

橋座縁端に配置された横変位拘束構造の 橋座部補強鉄筋量に着目した水平力載荷実験

大八木 亮¹・服部 匡洋²・前川 和彦³・幸左 賢二⁴・篠原 聖二⁵

¹正会員 修士（工学） （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）

²正会員 博士（工学） （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）

³正会員 修士（工学） （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）

⁴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）

⁵正会員 博士（工学） 阪神高速道路株式会社（〒530-0005 大阪市北区中之島3-2-4）

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の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

(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に供試体および載荷試験の概要を示す。模型供試

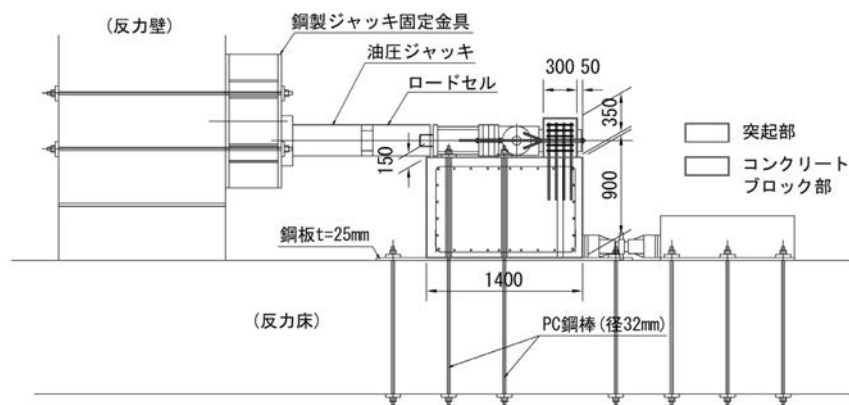


図-1 供試体および載荷試験の概要（単位：mm）

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。コンクリートの設計基準強度は $\sigma_{ck}=27\text{N/mm}^2$ 、鉄筋はSD345を採用した。供試体配筋図を図-2に示す。

(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橋座縁端までの距離をパラメータとし、Case-5～8では橋座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。

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。なお、参考として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。

(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。

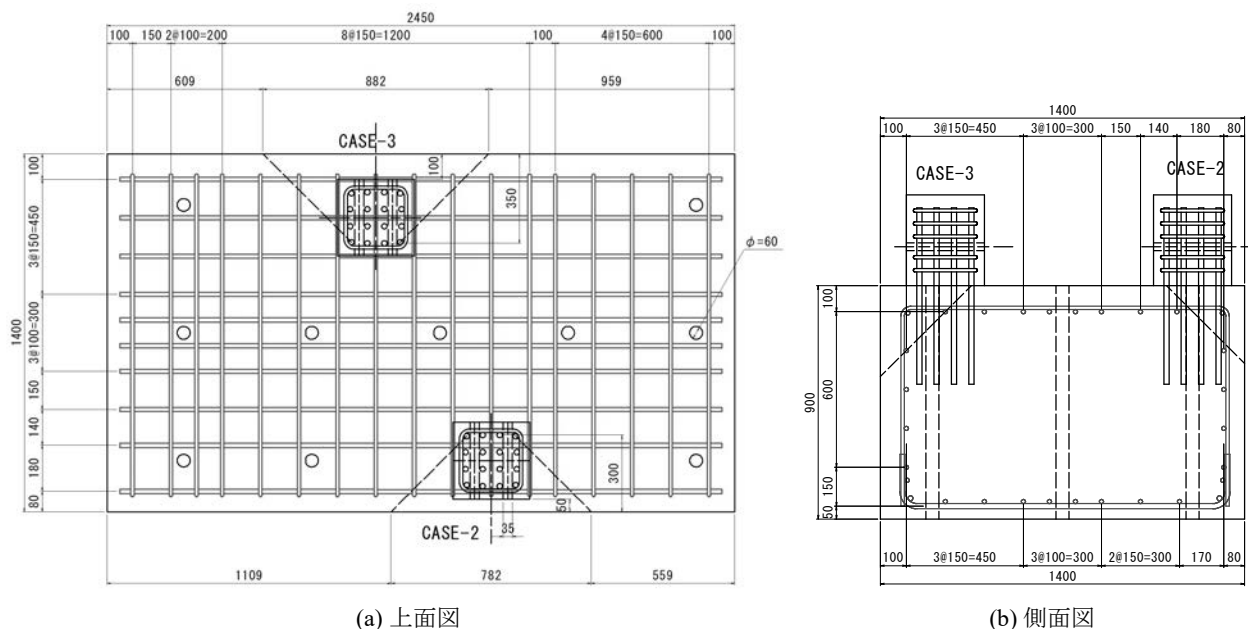


図-2 供試体配筋図 (単位 : mm)

