

水平力分担構造等の定着部の耐荷力評価手法

阪神高速道路(株)技術部技術推進室	曾我 恭匡
阪神高速道路(株)建設事業本部大阪建設部設計第一課	前川 和彦
阪神高速道路(株)建設事業本部神戸建設部技術統括課	篠原 聖二
(一財)阪神高速先進技術研究所調査研究部	服部 匡洋

要 旨

既設構造物に対する耐震補強対策として水平力分担構造や落橋防止構造または横変位拘束構造などの突起構造物を設置するにあたっては、既設の支承や桁があり設置スペースに限りがあるため、水平力分担構造等を橋脚や橋台の橋座部縁端近くに設置せざるを得ない場合がある。縁端近くに設置する場合、縁端までの距離が短いことから、コンクリートの抵抗面積が確保できず押し抜きせん断破壊する可能性が考えられ、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。道路橋示方書・同解説には支承部を想定した評価式はあるものの、当該式を鉛直荷重が作用しない水平力分担構造等に適用できるか十分に確認されていない。

そこで、本検討では水平力分担構造等の定着部の耐荷力評価を目的として、橋座縁端までの距離等をパラメータとした実物大規模の供試体による押し抜きせん断実験を行い、既存の照査式の適用性の検証、新たな照査式の提案を行った。本稿では、それらの成果について報告する。

キーワード: RC 構造物, 耐震補強, 落橋防止システム, 実物大実験, 耐荷力評価

はじめに

阪神高速道路では、阪神高速グループビジョン 2030 に掲げた「最高の安全と安心を提供する阪神高速」を実現するべく、激甚化する災害発生時にもお客さまの安全を確保し、阪神高速道路を地域のライフラインとして機能させるために、耐震対策を推進している⁵⁾。

耐震補強対策として水平力分担構造、落橋防止構造または横変位拘束構造（以下、水平力分担構造等という）を既設の RC 構造物に対して設置するにあたっては、既設の支承や桁などにより設置空間に制約があるため、水平力分担構造等を橋脚

や橋台の橋座部縁端近くに設置せざるを得ない場合がある。しかし、橋座部の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取り付けられた橋座部において押し抜きせん断破壊したと思われる損傷が確認された。道路橋示方書・同解説（以下、道示）IV 下部構造編⁶⁾には鉛直荷重を受けながら水平荷重が作用する支承を想定した評価式（以下、橋座式）があるものの、鉛直荷重が作用しない水平力分担構造等の定着部の耐荷力評価に橋座式を適用できるか十分

に確認されていない。

上記の被災事例より、橋座部の縁端近くに設置される水平力分担構造等については、水平力分担構造等自体のせん断破壊と、水平力分担構造等周辺に作用する定着部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、水平力分担構造等の設計にあたっては、水平力分担構造等自体のせん断破壊に対する照査に加え、橋座部に作用する押し抜きせん断に対して照査を確実に実施する必要がある。

そこで、本検討では水平力分担構造等の耐荷力評価を目的として、橋脚梁および水平力分担構造等を模擬した実物大規模の供試体による押し抜きせん断実験を実施し、橋座式の適用性の検証と新たな照査式の提案を行った。本稿では、耐荷力評

価法の提案に重きを中心に報告し、実験結果の詳細については別稿^{7,8)}を参照されたい。

1. 実物大模型実験の概要

1-1 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に載荷試験の概要を、図-2に供試体を示す。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、水平力分担構造等を模擬した突起から構成される。コンクリートブロック1体に対して突起を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。また、一部の実験ケースではコンクリートブロック前面に厚さ22mmの鋼板とアンカー鉄筋4本で補強する構造とした。

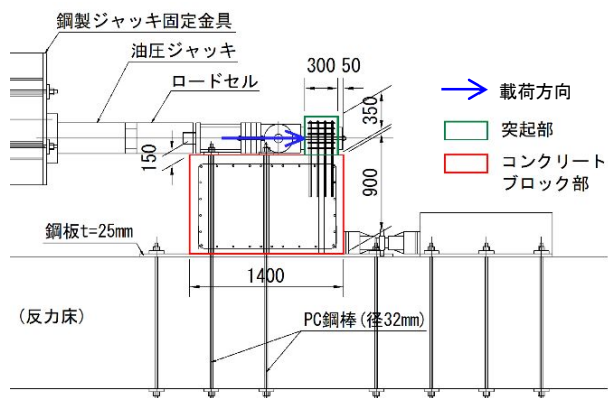
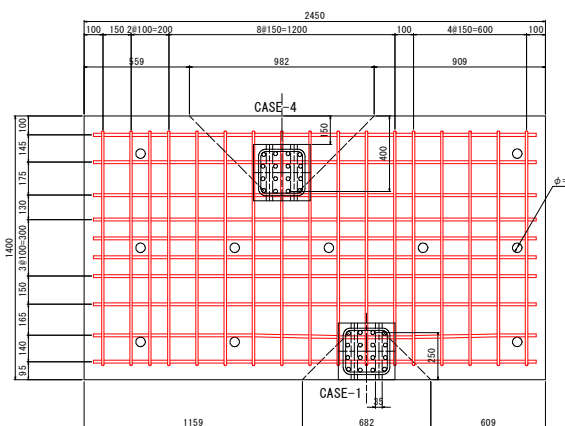
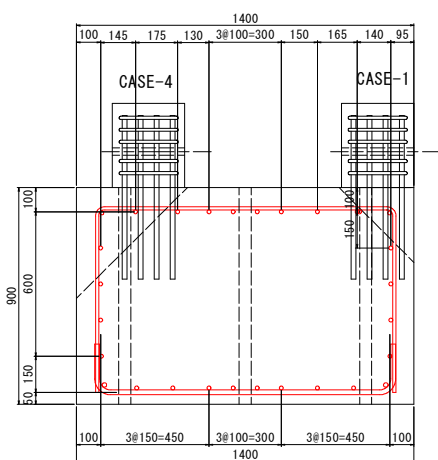


