

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力載荷実験 —鉄筋量に着目したケース—

大八木 亮¹・服部 匡洋²・前川 和彦³・篠原 聖二⁴・幸左 賢二⁵

¹正会員 (一財) 阪神高速道路技術センター (〒541-0054 大阪市中央区南本町 4-5-7)
E-mail: ryo-oyagi@tech-center.or.jp

²正会員 (一財) 阪神高速道路技術センター (〒541-0054 大阪市中央区南本町 4-5-7)
E-mail: hattori_m@tech-center.or.jp

³正会員 (一財) 阪神高速道路技術センター (〒541-0054 大阪市中央区南本町 4-5-7)
E-mail: kazuhiko-mackawa@tech-center.or.jp

⁴正会員 阪神高速道路株式会社 (〒530-0005 大阪市北区中之島 3-2-4)
E-mail: masatsugu-shinohara@hanshin-exp.co.jp

⁵正会員 九州工業大学 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)
E-mail: kosakenji@yahoo.co.jp

落橋防止構造や横変位拘束構造のような、RC 構造物の縁端に構築した突起に対して水平力が作用した場合、押し抜きせん断破壊のおそれがあるにもかかわらず、その耐力評価方法が確立されていない。そこで、評価方法の提案を目的として供試体実験を計 12 ケース実施した。供試体は実物大相当で、コンクリートブロック部と突起部にて構成された構造とした。実験はコンクリートブロック部を反力床に固定し、突起部に対して水平方向に繰返し漸増載荷を与えることで実施した。本稿ではコンクリートブロック部の鉄筋量に着目したケースと、鋼板と鉄筋を用いた補強における鉄筋量に着目したケースの計 8 ケースについて述べるが、実験の結果、いずれのケースも、損傷が軽微な段階で水平荷重が最大となり、荷重値は橋座式の評価値を上回った。

Key Words: reinforced concrete structure, bridge fall prevention system, full-scale experiment, load capacity evaluation, seismic reinforcement

1. はじめに

耐震補強対策として横変位拘束構造または落橋防止構造（以下、水平力分担構造）を既設構造物に対して設置する際、既存の支承や桁などによる設置スペースの制約のため、水平力分担構造を橋座縁端近くに設置せざるを得ない場合がある。縁端近くに設置した場合、十分な縁端距離、つまりコンクリートの抵抗面積が確保できずに押し抜きせん断破壊する可能性が考えられる。実際に、2011年東北地方太平洋沖地震¹⁾や2016年熊本地震等^{2),3),4)}では横変位拘束構造が押し抜きせん断破壊したと思われる損傷が確認された。

これらの被災事例より、縁端近くに設置される水平力分担構造では、水平力分担構造自体のせん断破壊と水平力分担構造周りの押し抜きせん断破壊の2つの損傷メカ

ニズムが考えられ、水平力分担構造の設計にあたっては、水平力分担構造自体のせん断破壊に対する照査に加え、押し抜きせん断に対する照査を確実に実施する必要があるが、道路橋示方書⁵⁾には照査することが明確には示されていない。

そこで本検討では、水平力分担構造の押し抜きせん断に対する抵抗を明らかにすることを目的として、橋脚梁、水平力分担構造を模した実物大規模の押し抜きせん断実験を実施した。本稿では、橋脚梁を模擬した本体部分の鉄筋径、また、補強鋼材の鉄筋径に着目した実験ケースについて報告する。

2. 実験の概要

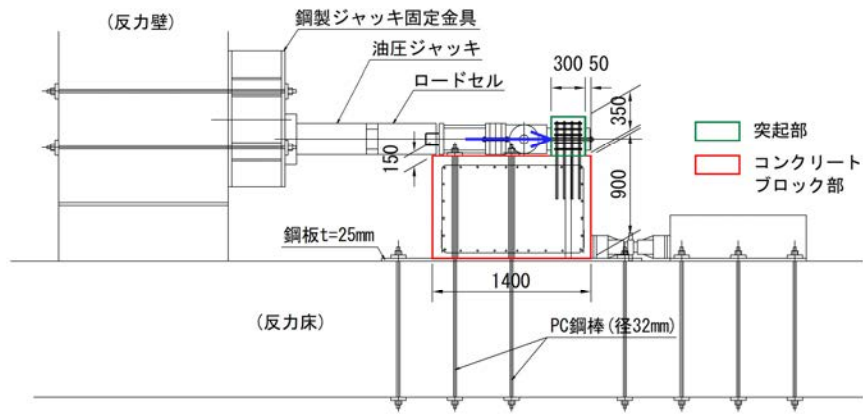


図-1 供試体および荷重試験の概要 (単位: mm)

