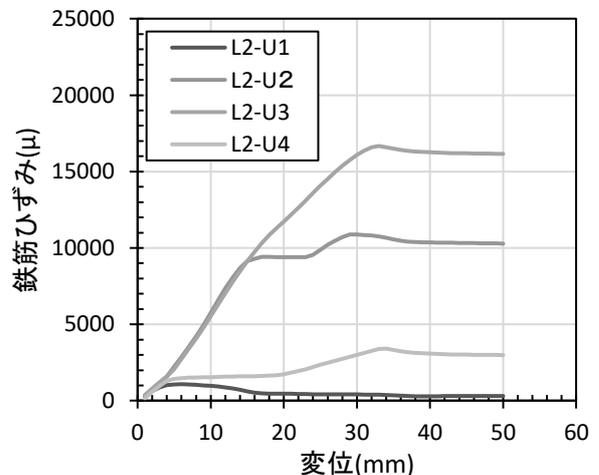


図-11 CASE2の荷重—ひずみ（2列目）

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。これには解析では鉄筋のひずみ硬化や鉄筋のずれに伴うダウエル効果を評価できていないことなどが考えられる。

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 (2000 μ) を大きく超えているが、L2-U1および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でもせいぜい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には突起部の全体変形 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 (50mm \times 0.03= 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)において要素ひび割れ幅(50mm \times 0.04=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(50mm \times 0.04= 2mm)を示している。このように、解析では明瞭な押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。

以上をまとめると本 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。

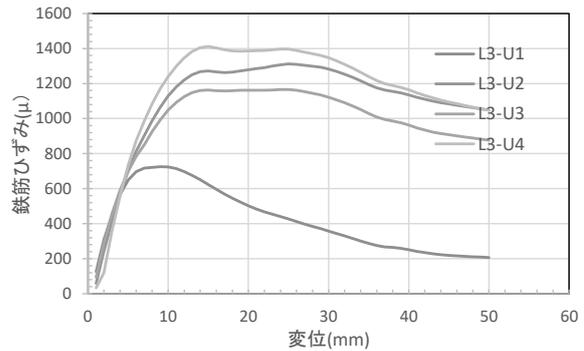


図-12 CASE2の荷重—ひずみ (3列目)

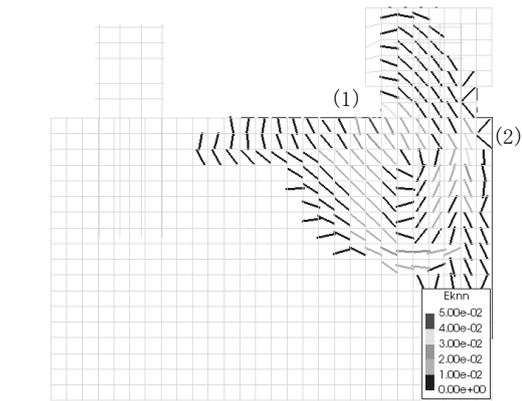


図-13 CASE2のひび割れ進展図(10mm 進展)

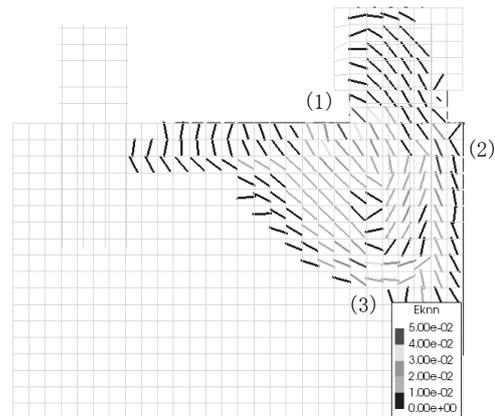


図-14 CASE2のひび割れ進展図(15mm 進展)

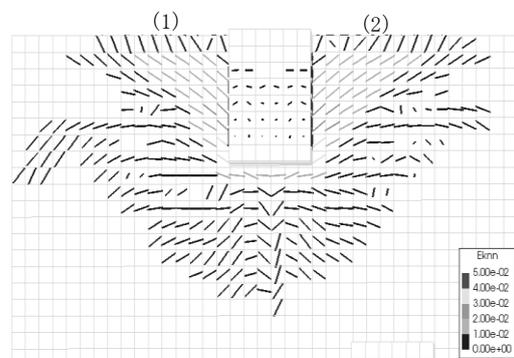


図-15 CASE2の上面ひび割れ進展(10mm 進展)

図-15には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(50mmx0.02= 1mm)のひび割れが発生しており実験結果と同一の傾向を示している。

図-16には実験における最大荷重時(変形量 12.9mm)の帯鉄筋ひずみ分布を示す。図-16から分かるように L2 列は鉄筋降伏に達しているものが多いが、L3,L4 列は鉄筋降伏ひずみのせいぜい 50%程度である。すなわち、部分的範囲で鉄筋ひずみが降伏に達すると最大荷重に達している。