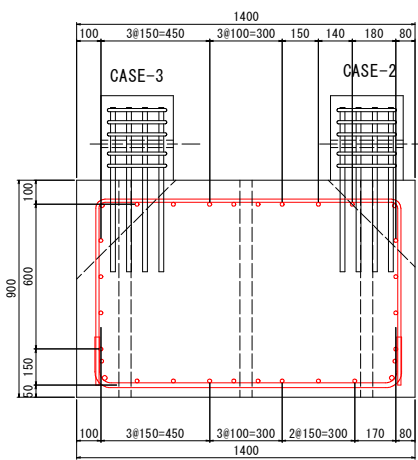
図-1 載荷試験の概要



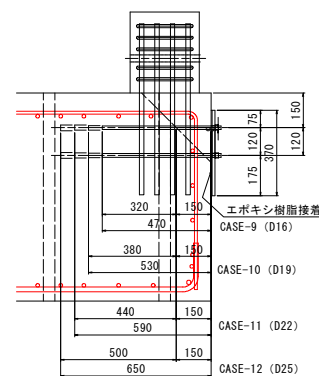
(a) 上面図



(b) 側面図 (Case-1, Case-4)



(c) 側面図 (Case-2, Case-3)



(d) 側面図 (Case-9~Case12)

図-2 供試体配筋状況 (単位 : mm)

なお、鋼板は45度方向の想定破壊面を跨ぐように、幅1050mm×高さ370mmとし、エポキシ樹脂をコンクリートとの隙間に平均厚5mmで充填し接着した。

1-2 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。Case-1～4では実際の橋脚天端に十分なスペースがなく、水平力分担構造等が橋座縁端に設置される場合を想定し、橋座縁端から水平力分担構造等までの距離が定着部の耐荷力に与える影響を把握するため、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た。また、Case-5～8では橋座部の配筋の違いによる影響を評価するため、コンクリートブロック部の鉄筋径をパラメータとした。さらに、Case-9～Case-12は設計上定着部の耐荷力が不足する場合の耐荷力向上策として、アンカーと鋼板の併用による補強を想定した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、突起に及ぼす影響を確認するため、突起のアンカー部両側に計4本配置した。補強アンカー長は、突起の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深い位置に定着させることとした。補強鋼板は、破壊面が想定破壊面に対してばらつくことを見越し、ばらついたとしても補強アンカーに確実に水平力

を伝達させることを目的として幅方向に十分包括するように形状決定した。なお、本実験は橋座部縁端に突起を設置せざるを得ない場合を想定したものであること、また、Case-1はコンクリートブロック部側鉄筋の外側に突起のアンカー鉄筋が貫入されていることから、Case-2を標準ケースとした。加えて、阪神高速道路における下部構造の標準仕様⁹⁾を考慮し、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、鉄筋はSD345を採用した。

1-3 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、反力壁で水平方向の反力をとった1000kN級油圧ジャッキで供試体突起に繰返し漸増載荷を与えることにより実施した。一般的に地震による繰返し荷重の影響を評価する方法としては、正負交番の繰返し漸増載荷を行う場合が多いが、本実験では定着部の破壊面に着目しているため、載荷は片側繰返し漸増載荷とし、最大荷重近傍までは50kN間隔で荷重制御し、以降は5mm間隔で変位制御した。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。

表-1 実験ケース

実験ケース	突起位置 (mm)		コンクリート ブロック 鉄筋径	アンカー 鉄筋定着長	補強 アンカー径	圧縮強度 (N/mm ²)	備考
	縁端～ 突起前面	縁端～ 最後列 アンカー					
Case-1	0	250	D16	20φ	—	29.5	縁端距離を変化
Case-2	50	300	D16	20φ	—	28.5	// (標準ケース)
Case-3	100	350	D16	20φ	—	27.2	//
Case-4	150	400	D16	20φ	—	28.1	//
Case-5	50	300	D13	20φ	—	27.4	コンクリートブロック鉄筋径を変化
Case-6	50	300	D19	20φ	—	28.6	//
Case-7	50	300	D22	20φ	—	30.7	//
Case-8	50	300	D25	20φ	—	28.5	//
Case-9	50	300	D16	30φ	D16	29.9	アンカー補強+鋼板補強
Case-10	50	300	D16	40φ	D19	30.7	//
Case-11	50	300	D16	20φ	D22	30.0	//
Case-12	50	300	D16	20φ	D25	30.1	//