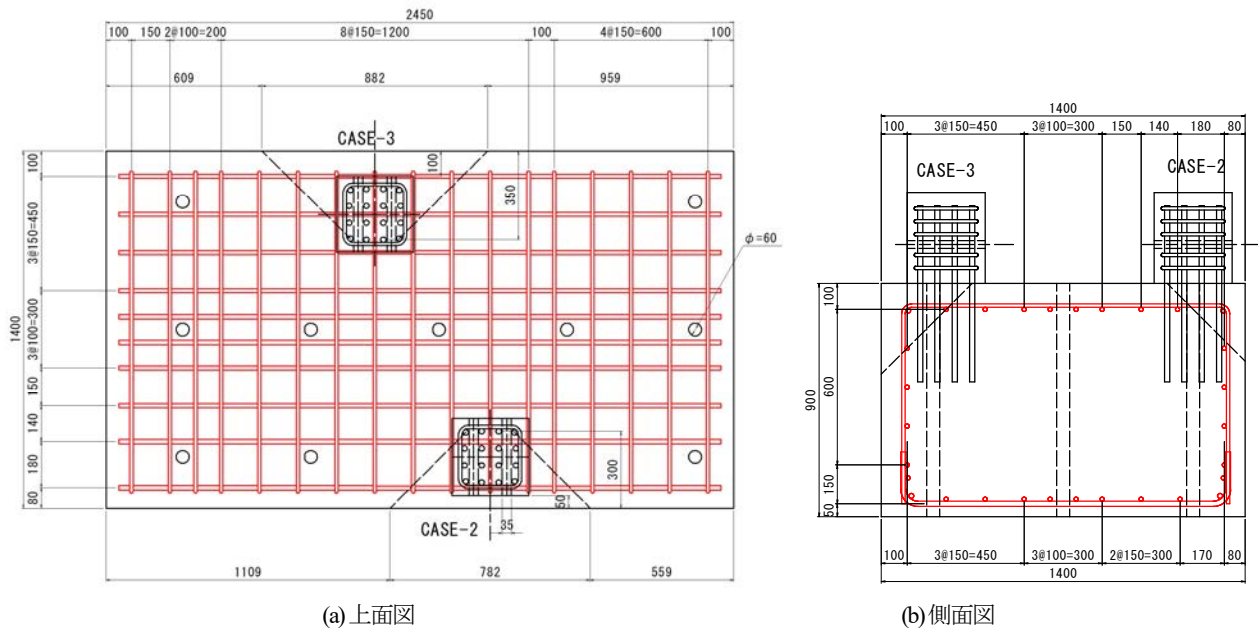


図-2 供試体配筋図 (単位: mm)

(1) 実験供試体

実験は大阪工業大学八幡実験場にて実施した。図-1に供試体および荷重試験の概要を、図-2に供試体配筋図を示す。模型供試体は実物大相当で、橋座部を模擬したコンクリートブロック部、水平力分担構造を模擬した突起部から構成される。そして、コンクリートブロック1体に対して突起部を2箇所構築し、2ケースを1供試体で兼用する構造とした。

(2) 実験ケース

実験ケースを表-1に示す。実験は全部で12ケース実施したが、Case-1~4では突起最外縁アンカー鉄筋からコンクリートブロック縁端までの距離をパラメータとし、Case-5~8ではコンクリートブロック部の鉄筋径をパラメータとし、Case-9~Case-12では鋼板とアンカーの併用による補強を想定し、そのうちの補強アンカー径をパラメータとした。補強アンカーは、突起におよぼす影響を確

認するため、突起アンカー部の両側に計4本配置した。補強アンカー長は、突起最外縁アンカー鉄筋から45度方向を想定破壊面とみなし、アンカー定着長を想定破壊面より鉄筋径の20倍を確保することにより決定した。補強鋼板は想定破壊面を幅方向に十分包括できるように形状決定した。以上の実験ケースのうち、本稿ではCase-5~Case-12について報告する。

使用材料について、阪神高速道路における下部構造の標準仕様はコンクリートが設計基準強度 $\sigma_{ck}=27\text{N/mm}^2$ 、鉄筋がSD345であるが、本実験では標準仕様の実挙動を確認することを目的として、コンクリートは呼び強度 18N/mm^2 、鉄筋はSD345を採用した。本検討ケースのコンクリート、鉄筋の材料試験結果をそれぞれ表-2、表-3に示す。コンクリートは荷重試験実施日に実施した材料試験の3供試体平均値で、鉄筋は製作供試体と同一製造ロットの3供試体平均値であるが、材料試験の結果、材料強度がおおむね標準仕様程度であることが確認できた。

表-1 実験ケース

実験ケース	突起位置 (mm)		本体鉄筋径	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		本体鉄筋径を変化
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	〃

本稿の対象外

表-2 材料試験結果 (コンクリート)