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）

	材齢	圧縮強度	静弾性係数	引張強度
		N/mm ²	kN/mm ²	N/mm ²
Case-5	σ 29	27.4	27.7	2.31
Case-6	σ 36	28.6	29.3	2.24
Case-7	σ 33	30.7	29.3	2.24
Case-8	σ 42	28.5	29.5	2.68
Case-9	σ 46	29.9	28.7	2.80
Case-10	σ 48	30.7	29.0	2.73
Case-11	σ 50	30.0	30.9	3.08
Case-12	σ 55	30.1	31.3	2.62

注) 全て3供試体の平均値

荷重は片側繰返し漸増荷重とし、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、計測は荷重点変位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、計測状況をそれぞれ表-4、写真-1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、レーザー光を照射し、線的に凹凸を検知した計測器を、照査線と直角方向の供試体前面に固定したガイド上を移動させることで3次元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ので、高さ方向に3分割してデータ取得したのち、表計算ソフト上で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. 荷重実験の結果

(1) Case-5～Case-8（本体鉄筋量の比較）

代表としてCase-7における最大荷重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時点で突起部よ

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

注) 全て3供試体の平均値

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

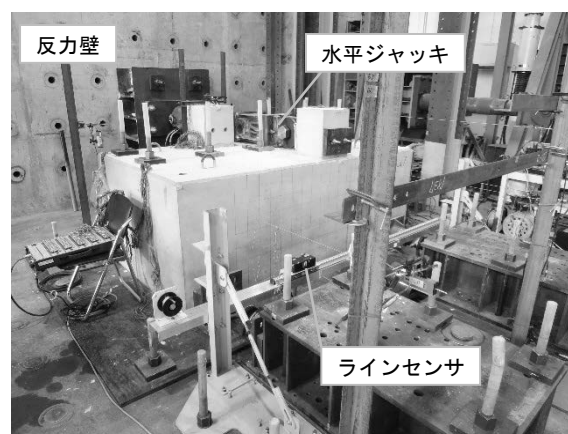
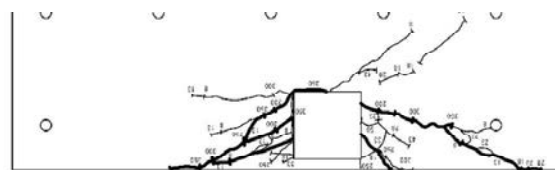
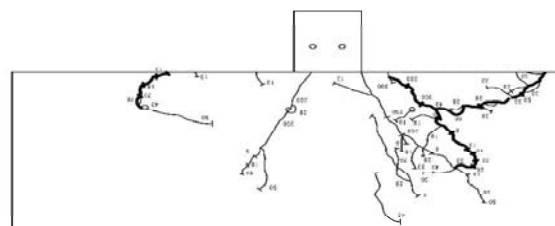


写真-1 計測状況



(a) 上面図



(b) 正面図

図-3 ひび割れ損傷状況（Case-7、試験終了時）

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。最大荷重は鉄筋量の最も少ないCase-5（D13）が最小であったものの、Case-2（D16）、Case-6（D19）、Case-7（D22）、Case-8（D25）については、鉄筋量と最大荷重の明確な関連は得られなかった。