2. 載荷実験の結果

2-1 Case-1～Case-4（縁端距離の比較）

本節では、橋座部の縁端近くに配置される水平力分担構造等の縁端距離に着目した Case-1～Case-4 の実験結果について述べる。

(1) 損傷状況

代表として Case-1 および Case-4 の最大荷重時のひび割れ状況図を図-3 に示すが、载荷による損傷状況について、図-2 に示した配筋との対応から、いずれのケースでも、突起とコンクリートブロックの界面である突起の最後列アンカー付近から 45 度もしくは 45 度より大きな角度を有するひび割れが発生した。その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、コンクリートブロック前面にひび割れが到達した。荷重増加に伴い、前面ではハの字型のひび割れが発生した。Case-1 では最大荷重を迎えたのち、上面では 45 度方向のひび割れが、前面ではハの字型のひび割れが大きく開口し始め、水平変位 25mm で前面側コンクリートが一部剥落し急激な耐力低下が生じた。Case-2～4 ではコンクリートの剥落は生じなかった。

(2) 水平荷重-水平変位関係

実験により得られた水平荷重-水平変位関係の包絡線を図-4 に示す。いずれのケースも水平変位 10mm 前後にて最大耐力を示し、最大耐力は Case-1 が最も小さく、Case-4 が最も大きいことが確認できた。

(3) 鉄筋ひずみ

コンクリートブロック部の上面鉄筋ひずみ（加力軸方向鉄筋，加力軸直角方向鉄筋），前面鉄筋ひずみ（加力軸方向鉄筋，加力軸直角方向鉄筋）および突起のアンカー鉄筋ひずみを計測した。各ケースの最大荷重時の鉄筋ひずみについて、上面加力軸方向鉄筋では降伏ひずみに達したものがあつた。これは水平力により突起が回転し、突起背面側の本体部分が持ち上げられるような挙動をすることで、突起部分には 45 度より大きな角度でひび割れが生じ、当該ひび割れが通る

