

論文 数値解析による横変位拘束構造の帯鉄筋効果

幸左 賢二*1・服部 匡洋*2・横山 広*3・大八木 亮*4

要旨: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および解析を実施した。このうち帯鉄筋量をパラメータとした CASE2, 5~8 の実験および FEM 解析の破壊面は、いずれも橋座式で想定した後列アンカー鉄筋から 45 度方向の破壊面と概ね一致した。また実験の軸方向鉄筋(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。FEM 解析では最大荷重時でも軸方向鉄筋の発生ひずみは平均的には鉄筋降伏には至らず、帯鉄筋の効果が小さいことが明らかとなった。

キーワード: 押抜きせん断, 横変位拘束構造, 橋座式, 縁端距離

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かったことである。また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を照査することにはなっていない^{1), 2), 3), 4), 5), 6)}。

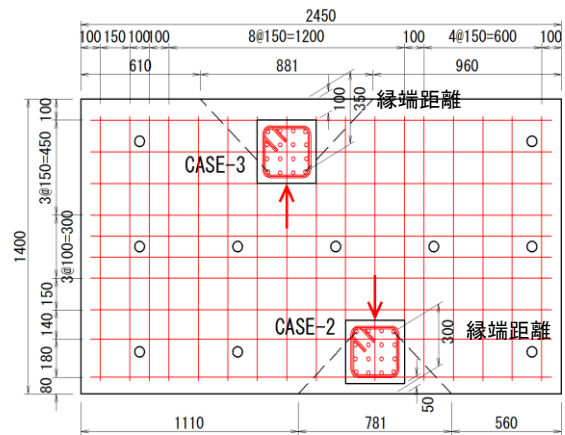
そこで、鉛直軸力の無い条件である横変位拘束構造の押抜きせん断力抵抗を明らかにするために実験的評価を実施した。具体的には鉛直軸力の無い横変位拘束構造を対象に、縁端距離、帯鉄筋(上面、側面鉄筋)量をパラメータとして既往の橋座式の押抜きせん断耐力の適用性について検討を加え、その妥当性を評価した。このうち実験結果の橋座式への適用性については別途検討を加えて報告している^{7), 8), 9)}。特に実験においては、橋座式の破壊形式に近くまた帯鉄筋効果も橋座式が想定する降伏ひずみの50%程度と極めて小さい結果となった⁹⁾。

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の考察を加える。

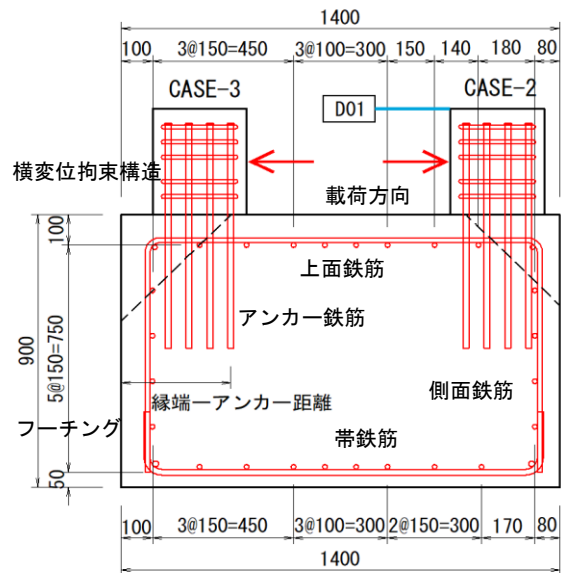
2. 実験概要

2.1 実験供体形状

下部構造(フーチング)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突起部分は300x300mmとし、アンカー筋D22, 帯鉄



(a) 上面図



(b) 側面図

図-1 供試体形状例

*1 九州工業大学名誉教授 Ph. D (正会員)
 *2 (一財)阪神高速先進技術研究所 博士(工学)
 *3 大日本コンサルタント(株) 博士(工学)
 *4 三井住友建設(株) 修士