突起底部を基準とした突起頂部の相対回転角と水

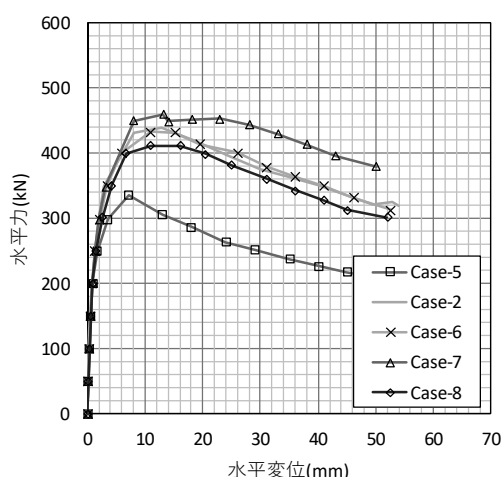


図-4 水平力-水平変位関係（Case-5～Case-8）

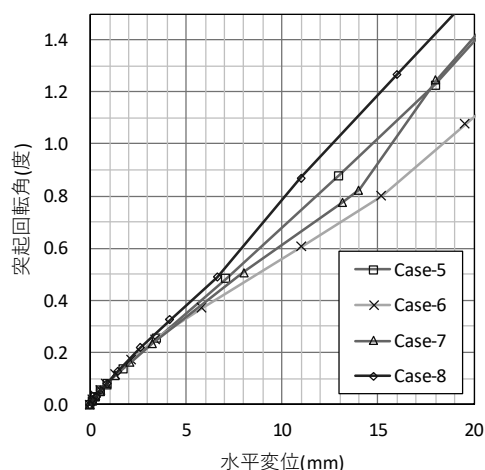


図-5 回転角-水平変位関係（Case-5～Case-8）

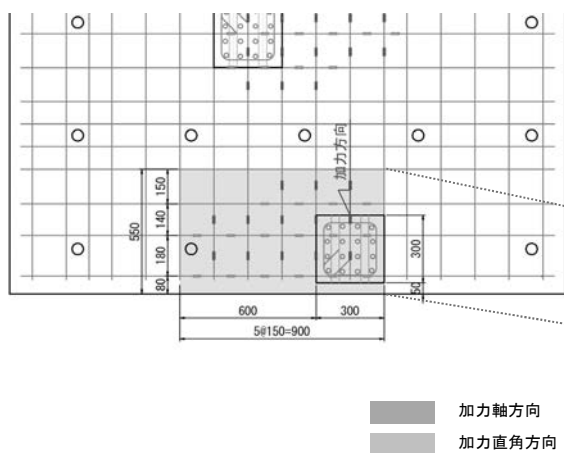


図-6 鉄筋ひずみゲージ貼付位置図

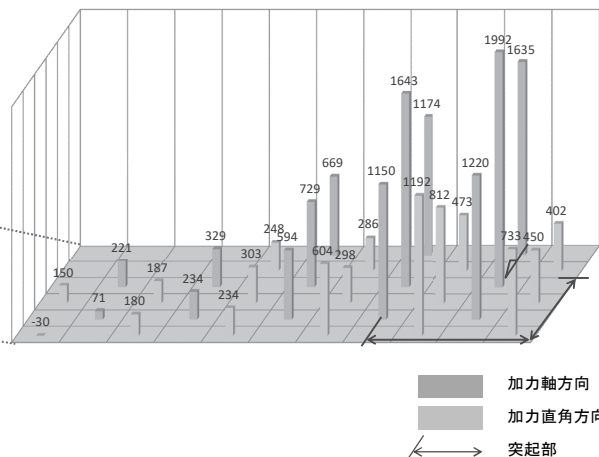
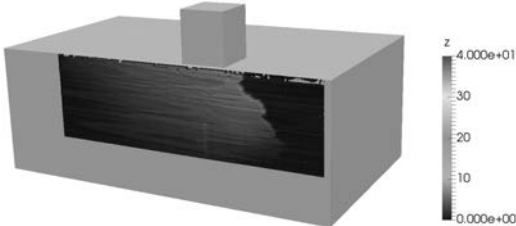
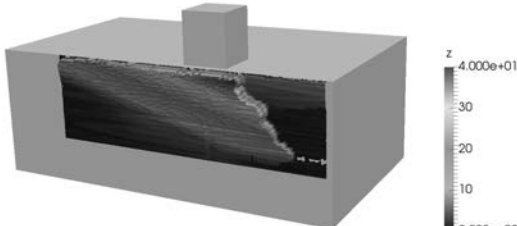
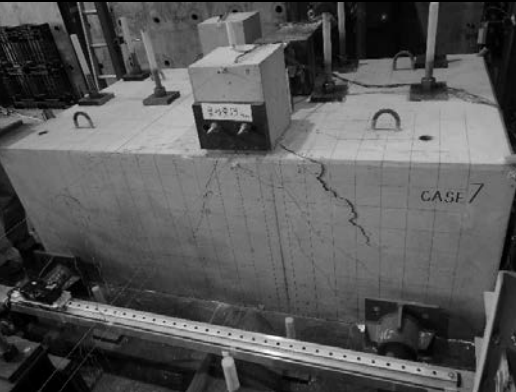
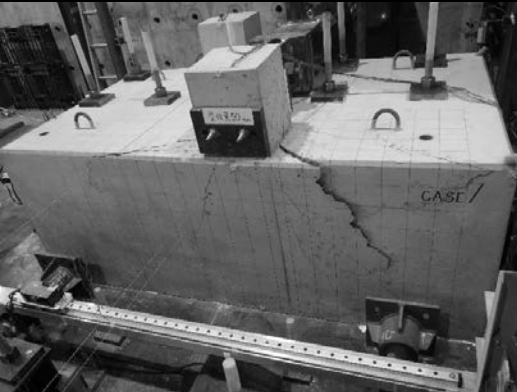