	圧縮強度	静弾性係数	引張強度
	N/mm ²	kN/mm ²	N/mm ²
Case-5	27.4	27.7	2.31
Case-6	28.6	29.3	2.24
Case-7	30.7	29.3	2.24
Case-8	28.5	29.5	2.68
Case-9	29.9	28.7	2.80
Case-10	30.7	29.0	2.73
Case-11	30.0	30.9	3.08
Case-12	30.1	31.3	2.62

表-3 材料試験結果 (鉄筋)

	降伏点強度	引張強さ	静弾性係数
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
D13	400.9	551.2	184,319
D16	378.8	539.2	185,246
D19	366.0	547.1	180,391
D22	393.7	566.9	186,312
D25	389.5	571.8	173,643

(3) 載荷方法

載荷試験は、供試体コンクリートブロック部を反力床にPC鋼棒にて緊張固定し、水平方向に設置した1,000kN級油圧ジャッキで、反力壁を水平力の反力として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。なお、供試体の滑動予防のため、供試体前方に仮設鋼材によるストッパーを配置した。

載荷は片側繰返し漸増載荷とし、最大荷重近傍までは50kN 間隔の荷重制御とし、以降は5mm 間隔の変位制御とした。また、計測は載荷点変位50mmを目途として破壊性状が明確になるまで実施した。

(4) 計測方法

計測概要をそれぞれ表-4に示す。計測は荷重、代表箇所の変位、鉄筋ひずみ、ブロック変形、全体の試験状況

表-4 計測項目

計測項目	計測機器	数量
荷重	ロードセル	1台
変位	変位計	12箇所
鉄筋ひずみ (各ケース毎)	コンクリートブロック部	54箇所
	突起部	10箇所
	補強アンカー	12箇所
ブロック変形	超高速インラインプロファイル測定器	1台
試験状況	ビデオカメラ	3台

について実施した。ここで、ブロック変形とは、供試体の面外方向へのはらみ出し量を計測することとし、計測には0.1mmレベルの計測精度を有する超高速インラインプロファイル測定器 (ラインセンサ) を用いた。具体的には、レーザー光を線状に照射し、2次的に凹凸を検知した計測器を、照査線と直角方向に固定したガイド上を移動させることで3次的に凹凸を計測することとした。計測器の仕様から、1回の移動で供試体面を包括的に計測することができなかったため、高さ方向に3分割してデータ取得したのち、表計算ソフト上にてデータを合成することとした。なお、ひび割れ発生後はひび割れ観察を計測タイミング毎に合わせて実施した。記録はひび割れ幅0.1mm以上を対象とし、マジック等によりマーキングした。

3. 載荷実験の結果

(1) Case-5～Case-8 (本体鉄筋量の比較)

代表としてCase-7における試験終了時点のひび割れ損傷状況を図-3に示す。ひび割れは水平力200kN時点で突起加力面側を起点として45度よりやや大きい角度で発生した。コンクリートブロック正面側では、水平力300kN時点で突起正面部より右側でひび割れが発生した。水平変位33mm以降で、コンクリートブロック前面側にて円

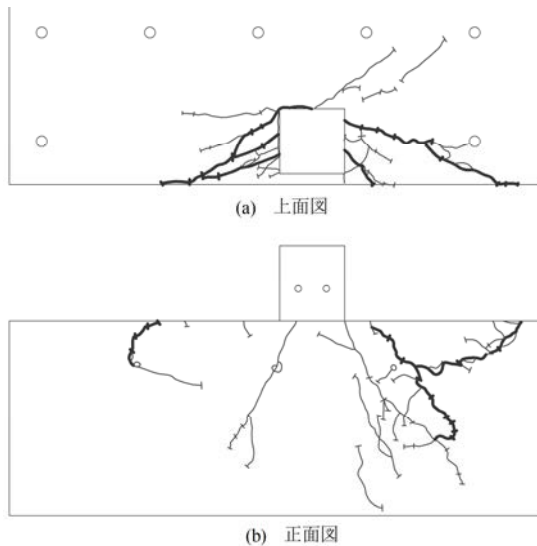


図-3 ひび割れ損傷状況 (Case-7, 試験終了時)

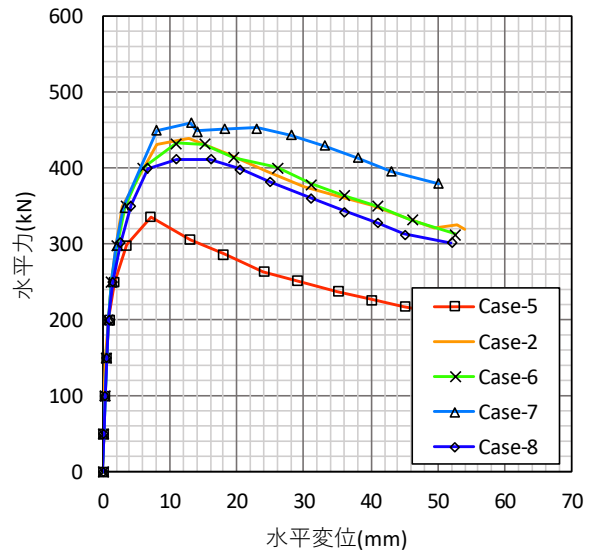


図-4 水平力-水平変位関係 (Case-5~Case-8)