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に供試体形状例を示す。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を用いた。例えばCASE2のコンクリートの実圧縮強度は28.5MPa、D16鉄筋の降伏強度は378.8N/mm²となった。なお27MPaは設計強度である。载荷は、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载荷を与えることにより実施した。実験パラメータを表-1に示す。

本研究では帯鉄筋量をCASE2、CASE5から8のように変化させ実施した鉛直軸力の無い状態での横拘束構造の押抜きせん断耐力への帯鉄筋効果および橋座式の適用性について評価している。

2.2 载荷方法

载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载荷した。以降は変位制御として5mm間隔で片側繰り返し漸増载荷した。また、载荷は破壊性状が明確になる载荷点変位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。载荷条件は実験と同様に载荷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¹⁰⁾。これは多方向固定ひび割れモデルに比べて解の収束性が良いためである。

図-3に寸法依存性を考慮したコンクリートの一軸状態での応力-ひずみを示す。コンクリート強度は27N/mm²とし、応力-ひずみ関係にはコンクリート標準示方書モデルを用いた¹¹⁾。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を345N/mm²とし降伏後は応力を一定とするバイリニアモデルとした。なおコンクリートの多軸効果、帯鉄筋比が少ないことから拘束圧依存性については考慮していない。

4. 標準試験体(CASE2)における実験・解析結果

4.1 荷重—変位関係

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	20φ		縁端距離を変化
CASE-2	50	300	D16	20φ		"(標準ケース)
CASE-3	100	350	D16	20φ		"
CASE-4	150	400	D16	20φ		"
CASE-5	50	300	D13	20φ		帯鉄筋径を変化
CASE-6	50	300	D19	20φ		"
CASE-7	50	300	D22	20φ		"
CASE-8	50	300	D25	20φ		"
CASE-9	50	300	D16	20φ	D16	アンカー補強+鋼板補強
CASE-10	50	300	D16	20φ	D19	"
CASE-11	50	300	D16	20φ	D22	"
CASE-12	50	300	D16	20φ	D25	"