図-7 鉄筋ひずみ分布（Case-7，最大荷重時）

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		

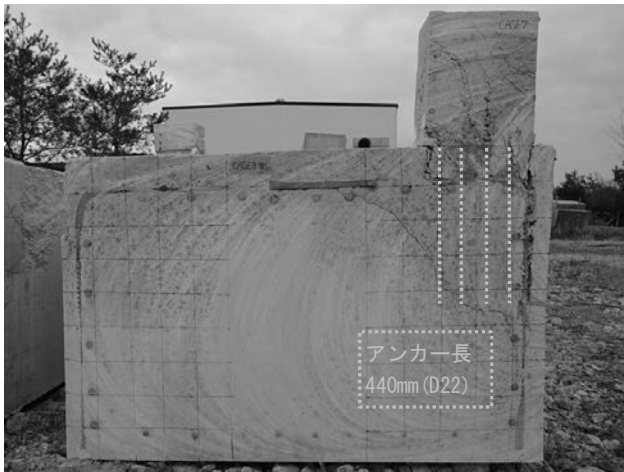


写真-2 切断面状況 (Case-7)



写真-3 切断面状況 (Case-8)

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。

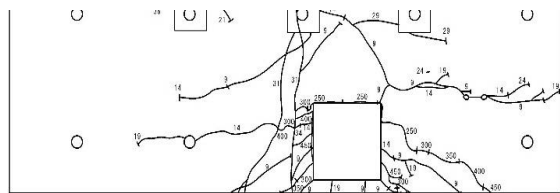
一方、突起の損傷が顕著であったCase-8では、コンクリートブロック部の損傷が限定的で、突起近傍のかぶり部に集中していて、突起直下のコンクリートブロックかぶり部では土砂化のような損傷が生じていた。一方で、表面部の鉄筋より内部側ではほとんど損傷が見られず、突起アンカー定着部のコンクリートにも損傷が見られなかった。よって、Case-8の最大荷重が低い要因としては、土砂化が生じた部分が回転に対して抵抗しないことによりヒンジ状と

なり、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。

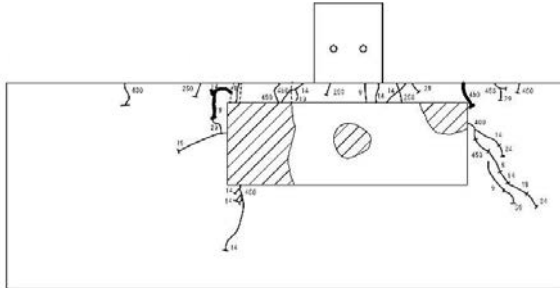
いずれのケースも突起前面側の付根部よりほぼ鉛直方向にひび割れが生じるか、かぶりコンクリートに剥落が生じていた。

(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-8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、突起部の最後列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