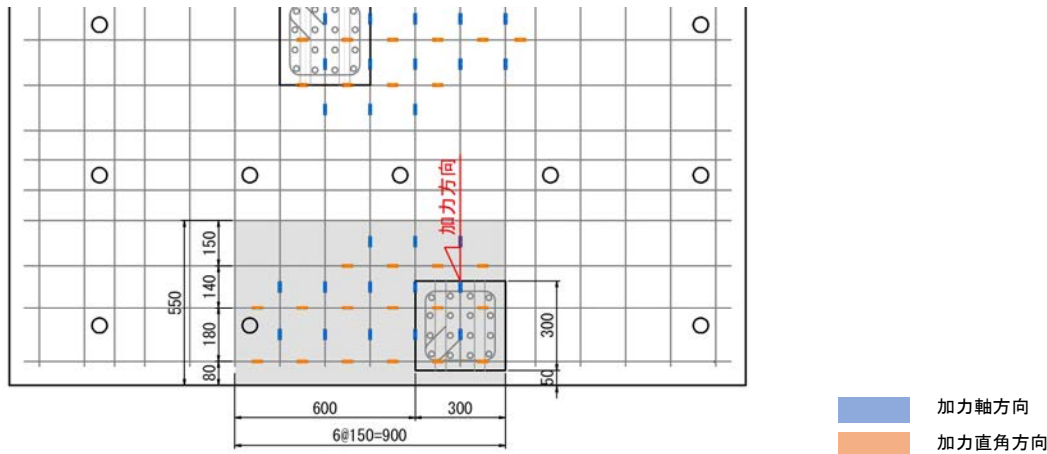


図-5 鉄筋ひずみゲージ貼付位置図

弧状のひび割れが一部発生したが、これらは水平力200kN時点にて突起部より発生したひび割れを起点としていた。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。そして、一部のひび割れは正面側（縁端側）まで到達し、正面右側に斜め方向のひび割れが確認できた。

図-4に水平力-水平変位関係の包絡線を示す。図中には参考としてCase-2についても示している。いずれのケースにおいても、水平変位10mm前後で最大荷重を示し、その後は緩やかに下降する傾向を示した。最大荷重はCase-8 (D25) が比較的低い値を示したが、これを除くと、鉄筋量と最大荷重の大小関係に関連が見られた。

鉄筋ひずみゲージの貼付位置を図-5に、Case-7最大荷重時および試験終了時の鉄筋ひずみ分布を図-6に示す。最大荷重時に着目すると、とくに突起近傍の加力軸方向の一部で高いひずみ値を示したものの、いずれの測点に

おいても降伏ひずみ $2,000\mu$ には到達しなかった。これは試験終了時においても同様で、ひずみ値の大きいものは局所的である一方で、最大荷重時と比較してひずみ値が低下したものも多く見られた。試験終了時に着目すると、一部計測不能になった測点もあるが、ひずみ分布の傾向としては最大荷重時とおおむね一致していて、ひずみ値は全体的にやや増加傾向であった。

Case-7における、最大荷重時、試験終了時のブロック変形状況を表-5にまとめる。最大荷重時には、突起正面より右側に変形が見られたが、変形量は最大でも10mm程であり、顕著ではなかった一方で、試験終了時には最大で40mm以上の変形が見られた。試験終了時に着目すると、突起直下にて局所的に大きな変形が見られるが、全体としては滑らかに変形していて、これらは損傷状況写真の外観の傾向と一致している。

Case-5~Case-8の4ケース中で荷重が最大となったCase-7、他ケースに比べて最大荷重の低いCase-8における、切断部の写真をそれぞれ写真-2、写真-3に示す。突起の損傷が比較的小さいCase-7では、コンクリートブロック部