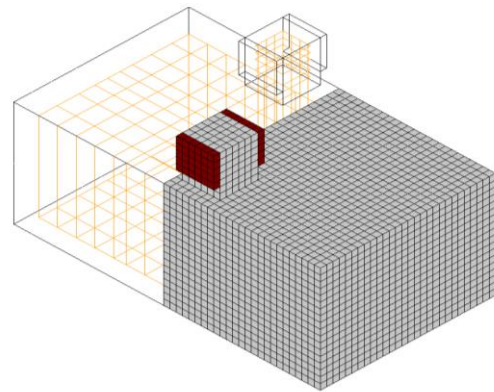


図-2 供試体モデル

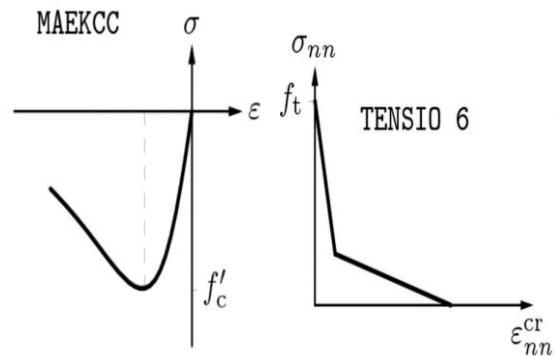


図-3 圧縮および引張応力ひずみモデル

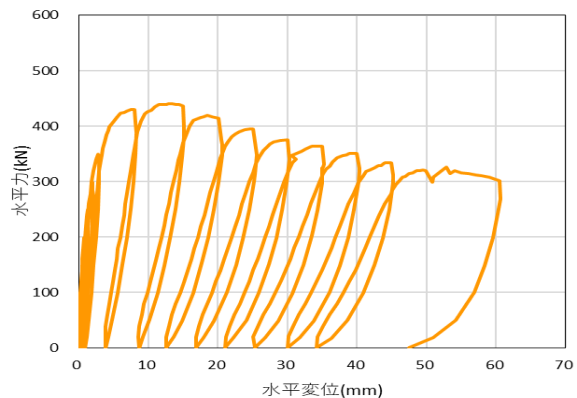


図-4 CASE2 荷重—変位関係

図-4にCASE2より得られた荷重—変位曲線を示す。ここで水平変位計測は図-1に示す突起頂部点変位計(D01)を用いた。

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-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。図-5にはCASE2の荷重—変形のFEM解析結果を示す。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10mmで最大荷重410kNを示す。この様に実験および解析結果は最大荷重までは一致した傾向を示す。一方実験、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。これには解析では設計材料強度を用い、鉄筋のひずみ硬化を考慮していないこと、また埋め込み鉄筋モデルを用いていることからダウエル効果を十分には評価できていないことなどが考えられる。

4.2 切断面ひびわれ

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左に断面内のひび割れを示す。図-6右は解析上の10mm変位時のひずみ図を示す。また図-7は解析上の15mm変位時のひずみ状況を示す。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)に分類できる。(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。

これに対して(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(a-b)は橋座式で想定している45度方向のひび割れ線である。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。図-6左に示すように8要素(400mm)x10要素(500mm)では80要素のうち46要素に明確なひび割れが発生しており、比較的ひび割れ分散が進展していることが分かる。これに対して図-7の解析では要素(1),(2)においてEknn(要素に発生する引張りひずみ)から要素あたりひび割れ幅(50mmx0.04=2mm)となり実測のひび割れ幅1~2mmに対応した値となっている。

4.3 帯鉄筋ひずみ発生状況

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られる上面軸方向ひずみについて考察を加える。

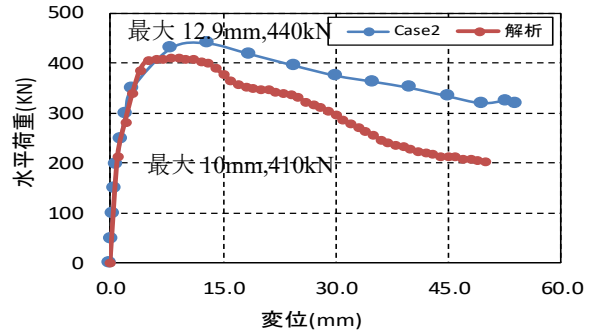


図-5 CASE2 荷重—変位関係

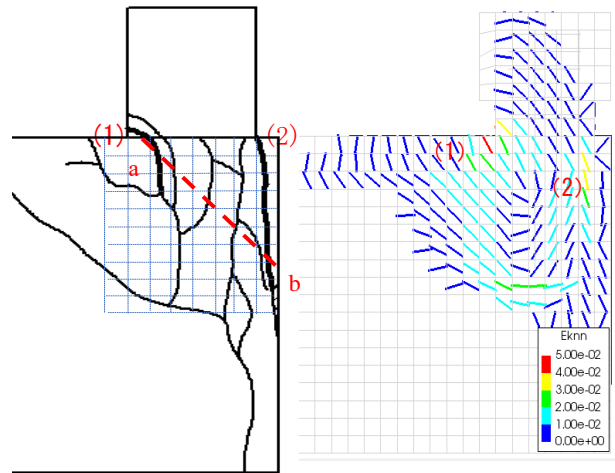


図-6 切断面のひび割れ状況(左:実験, 右:解析)