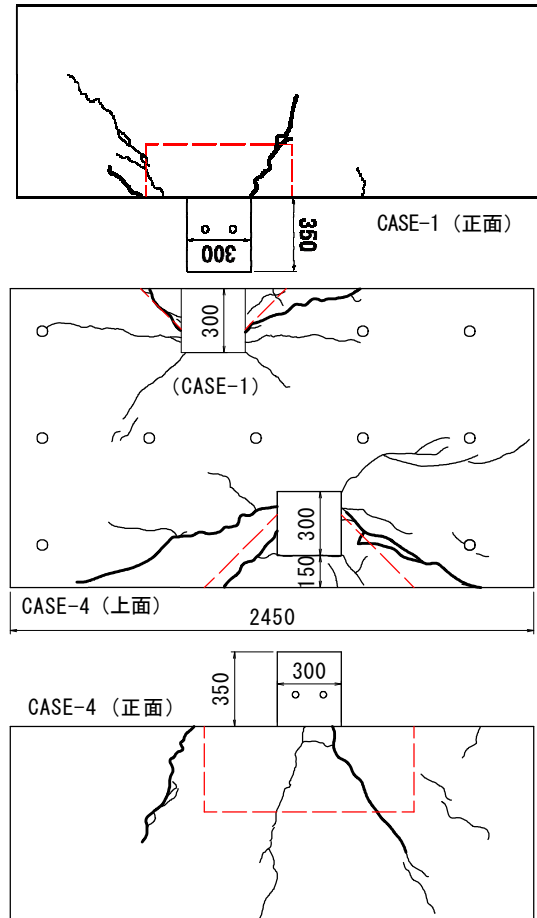


図-3 ひび割れ状況図（最大荷重時）
（単位：mm）

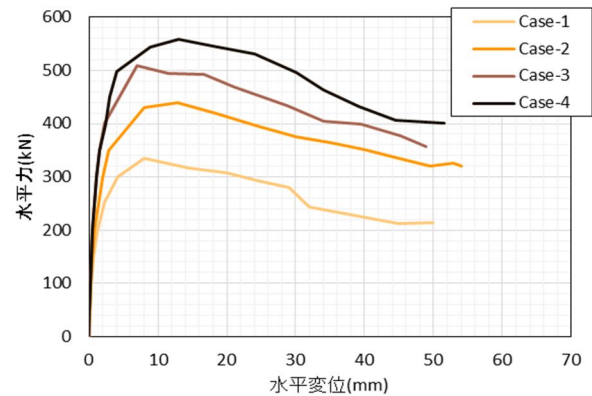
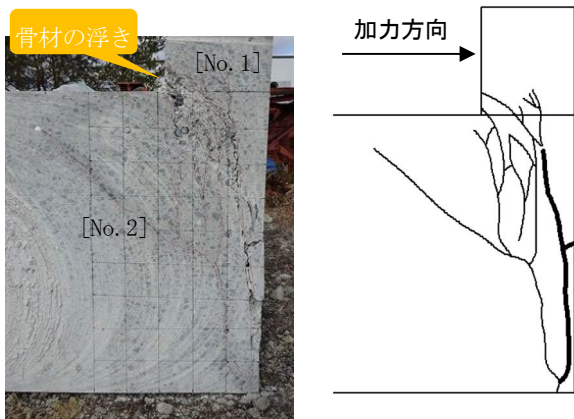


図-4 水平力-水平変位関係 (Case-1～Case-4)

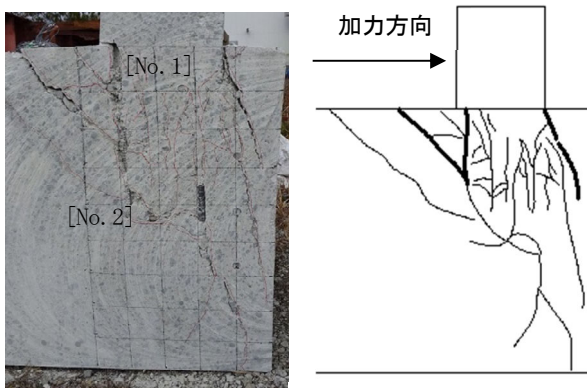
箇所位置する軸方向鉄筋には引張が生じ降伏したと考えられる。その他の鉄筋では降伏ひずみに達したものはなかった。

(4) 切断による破壊面の観察

載荷試験終了後に、突起の中心部を加力方向に切断し、破壊面の観察を行った。また、突起のアンカー鉄筋の変形状況を確認するため、切断面確



(a)Case-1



(b)Case-4

図-5 切断面の状況写真とひび割れ観察図

認め後に手研りにより突起のアンカー鉄筋を露出させた。Case-1 および Case-4 の切断面の状況を図-5 に示す。いずれのケースでも、突起背面側付根部的後列（背面側）の突起のアンカー鉄筋付近から前面に向けて斜め方向のひび割れが見られた [No.1]。また、最背面側の突起のアンカー鉄筋の先端部にほぼ接する背面側への 45 度方向のひび割れも見られた [No.2]。さらに、Case-1 では突起の背面側付根部よりひび割れが生じ、骨材が浮く、土砂化のような損傷が見られた。

2-2 Case-5~Case-8（コンクリートブロック部鉄筋量の比較）

本節では、橋座部を模擬したコンクリートブロック部の鉄筋径に着目した Case-5~Case-8 の実験結果について述べる。

(1) 損傷状況

標準ケースと比べて最も鉄筋量に変化している

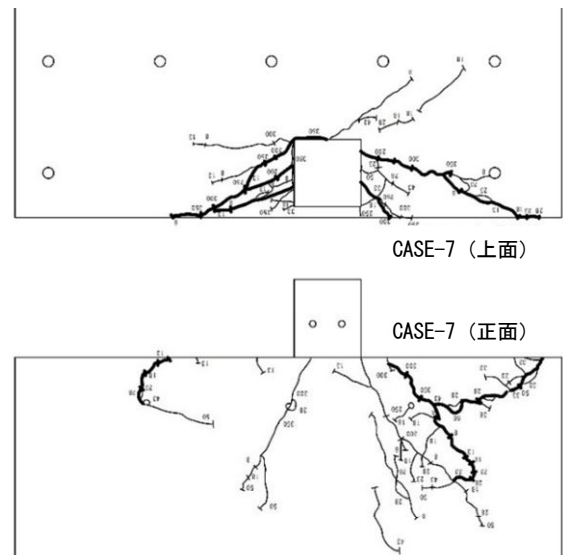


図-6 ひび割れ状況図(実験終了時)

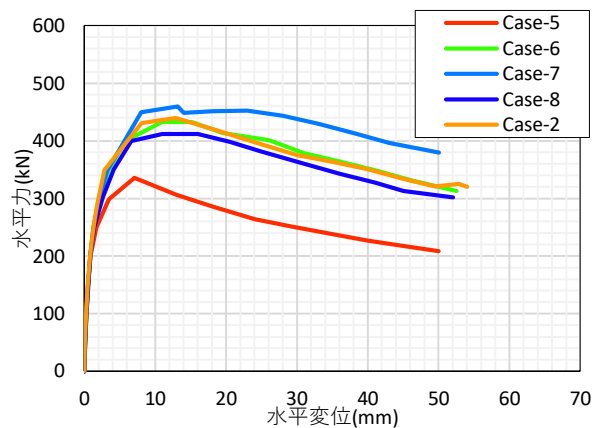


図-7 水平力-水平変位関係(Case-5~Case-8)