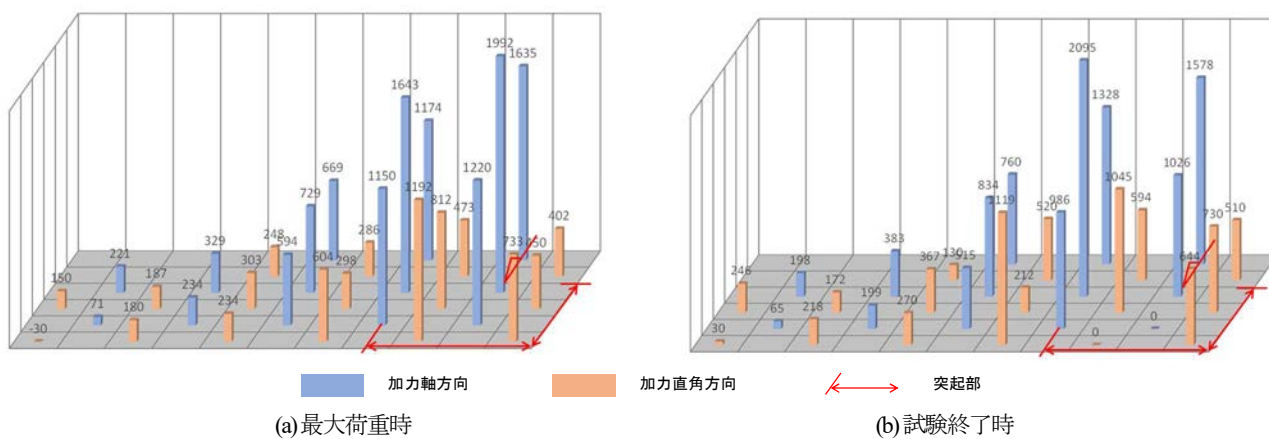


図-6 鉄筋ひずみ分布 (Case-7)

表-5 ブロック変形状況 (Case-7)

	最大荷重時	試験終了時
水平変位	13mm	50mm
ブロック変形量		
損傷状況写真		

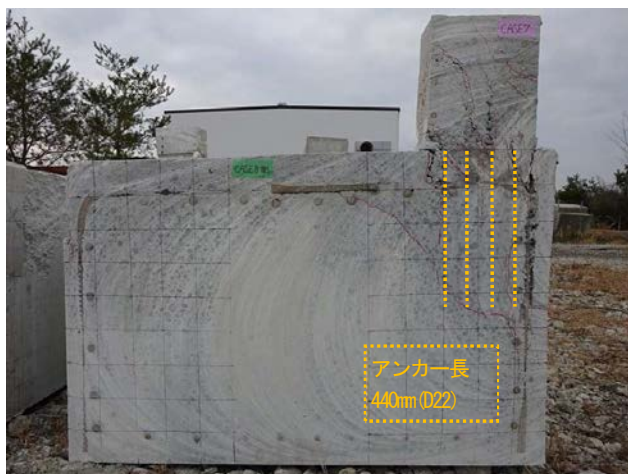


写真-2 切断面状況(Case-7)

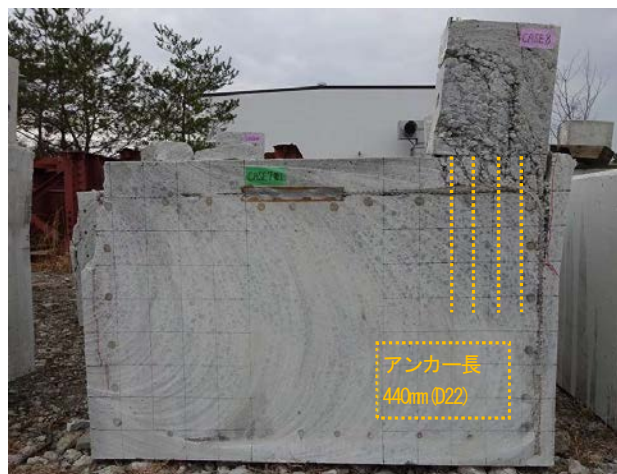


写真-3 切断面状況(Case-8)

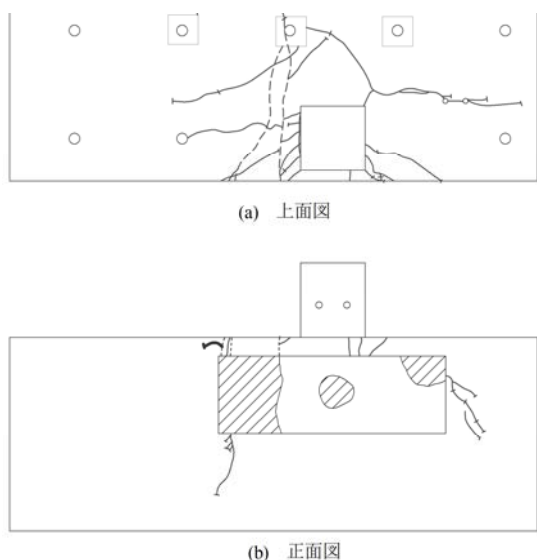


図-7 ひび割れ損傷状況 (Case-12, 試験終了時)