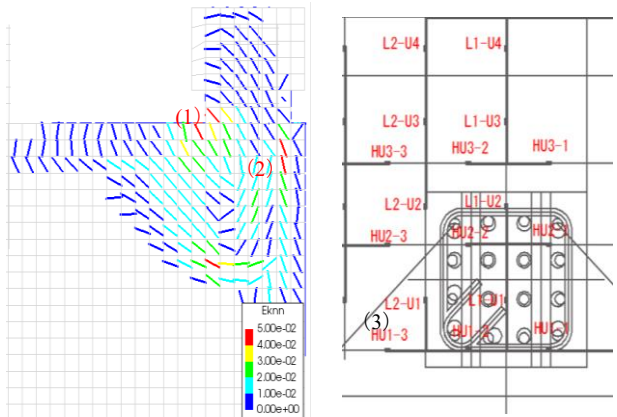


図-7 ひび割れ進展図

図-8 計測ひずみ点

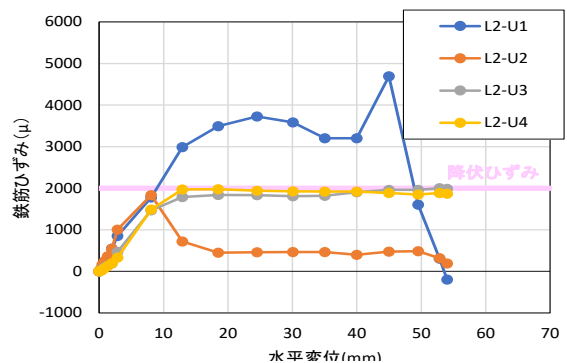


図-9 2列目計測ひずみ

図-8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)の考察を加える。

図-9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。図-10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-9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。

5. 上面鉄筋(帯鉄筋)効果の実験的評価

5.1 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、

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)

A_{si} : 補強鉄筋の断面積(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-11のようなひび割れ状態で最大荷重を迎え、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。すなわち、上面位置が(σ_{sy})に達したとき最大荷重に達すると仮定している。

5.2 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-12には各ケースの荷重-変位関係の包絡線を示す。また図-13には最大荷重と帯鉄筋量の関係を示す。最大耐力はCASE2(D16帯鉄筋)440kN、CASE5(D13)336.0kN、CASE6(D19)433.0kN、CASE7(D22)485.5kN、CASE8(D25)412.0kNとなっている。

図-13においてオレンジ色の線形(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。

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

これに対して青色の線形(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。

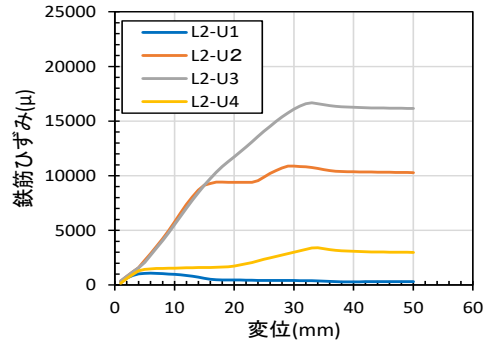


図-10 CASE2の荷重-ひずみ(2列目)