(a) 上面図



(b) 正面図

図-8 損傷状況 (Case-12, 試験終了時)

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-9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の耐力向上効果が得られた。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。

突起の水平変位と回転角についての計測結果を図-10に示す。各ケースとも最大荷重程度 (水平変位15mm程度) までは明確な差異が見られなかったが、以後、Case-12は回転の影響が他ケースよりも見られ、Case-9はややせん断変形に近い挙動を示した。しかし、補強鋼材を配置しないケース (Case-5～Case-8) と比較すると、その差は小さかった。

Case-12における最大荷重時の鉄筋ひずみ分布を図-11に示す (鉄筋ひずみゲージの貼付位置は図-5参照)。とくに突起近傍において加力軸方向、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。

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

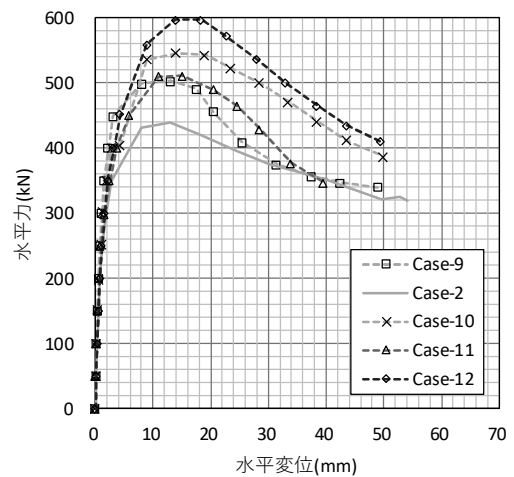


図-9 水平力-水平変位関係 (Case-9～Case-12)

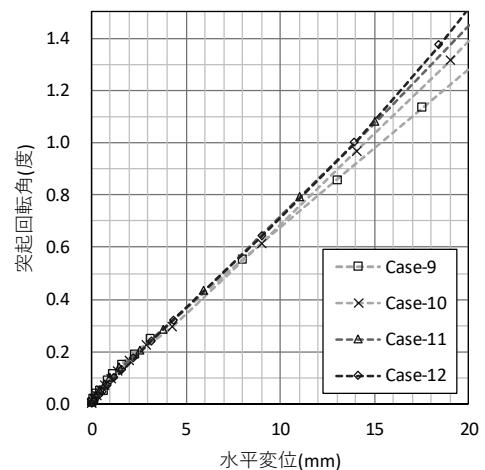


図-10 回転角-水平変位関係 (Case-9～Case-12)

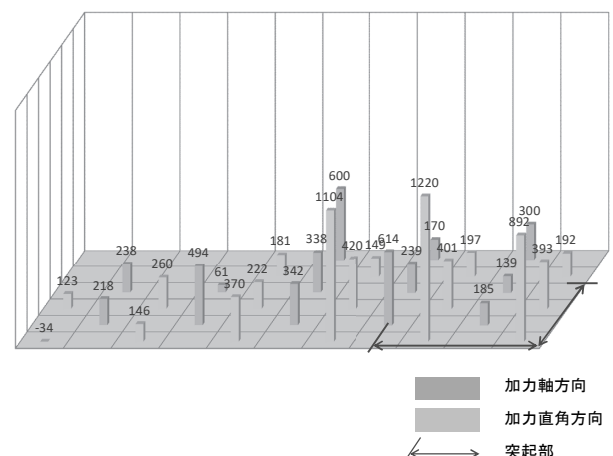
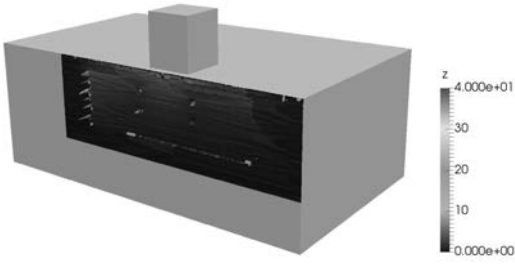
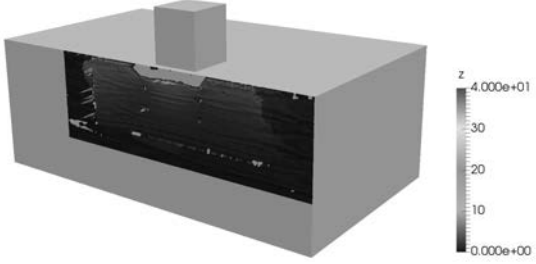
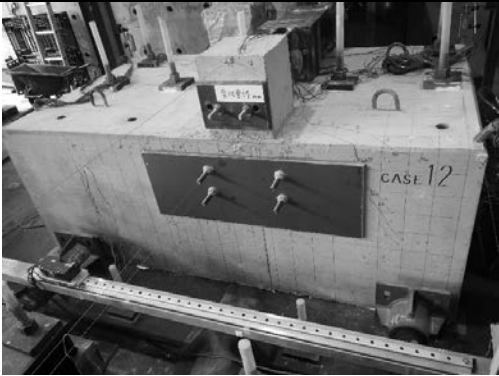
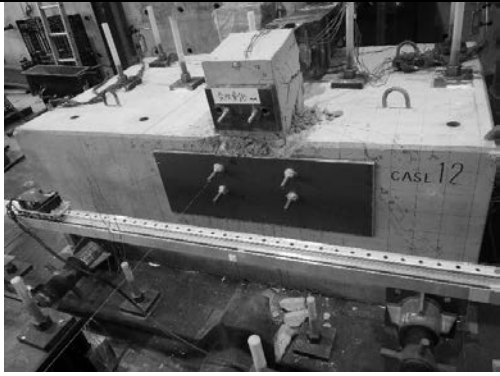