の損傷が比較的広範囲で、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。一方、突起の損傷が顕著であったCase-8では、コンクリートブロック部の損傷が限定的で、突起近傍のかぶり部に集中していて、突起直下のコンクリートブロックかぶり部では土砂化のような損傷が生じていた。一方で、表面部の鉄筋より内部側ではほとんど損傷が見られず、突起アンカー定着部のコンクリートにも損傷が見られなかった。よって、Case-8の最大荷重が低い要因としては、土砂化が生じた部分が回転に対して抵抗しないことによりヒンジ状となり、水平力に抵抗できなかったためであると考えられる。いずれのケースも突起前面側の付根部よりほぼ鉛直方向にひび割れが生じるか、かぶりコンクリートに剥落が生じていた。

(2) Case-9～Case-12 (補強鉄筋量の比較)

代表として Case-12 における最大荷重時点のひび割れ損傷状況を図-7に示す。Case-12では、水平力 250kN (水平変位 1.2mm) で突起とコンクリートブロックの界面でひび割れが発生し、突起部の最外縁アンカー鉄筋付近から 45 度より大き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正面に設置した補強鋼板よりも外側へ向かって進展した。コンクリートブロック正面部のひび割れは水平力 400kN (水平変位 1.6mm) にて発生した。

また、水平変位 9mm 以降、突起背面のコンクリートブロック上面にて加力直角方向にひび割れが生じた。載荷終了時点では鋼板の左側 3 分の 1 程度、および突起直下と鋼板右上端の一部において浮きが生じていた。

図-8 に水平力-水平変位関係の包絡線を示す。図中には参考として Case-2 についても示している。補強なしの

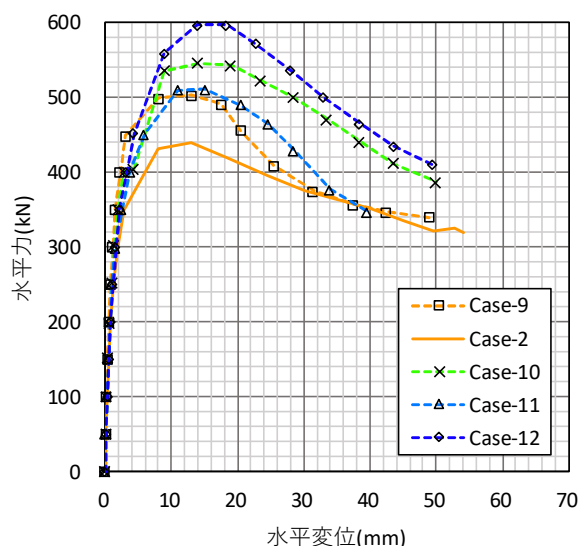


図-8 水平力-水平変位関係 (Case-9～Case-12)

ケース (Case-2) に比べ、補強を施したケースはいずれのケースも最大荷重が増加し、最小のケース (Case-9) で 63kN, 最大のケース (Case-12) で 156kN の耐力向上が見られた。Case-11 を除くと、補強量と最大荷重に関連が見られたが、Case-11 は他のケースと比較すると最大荷重が低くなった。

Case-12 における最大荷重時および試験終了時の鉄筋ひずみ分布を図-9に示す (鉄筋ひずみゲージの貼付位置は図-5参照)。最大荷重時に着目すると、ひずみ値の大きなものが突起近傍に集中している点は Case-7 と共通しているが、ひずみ値は加力軸方向、直角方向ともに Case-7 よりも低い値を示した。いずれの測点においても降伏ひずみには到達しなかった。試験終了時に着目すると、ひずみ分布の傾向は最大荷重時とおおむね一致しているが、ひずみ値はやや低下した。このことから、本ケースでは水平力に対する鉄筋の抵抗が最大荷重後に低下しているといえる。

Case-12 における、最大荷重時、試験終了時のブロック変形状況を表-6 にまとめる。Case-7 においては最大荷重時、最大で 10mm 程度の変形が見られたのに対し、Case-12 ではほとんど変形が見られなかった。試験終了時では、突起近傍のかぶり部分においてのみ角欠けの損傷が生じたが、ブロック変形量は概ね 10mm 以下となり、Case-7 の結果と比較すると損傷は極めて軽微であり、補強鋼材の効果が確認できた。先述のかぶり部分を除き、補強鋼板やコンクリートブロックの局所的なはらみ出しは見られなかったが、主たる変形が突起部のみで生じている損傷状況写真の外観と傾向が一致している。

Case-9～Case-12 の 4 ケース中で他ケースに比べて最大荷重の低い Case-11, 荷重が最大となった Case-12 における切断面を写真-4, 写真-5に示す。Case-12においては、