のは Case-8 であるが、他のケースと異なる傾向を示していたことから、ここでは代表して Case-7 における実験終了時点のひび割れ損傷状況を図-6 に示す。ひび割れは水平力 200kN 時点で突起の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 [No.1]。前面側では、水平力 300kN 時点で突起より右側でひび割れが発生した [No.2]。水平変位 33mm 以降で、コンクリートブロック前面側にて円弧状のひび割れが一部発生したが、これらは水平力 200kN 時点で突起より発生したひび割れを起点としていた [No.3]。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。

(2) 水平荷重-水平変位関係

図-7 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。

(3) 鉄筋ひずみ

各ケースの最大荷重時の鉄筋ひずみ分布を確認したところ、いずれの測点においても降伏ひずみ 2000 μ には到達しなかった。これは、最大荷重が突起前面側のコンクリートの圧縮破壊により生じていると考えられ、鉄筋の降伏が直接的に最大荷重に影響していないと推察される。代表して Case-7 の結果を図-8 に示す。図-7 と照合すると、最大荷重までは鉄筋の荷重負担が一部の鉄筋に集中するが、弾性範囲内でコンクリートと協働し、最大荷重後はコンクリートの荷重負担が低下する。一部の鉄筋が塑性変形しつつも粘り強く荷重負担することにより全体として緩やかに荷重低下したものと考えられる。

(4) 切断による破壊面の観察

Case-5~Case-8 の 4 ケース中で荷重が最大となった Case-7 の切断部を図-9 に示す。コンクリートブロック部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。また、突起の損傷は比較的小さかった。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。なお、Case-8 の最大荷重が低い要因としては、主に下部構造の上面かぶり部で損傷したことにより、上面鉄筋 D25 が有効に機能するような破断面ではなく、突起のアンカー鉄筋の曲げおよび回転による変形により抵抗したためと考えられる (図-10)。

2-3 Case-9~Case-12 (補強鉄筋量の比較)

本節では、定着部の耐荷力向上に資する補強アンカー径に着目した Case-5~Case-8 の実験結果について述べる。

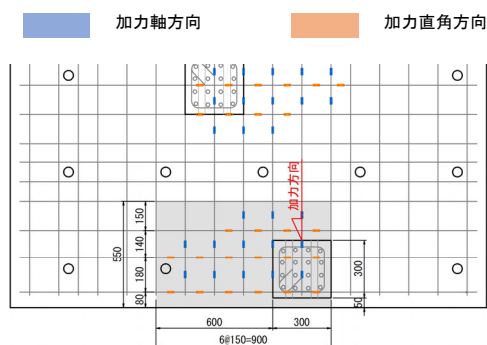


図-8 鉄筋ひずみ分布(Case-7, 最大荷重時)

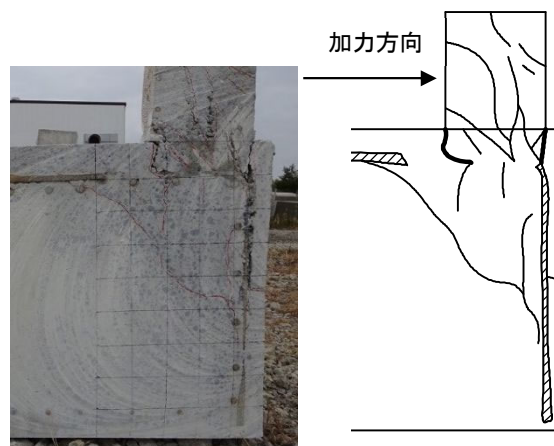


図-9 切断状況の写真とひび割れ観察図

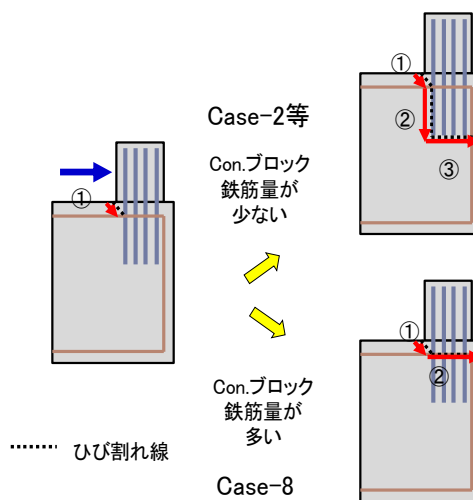
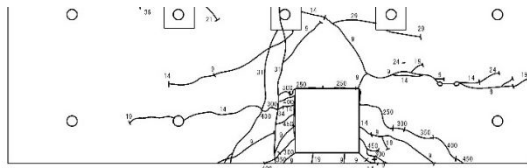
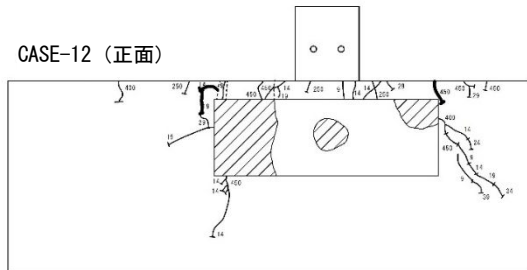