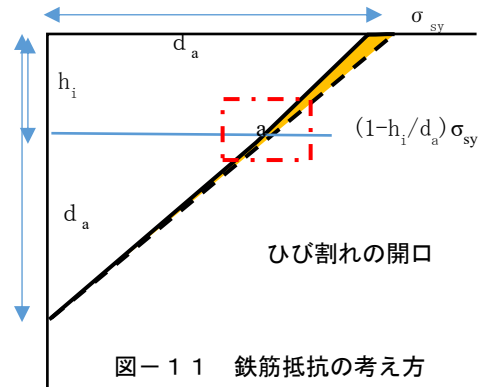


図-11 鉄筋抵抗の考え方

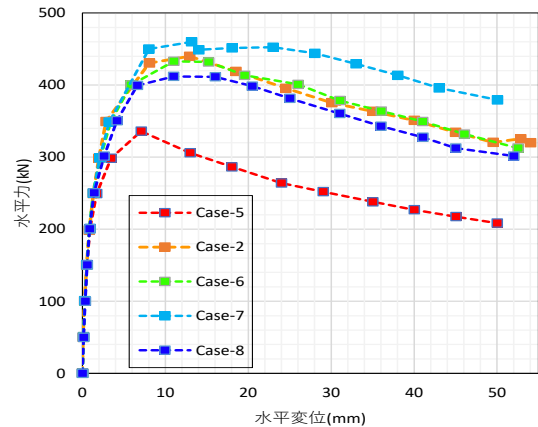


図-12 荷重-変位関係

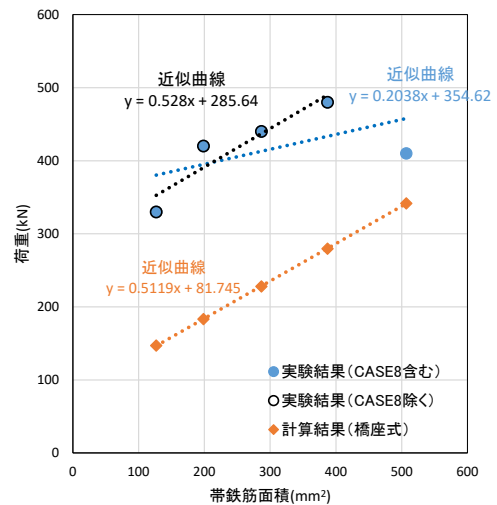


図-13 最大荷重-帯鉄筋量

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

CASE8(D25)は参考文献5)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黒色の線形(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。

以上をまとめると図-13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おり、帯鉄筋効果はせいぜい橋座式程度の効果と考えられる。

5.3 帯鉄筋効果について

式(1)については図-11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⁹⁾。

図-14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、引張りひび割れが発生するとともに、部分的には降伏に至るものの面全体としては平均的には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。

すなわち橋座式の $\beta(0.5)$ は降伏ひずみに対する平均ひずみに対応した値と考えることができる。このように、水平方向の押抜きせん断は、引張り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以下の様と考えられる。

図-15に示すようにコンクリートひび割れ発生に伴いコンクリートの抵抗荷重が低下する。このため上面鉄筋ひずみが発生するが低鉄筋比のために鉄筋抵抗荷重が小さく、全体抵抗荷重(コンクリート+帯鉄筋)としては低下することなどが考えられる。今後はコンクリートの抵抗荷重を解析的に直接評価することなどが必要と考えられる。

6. 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

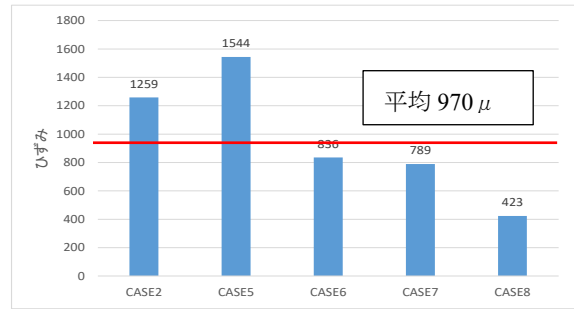


図-14 各CASEの発生ひずみ量

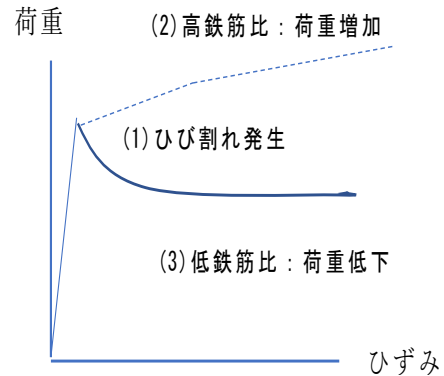


図-15 荷重-ひずみ関係模式図

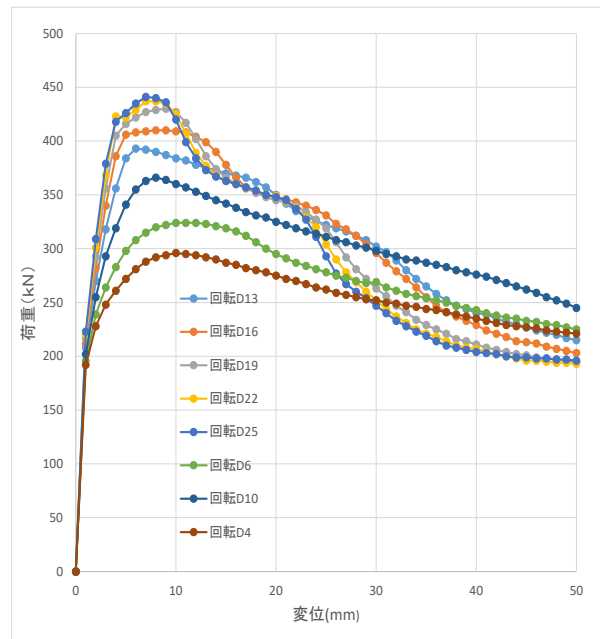


図-16 各CASEの荷重-変位関係

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

果である。図-16には各CASEの荷重-変位関係を示す。帯鉄筋が増加するとともに最大荷重は増加するものの最大荷重以降の荷重低下勾配が急になっている。表-2には各CASEの最大荷重を示す。