図-11 鉄筋ひずみ分布 (Case-12, 最大荷重時)

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		

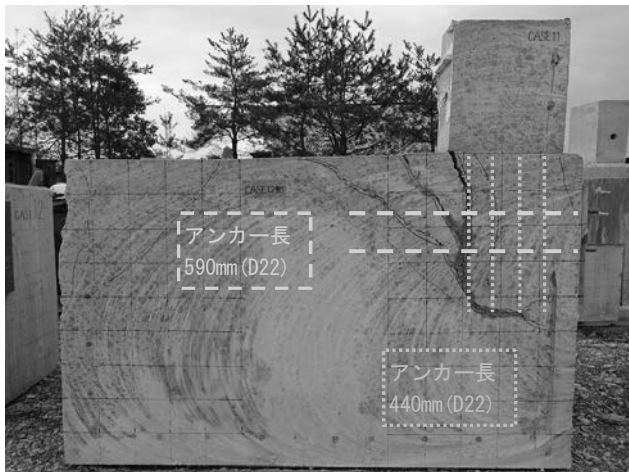


写真-4 切断面状況 (Case-11)

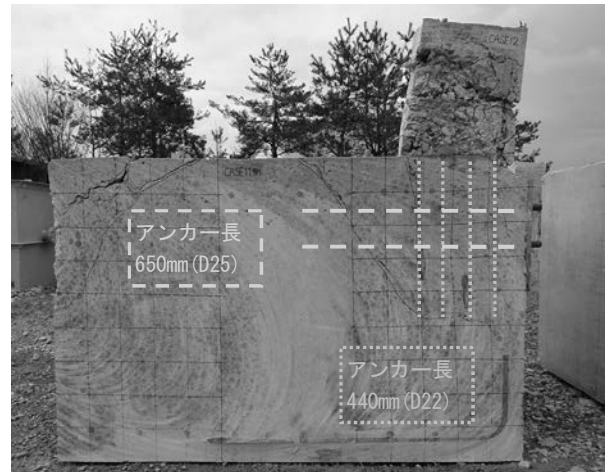


写真-5 切断面状況 (Case-12)

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。

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、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、突起部が著しく損傷していた。一方、Case-11は突起部の内部損傷が見られず、コンクリートブロックの、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、突起直下の突起アンカー定着部にて、骨材の浮きが生じる土砂化のような損傷が見られた。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くなくなり、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。

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) 本体鉄筋量を変化させたケースでは、最大荷重のばらつきが大きいため、鉄筋量と最大荷重の明瞭な関連は確認できなかった。
- 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が、顕著ではなかった。

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，2012.3