図-10 鉄筋量とひび割れ進展の関係



CASE-12 (上面)



CASE-12 (正面)

図-11 ひび割れ状況図(実験終了時)

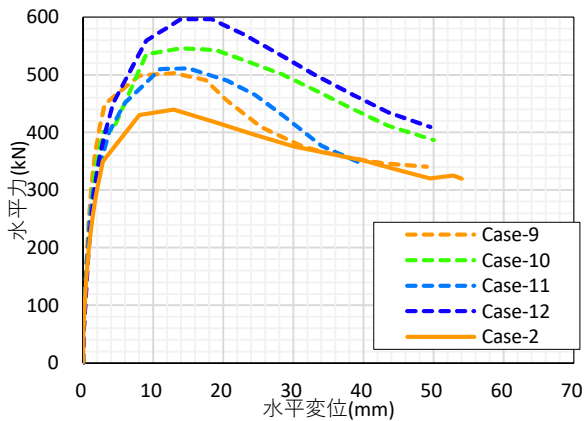


図-12 水平力-水平変位関係
(Case-9~Case12)

(1) 損傷状況

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-11 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、突起で最外縁アンカー鉄筋の近傍から 45 度よりも大きい角度でひび割れが発生した[No.1]。その後、上面ひび割れがコンクリートブロック前面に設置した補強鋼板よりも外側へ向かって進展した[No.2]。コンクリートブロック前面部のひび割れは水平力 400kN (水平変位 1.6mm) にて発生した[No.3]。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[No.4]。載荷終了時点では鋼板の

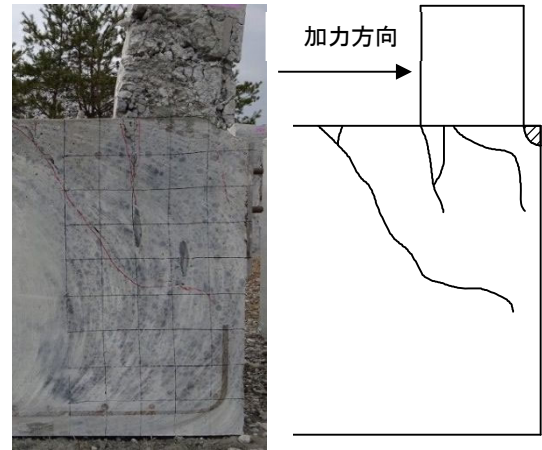


図-13 切断状況の写真とひび割れ観察図

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[No.5]。

(2) 水平荷重-水平変位関係

図-12 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。

(3) 鉄筋ひずみ

各ケースの最大荷重時および試験終了時の鉄筋ひずみ分布を確認したが、最大荷重時に着目すると、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。また、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概ね一致しているが、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。

(4) 切断による破壊面の観察

Case-9~Case-12 の 4 ケース中で荷重が最大となった Case-12 の切断面を図-13 に示す。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が、突起は土砂化のような著しい損傷が見られた。なお、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のアンカー部が回転に対して抵抗しなくなり、水平力に抵抗できなかったためであると考えられる。

3. 実験結果と耐荷力評価手法の提案

道示に示される橋座式は式(1)～(3)に示すとおり、水平力の制限値をコンクリート、鉄筋がそれぞれ負担する耐力の和として定めている。

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

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

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

ここで、 P_{bs} は橋座部における支承部から作用する水平力の制限値、 P_c および P_s はそれぞれコンクリート、鉄筋の負担する耐力であり、 α はコンクリート負担分を示す係数、 σ_n は支承下面の支圧応力度(文献⁹⁾ 図-7.6.1 参照)、 σ_{ck} はコンクリート設計基準強度、 A_c はコンクリートの抵抗面積を示す。また、 β は鉄筋の負担分を示す係数で0.5、 h_i は*i*番目の鉄筋の橋座面からの距離、 d_a は支承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、 σ_{sy} は鉄筋の降伏強度の特性値、 A_{si} は*i*番目の鉄筋断面積を示す。

上記3式より求めた計算値と実験 Case-1～12の結果を比較したものを表-2に示す。実験結果は算定値に対して2～2.5倍程度大きい結果となった。実験結果では、突起背面側のアンカー付近か

ら斜め45度方向あるいはそれよりも大きな角度を有する方向にひび割れが発生しており、切断による破壊面の観察からも、橋座式で想定する破壊面を実験結果に対して適用することは妥当と考えられる。また、実験結果では鉄筋ひずみが最大荷重時において、破壊面付近で平均して1000 μ 程度しか発生しておらず、橋座式の補正係数 β を0.5とすると、発生ひずみ量の降伏ひずみに対する比率と同程度である。