図-16, 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。変形が進んだ50mm変位時の解析荷重は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。またD4からD19に比較してD22やD25では最大荷重の増加勾配が低下している。

図-17は解析上の荷重と帯鉄筋量関係を示す。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-14の実験値の傾き0.528や橋座式の傾き0.5119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。実験に比較して帯鉄筋効果がやや小さめとなった要因としては、設計材料強度を用いていることやひずみ硬化を考慮していないことなどが考えられる。

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

7. まとめ

鉛直軸力の無い横変位拘束構造を対象に、既往の橋座式の押し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。また最大耐力も概ね帯鉄筋量に比例して増加した。一方解析においても実験と同様にいずれも10mm程度の変位で最大荷重に達し、最大荷重は帯鉄筋量に比例して増加している。また最大荷重後の低下勾配は実験に比較するとやや急であった。
- 2) 実験の破壊面は、橋座式で想定した破壊面と一致した。また最大荷重時の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。
一方解析においては最大荷重時のコンクリートひび割れひずみは実験の破壊面付近で大きなひずみを生じた。また最大荷重時の帯鉄筋のひずみは一部降伏ひずみに達したが平均的には降伏ひずみには至らなかった。
- 3) 帯鉄筋量をパラメータとしたFEM解析結果では帯鉄筋量の増加とともに最大荷重は増加するものの、その効果は橋座式よりもやや小さめの値となっている。今後はコンクリートの抵抗荷重を解析的に直接評価することなどが必要と考えられる。

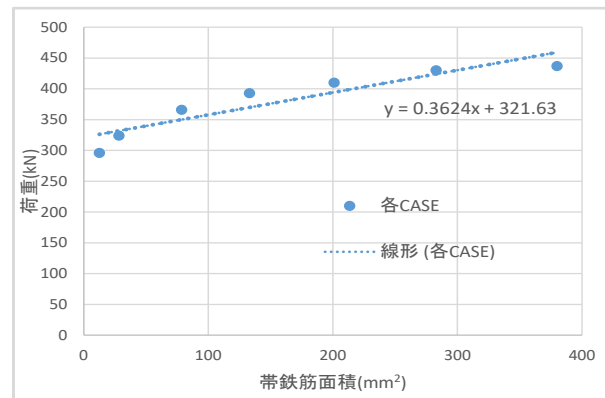


図-17 帯鉄筋量-荷重関係

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) 前川和彦, 服部匡洋, 大八木亮, 篠原聖二, 幸左賢二, 橋座縁端に配置されたアンカーによる押し抜きせん断耐力の評価に関する水平載荷実験-縁端距離に着目したケース, 土木学会論文集A1(構造・地震工学), vol.76, No.4, I_267-I_277, 2020.
- 8) 大八木亮, 服部匡洋, 前川和彦, 篠原聖二, 幸左賢二, 橋座縁端に配置されたアンカーによる押し抜きせん断耐力の評価に関する水平載荷実験-鉄筋量に着目したケース, 土木学会論文集A1(構造・地震工学), vol.76, No.4, I_153-I_162, 2020.
- 9) 幸左賢二, 服部匡洋, 横山広, 大八木亮, 横変位拘束構造の押し抜きせん断耐力検討, 構造工学論文集, Vol. 66, pp. 639-649, 2020
- 10) 山谷敦, 中村光, 梶貝勇, 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.
- 11) 土木学会, コンクリート標準示方書, 2017.
- 12) 土木研究所, 橋座部の水平耐力の評価に関する研究, 1999.2.