図-17は解析における最大荷重付近(変形量 10mm)の帯鉄筋ひずみ分布を示す。図-16と同様の傾向が得られ L1,L2 列は鉄筋降伏に達しているものが多いが、L3,L4 列は鉄筋降伏ひずみのせいぜい 50%程度である。なおここで L1-U2,L1-L3,L3-U4,L2-U2,L2-U3は 3957μ ~7040μであるが、鉄筋降伏との比較のために 3000μ を上限としてプロットしている。

ここでは一部鉄筋の降伏が最大荷重に至る原因について考察を加える。簡便のために図-19のaの範囲において一軸引張状態を考える。図-18の(2)に示すように高鉄筋比状態では、コンクリートのひび割れ後も鉄筋抵抗が大きく、ひび割れ発生後も荷重の増加が期待される。これに対して低鉄筋比状態では、コンクリートのひび割れ発生後、程なく鉄筋の降伏が発生し、ひび割れの進展とともに荷重が低下する。このように低鉄筋比状態では、コンクリートの引張ひび割れ発生に伴い、鉄筋が降伏し、大きなひび割れに繋がり、荷重が低下すると考えられる。なお実際の破壊形態は45度方向の引張せん断破壊であるために、引張力およびせん断力の組み合わせ現象であり、より複雑な挙動が発生していると考えられる。

6. 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。

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

ここで、

Ps: 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)

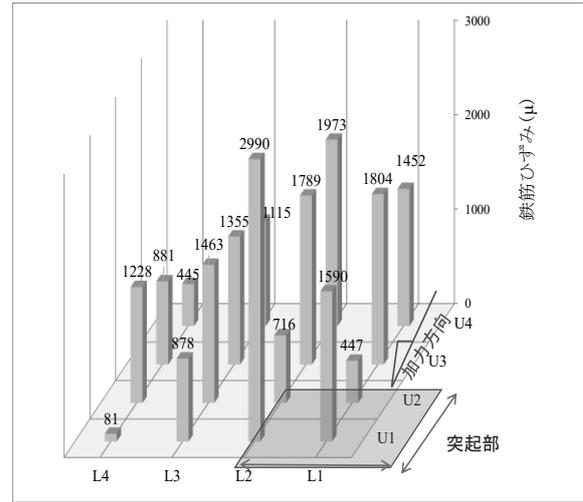


図-16 最大荷重時の帯鉄筋ひずみ分布(実験)

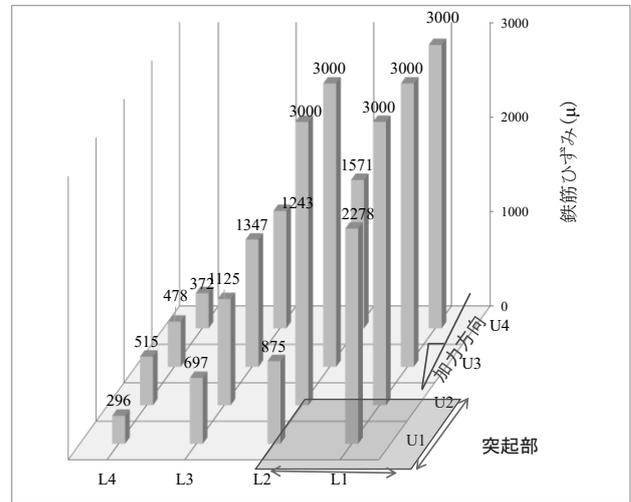


図-17 最大荷重時の帯鉄筋ひずみ分布 (解析)

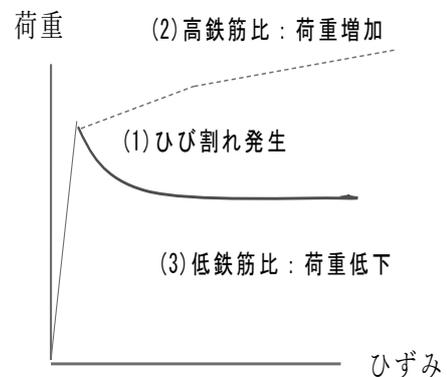


図-18 荷重—ひずみ関係模式図

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-19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。

(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-20には各ケースの荷重—変位関係の包絡線を示す。また図-21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-21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。

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

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。

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

これに対してCASE8(D25)は参考文献7に示す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。

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

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。

以上をまとめると、図-21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。一方、前述のように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