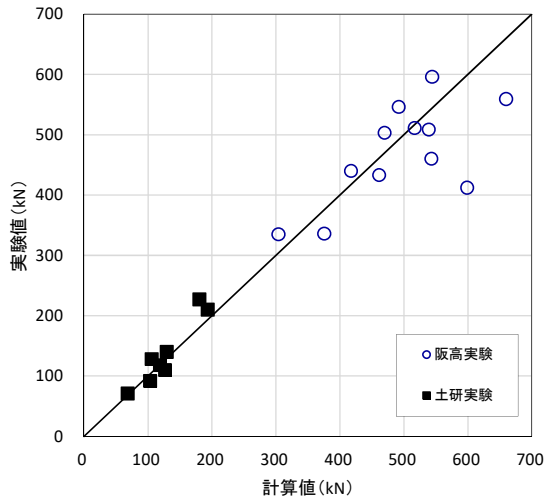
以上より、鉄筋分担力を橋座式と同程度とすると、橋座式ではコンクリート分担力を小さく評価していることが示唆されたことから、コンクリート負担分を示す係数 α について検討を行った。

今回の実験では12ケースを実施したが、橋座式の修正を提案する上で試験体数が少ないことから、土木研究所資料第3497号¹⁰⁾に示されるアンカータイプの実験(以下、土研実験)8ケースを加えた計20体分の実験結果に基づき提案を行う。なお、追加する土研実験の結果は実験条件や破壊モードが同等であることを確認している。

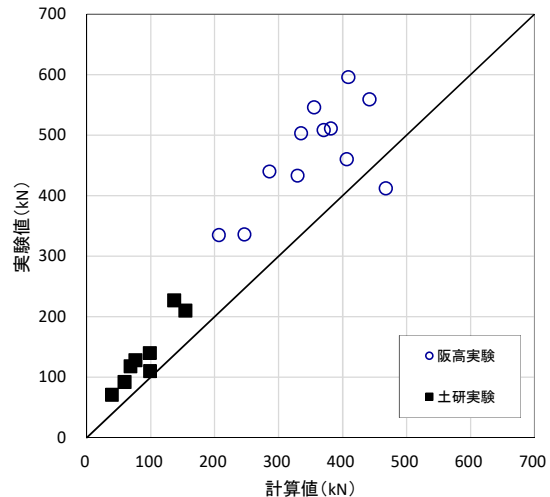
ここで、各供試体の載荷試験を実施するにあたり、コンクリートの圧縮試験を実施し圧縮強度が得られているため、本検討ではこの実強度を用いた。また、Case-9～Case-12では鋼板とアンカー鉄筋により補強しているが、本実験のみでは鋼板とアンカー鉄筋の負担分の切り分けが困難であるため、アンカー鉄筋の負担分のみをコンクリートブロック内の鉄筋と同様に考慮した。さらに、 α を

表-2 最大荷重の比較(橋座式と実験結果)

実験ケース	Con. 負担分 Pc (kN)	鉄筋 負担分 Ps1 (kN)	補強鉄筋 負担分 Ps2 (kN)	橋座耐力 Pbs (kN)	実験Max. (kN)	計算/実験	α 逆算	備考
Case-1	65	75	—	139	335	0.42	0.60	縁端距離なし
Case-2	87	108	—	195	440	0.44	0.57	縁端距離50mm
Case-3	112	143	—	254	509	0.50	0.49	縁端距離100mm
Case-4	144	149	—	293	559	0.52	0.43	縁端距離150mm
Case-5	85	73	—	158	336	0.47	0.46	Case-2から帯鉄筋 ϕ 13に変更
Case-6	87	152	—	239	433	0.55	0.48	Case-2から帯鉄筋 ϕ 19に変更
Case-7	90	223	—	313	460	0.68	0.39	Case-2から帯鉄筋 ϕ 22に変更
Case-8	87	290	—	377	412	0.92	0.21	Case-2から帯鉄筋 ϕ 25に変更
Case-9	89	108	45	243	503	0.48	0.59	Case-2を補強(鋼板+補強アンカー ϕ 16)
Case-10	90	108	63	262	546	0.48	0.62	Case-2を補強(鋼板+補強アンカー ϕ 19)
Case-11	89	108	91	289	511	0.57	0.52	Case-2を補強(鋼板+補強アンカー ϕ 22)
Case-12	89	108	118	316	596	0.53	0.62	Case-2を補強(鋼板+補強アンカー ϕ 25)



(a) 平均値 ($\alpha=0.533$)



(b) 超過確率 ($\alpha=0.306$)

図-14 最大荷重の比較(橋座式と実験結果)

算出するにあたっては、道示 I 共通編¹¹⁾より超過確率 5%が一般的であると考えられるが、今回は実験ケースが限られており、より安全側になるよう正規分布を仮定し超過確率として 3%を検討した。