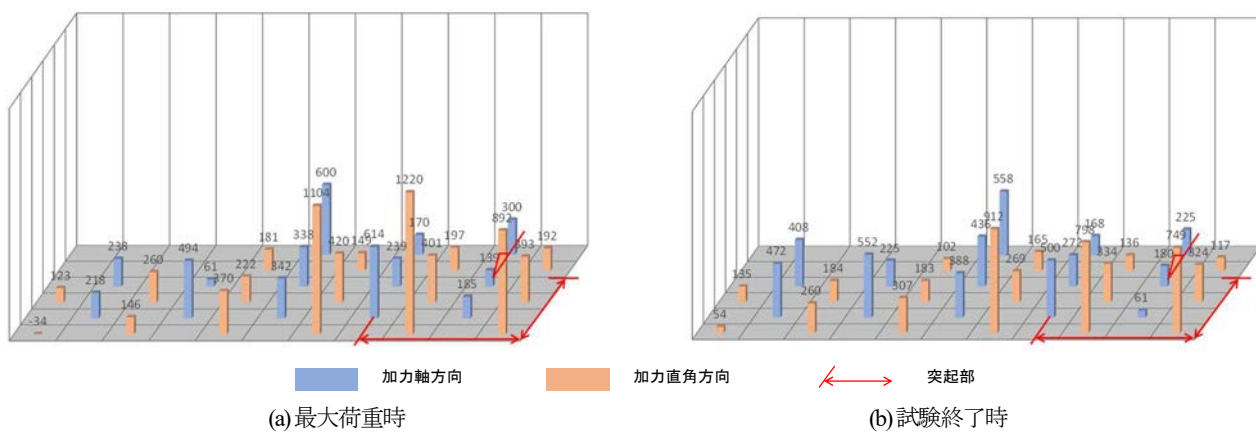


図-9 鉄筋ひずみ分布 (Case-12)

表-6 ブロック変形状況 (Case-12)

	最大荷重時	試験終了時
水平変位	14mm	50mm
ブロック変形量		
損傷状況写真		

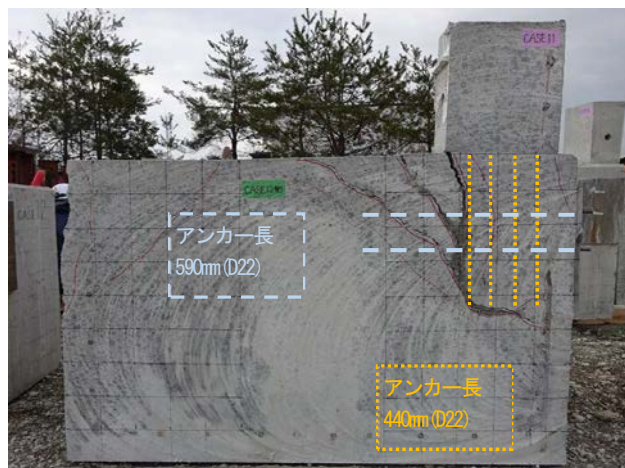


写真4 切断面状況 (Case-11)

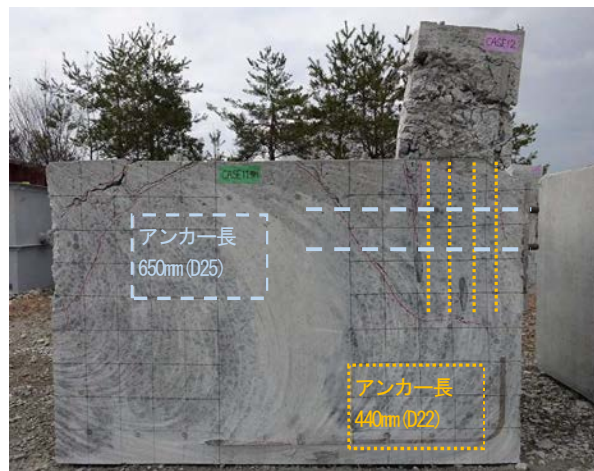


写真5 切断面状況 (Case-12)

コンクリートブロック部にて、背面側の 45 度方向のひび割れや突起直下の損傷は顕著ではなかった反面、突起部は土砂化のような著しい損傷が見られた。一方、Case-11 は突起部の内部損傷が見られなかったのに対して、コンクリートブロックでは、突起より背面側で他ケースに比べて 45 度方向のひび割れが多数生じていた。また、突起最外縁のアンカー鉄筋に沿って主たる破壊面とみられるひび割れが生じていて、アンカー鉄筋の下端に沿って伸びていた。Case-11 の最大荷重が低い要因としては、突起背面側でひび割れが多数生じたことにより突起アンカー部が回転に対して抵抗しなくなり、よって、水平力に抵抗できなかったためであると考えられる。他ケースで見られた、突起前面側の付根部からほぼ鉛直方向に生じるひび割れは、この 4 ケースについては軽微であり、かぶりコンクリートの損傷についても軽微、または部分的であった。

(3) 試験結果と橋座式の比較

道路橋示方書³⁾の 7.6 橋座部の設計にて示されている評価式（以下、橋座式）より求めた計算値と実験値とを比較したものを図-10 に示す。ここで、計算値はコンクリートの設計基準強度、鉄筋の降伏点強度を用いたものとし、突起下面には死荷重反力が作用しないとみなしてコンクリートの負担分を算出するための係数 α を 0.15 とした。実験値は各ケースにおいて作用させた水平力の最大値とし、橋座式の鉄筋負担分を横軸、全体負担分を縦軸とした。