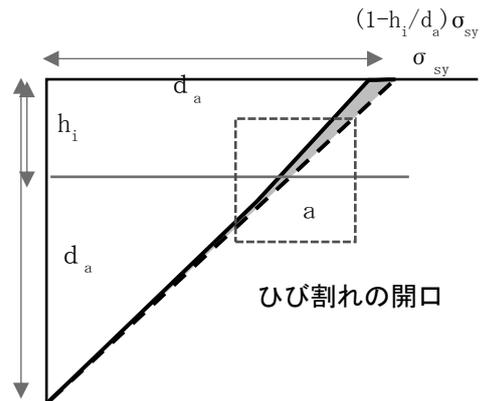


図-19 鉄筋抵抗の考え方

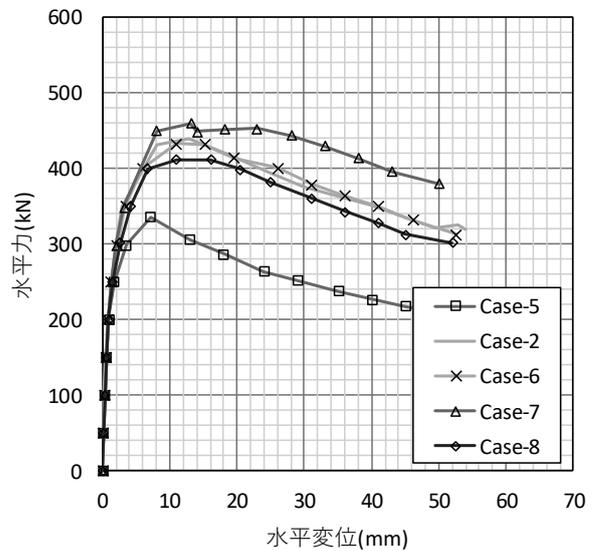


図-20 荷重—変位関係

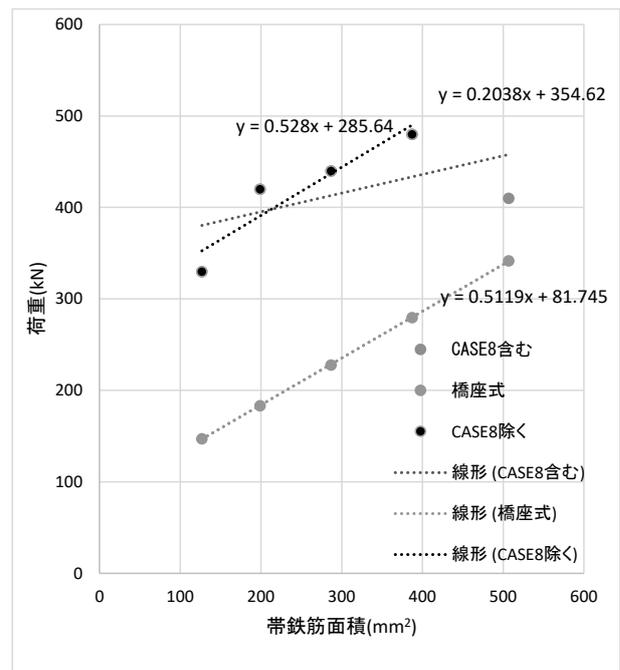


図-21 帯鉄筋量—荷重関係

られ、その適用には注意する必要がある。

(3) 帯鉄筋効果について

式(1)については図-19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 $(1-h_i/d_a)\sigma_{sy}$ 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¹⁰⁾。

図-22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ため、補強係数としては橋座式の $\beta(0.5)$ 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、上述の図-18に示すように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。

7. 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。また解析においても同様に一部が降伏ひずみに達すると最大荷重に至り、発生ひずみ量として降伏ひずみの

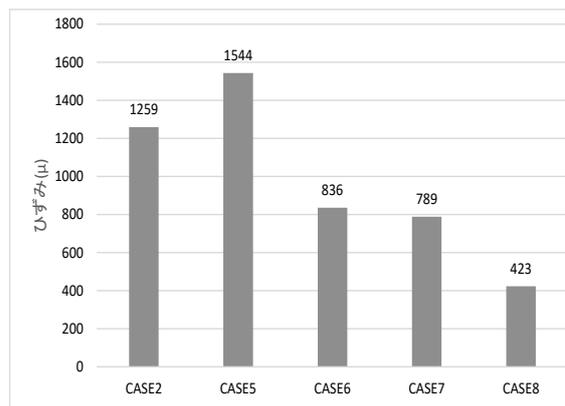


図-22 各 CASE の平均発生ひずみ量

50%程度であった。

- 3)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模式図に示すように鉄筋抵抗が急激に低下することなどが考えられる。

参考文献

- 1) 幸左賢二, 後藤僚一, 金山亨, 高橋良和, ロッキング橋脚上の桁と変位制限構造遊間の影響検討, 地震工学論文集第39巻, pp. I_47- I_56, 2020.
- 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, 鋼角ストッ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,構造工学論文集, Vol. 66A, pp. 639 -649, 2020.
- 8) 山谷敦, 中村光, 桧垣勇, 回転ひび割れモデルによるRC梁のせん断挙動解析, 土木学会論文集 No.620/V-43,pp.187-199,1999.
- 9) 土木学会, コンクリート標準示方書, 2017.
- 10) 土木研究所, 橋座部の水平耐力の評価に関する研究, 1999.2.