通常鉛直力が作用しない場合、橋座式の α は 0.15 であるが、阪高実験及び土研実験より α を逆算すると 0.533 であり、3 倍以上の α が見込まれる。すなわち、コンクリートの抵抗分として橋座式に比べ計算上 3 倍以上の抵抗が働いていると考えられる結果となった。また、3%の超過確率を考慮すると 0.306 であり、超過確率を考慮した場合でも 2 倍程度のコンクリートの抵抗が見込まれる結果となった。

図-14 に $\alpha=0.533$ とした場合、 $\alpha=0.306$ とした場合の実験結果との比較を示す。 α の平均値を適用し計算値を算出した場合、実験値と概ね対応していることがわかるが、阪高実験のうち半数程度は危険側に評価する結果となった。一方、超過確率を考慮すると、実験結果 20 ケースのうち、Case-8 を除く 19 ケースで安全側の評価となった。本検討を踏まえ、 $\alpha=0.3$ を提案する。

おわりに

本検討では水平力分担構造等の定着部の耐荷力評価を目的として、橋座縁端までの距離等をパラメータとした実物大規模の供試体による押し抜きせん断実験を行い、既存の照査式の適用性について検討した。得られた知見は以下のとおり。

- 1) 縁端距離が長くなるほど橋座部の最大耐力は大きくなった。
- 2) コンクリートブロック内の鉄筋量を増やした場合、補強鋼板とアンカー鉄筋で補強した場合も一定の耐力増加が確認されたが、鉄筋量が多い場合には、その効果が頭打ちとなった。
- 3) いずれのケースでも、突起とコンクリートブロックの界面である突起の最後列アンカー付近から 45 度もしくは 45 度より大きな角度を有するひび割れが発生したのち、ひび割れが前面側へ進展した。これは、橋座式で想定する破壊面と類似しており、橋座式が適用できると考えられた。
- 4) 橋座式のコンクリート負担分の係数である α を実験結果に基づき算出し、実験結果を概ね安全側で評価できるよう超過確率 3%を考慮した結果、 $\alpha=0.306$ となったため、本検討では鉛直荷重の作用しない定着部の耐力を評価する

ための α として0.3を提案した。

本論文の検討は、橋としての機能回復が速やかに行い得る橋梁上部構造の耐震補強を推進するにあたり、最新の知見を反映した当社の耐震補強の設計手引き¹²⁾のベースとなった成果であるが、今後も適宜見直しを行いながら、「災害に強い阪神高速」を目指して耐震対策を推進していきたい。

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.
- 2) 高橋良和，Gong Yucheng：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），pp. 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.

- 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.
- 5) 阪神高速グループビジョン2030，2016.4.
- 6) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV 下部構造編，2017.
- 7) 前川和彦ら：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—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, pp.I_267-I_277, 2020.
- 8) 大八木亮ら：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—，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.76, No.4, pp.I_153-I_162, 2020.
- 9) 阪神高速道路株式会社：土木工事共通仕様書，2021.
- 10) 建設省土木研究所：橋座部の水平耐力の評価に関する研究，土木研究所資料第3497号，1997.2.
- 11) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説I 共通編，2017.
- 12) 阪神高速道路株式会社「上下部接続部耐震補強の設計手引き」，2021.1.

LOAD BEARING CAPACITY EVALUATION METHOD FOR THE ANCHOR PART OF LATERAL LOAD BEARING DEVICES

Yasumasa SOGA, Kazuhiko MAEKAWA, Masatsugu SHINOHARA and Masahiro HATTORI

When installing a bridge collapse prevention system to existing structures for seismic retrofitting, available space is usually very limited because of existing bearings and girders. A lateral load bearing device often needs to be installed near the top edge of a pier or abutment. In such cases the distance to the edge can be too short to obtain an adequate area of resistance of the concrete. This could result in punching shear failure of the device, and, actually, some of the damage found in the past earthquakes was likely due to shear failure. Although the Specifications for Highway Bridges and Commentary include an evaluation formula that assumes a bearing part, its applicability to lateral load bearing devices, where are not subjected to vertical loads, has not been adequately verified.

In order to evaluate the load bearing capacity of the anchor part of lateral load bearing devices, a punching shear test was conducted in this study, using a full-scale specimen with the distance to the bridge seat edge as a parameter. Based on the test results, the applicability of the existing verification formula was investigated, and a new verification formula was proposed.

曾我 恭匡



阪神高速道路株式会社
技術部
技術推進室
Yasumasa SOGA

前川 和彦



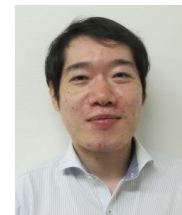
阪神高速道路株式会社
建設事業本部
大阪建設部 設計第一課
Kazuhiko MAEKAWA

篠原 聖二



阪神高速道路株式会社
建設事業本部
神戸建設部 技術統括課
Masatsugu SHINOHARA

服部 匡洋



(一財)阪神高速先進技術研究所
調査研究部
Masahiro HATTORI