コンクリートブロック部の鉄筋量をパラメータとした Case-2 および Case-5～8 の実験値と計算値を比較すると、実験値はばらつきが見られるものの、計算値に対しては上回っていることから、橋座式の計算値は安全側の評価を与えている可能性が考えられる。また、補強対策を施した Case-9～12 と無対策の Case-2 および Case-5～8 を、配置された補強鉄筋が橋座式に適用できるとして比較すると、Case-9～12 が Case-2 および Case-5～8 よりも最大水平

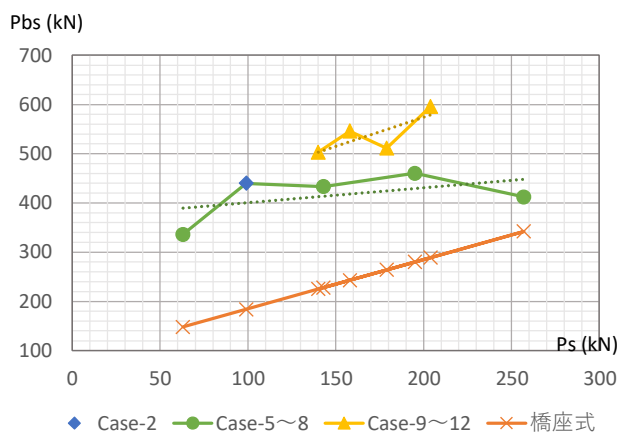


図-10 橋座式と実験結果の比較

荷重が上回っていると見なせる。これは、コンクリートブロック前面に接着した補強鋼板の効果によるものであると考えられる。

4. まとめ

本検討では、横変位拘束構造と橋脚梁を模擬した実物大相当の供試体により押し抜きせん断耐力に関する実験を実施し、そのうち、本稿では橋脚梁部分の鉄筋量、橋脚梁部分の補強を模擬した場合の補強鉄筋量を変化させたケースについて報告した。本検討で得られた知見は以下のとおりである。

- 1) 本実験では水平変位10～20mmの範囲で最大荷重を迎え、その後の荷重低下は緩やかであった。
- 2) 最大荷重時のひび割れおよびブロック変形量は軽微であった。
- 3) 鉄筋は最大荷重時においても降伏ひずみに到達しなかった。
- 4) 本体鉄筋量をパラメータとしたケースの実験値は、ばらつきが見られるものの、いずれのケースも橋座式の評価値を上回った。
- 5) 補強鋼材を配置したケースでは、配置しなかったケースと比較して最大荷重の向上効果が一定程度確認できた。補強鉄筋を橋座式の評価式に適用できるとすると、最大荷重の差は接着した鋼板が負担していると考えられる。

参考文献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震による道路橋等の被害調査報告，国土交通省国土技術政策総合研究所資料第 814 号，土木研究所資料第 4295 号，2014.12.
- 2) 高橋良和，GongYucheng：2016 年熊本地震による横変位拘束構造の損傷メカニズム推定，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.74，No.4（地震工学論文集第 37 巻），I 45-I 58，2018.
- 3) 国土交通省国土技術政策総合研究所：平成 28 年（2016 年）熊本地震土木施設被害調査報告，国土交通省国土技術政策総合研究所資料第 967 号，土木研究所資料第 4359 号，2017.3.
- 4) 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
- 5) 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，(社) 日本道路協会，2017.12

HORIZONTAL FORCE LOADING TEST ON EVALUATION OF PUNCHING
SHEAR STRENGTH BY ANCHOR PLACED AT EDGE OF BRIDGE SEAT
—A CASE FOCUSING ON THE AMOUNT OF REINFORCING BARS—

Ryo OYAGI, Masahiro HATTORI, Kazuhiko MAEKAWA,
Masatsugu SHINOHARA and Kenji KOSA

Despite the possibility of punching shear failure when a horizontal force acts on the protrusions constructed at the edge of an RC structure, a method to evaluate the punching shear strength has not been established. Therefore, a total of 12 specimen experiments were conducted to propose the evaluation method. The specimen was equivalent to the actual size and consisted of a concrete block and protrusions. The experiment was carried out by fixing the concrete block to the reaction force floor and repeatedly increasing the load in the horizontal direction. This paper describes 8 cases, including the case focusing on the amount of reinforcing bars in the concrete block and the case focusing on the amount of reinforcing bars using steel plates and reinforcing bars. As a result of the experiment, in all cases, the damage when the horizontal load was maximum was slight, and the maximum value of the horizontal load exceeded the value calculated by the evaluation formula.