

論文 変位制限構造と上部構造の衝突による橋台の損傷事例に関する基礎的検討

朝廣 祐介*1・梶田 幸秀*2

要旨:本研究では、橋台に設置した橋軸直角方向用の変位制限構造と橋台躯体の地震時の損傷形態に着目し、静的載荷解析を行うことにより、変位制限構造の耐力と橋台躯体にせん断破壊が発生する時の荷重の大小関係について検討した。静的解析の結果、本研究の数値モデルでは、変位制限構造の鉄筋が降伏するためには、設計地震力の約 2.1 倍の荷重が必要であり、変位制限構造の鉄筋が降伏するより先に橋台躯体にせん断破壊が生じることが明らかになった。

キーワード: 変位制限構造, 橋台, せん断ひび割れ

1. はじめに

1995 年兵庫県南部地震を経験し、1996 年に発刊された道路橋示方書において、落橋を確実に防止するために、落橋防止構造の機能を明確にし、新たに落橋防止システムとして落橋防止構造の位置付けを明確にするとともに設計荷重及び設計方法が規定された。その後、新設の橋梁はもちろん、多くの橋梁で行われた耐震補強において、上部構造の過度の移動を抑制するために橋軸直角方向には変位制限構造が設置されてきた。2016 年熊本地震では、その橋軸直角方向の変位制限構造と上部構造の衝突が多く見られ、多くの場合で落橋を防ぎ、変位制限構造の機能を果たしているといえる。変位制限構造と上部構造との衝突の結果、写真-1(a)に示すように、変位制限構造そのものが損傷した事例や、変位制限構造を設置した橋台躯体にせん断破壊が見られる事例などが報告されている¹⁾。

橋軸直角方向の変位制限構造の設計においては、上部構造との衝突において変位制限構造に作用すると想定される設計荷重を算出し、変位制限構造に発生する断面力が変位制限構造の許容降伏耐力以下になることを確認する。つまり、設計荷重が作用した場合、鉄筋コンクリートブロックタイプの変位制限構造の場合、コンクリートに多少のひび割れは許容されるが主鉄筋降伏など目立った損傷が生じてはならない。2016 年熊本地震では、鉄筋コンクリートブロックタイプの変位制限構造で、衝撃的な力のため、前述の通り、コンクリートの剥離が見られた事例や、橋台躯体にせん断ひび割れが発生したのも見られる。変位制限構造そのものが損傷した事例に対しては、実際に発生した荷重と設計荷重の大小を検討する必要があると考えられる。また、橋台躯体にせん断ひび割れが発生したケースでは、変位制限構造の設計にあたって、変位制限構造を設置することによって橋台躯体



(a) 桑鶴大橋 A2 側



(b) 南阿蘇橋 A1 側

写真-1 変位制限構造の被災事例

にどのような影響が現れるのかの調査は行われていないため、変位制限構造本体の耐力が大きく、先に、橋台躯体が損傷したのではないかと考えられる。

そこで本研究では、橋台に変位制限構造を設置した解析モデルを用意し、変位制限構造に静的荷重を作用させ、変位制限構造の降伏耐力と橋台躯体にせん断ひび割れが発生するときの荷重の大きさ、設計荷重（設計地震力）

*1 九州大学大学院 工学府 建設システム工学専攻 修士課程 (学生会員)

*2 九州大学大学院 工学研究院 社会基盤部門 (正会員)

の大小関係について明らかにすることを目的とした。研究における橋軸直角方向の変位制限構造としては、橋台に鉄筋コンクリートブロックを設置したタイプを取り上げるため、第2章以降、変位制限構造を変位制限ブロックと呼ぶことにする。

2. 静的载荷解析の概要

対象とした橋台の縦断面図及び上部構造の断面図を図-1に示す。対象とした実際の橋梁は、変位制限ブロックが設置されておらず、図-1に示した上部構造断面図を基に設置できる場所に変位制限ブロックを設けることとした。解析は、有限要素法に基づくコンクリート系構造を対象とした解析プログラム FINAL²⁾を用いて行った。橋台の解析モデルを図-2に示す。実橋梁の橋台高さは10mで、橋軸方向幅は3.9mあるが、高さ方向、橋軸方向にすべて要素分割すると要素数が膨大になるため、橋

台全体をモデル化するのではなく、高さ方向には2600mmだけ、橋軸方向には2100mmだけモデル化を行った。後述する結果を見ていただければ分かるが変位制限ブロックに荷重を载荷した際に解析モデルの端部では、ほとんど応力は発生しておらず、損傷がないことは確認しており、橋台全体をモデル化した場合とほぼ同じ結果になると考えられる。解析モデルは、橋台躯体、ウイング、内部鉄筋によって構成され、対象橋台が支持する上部構造の重量(死荷重反力)は2680kNである。コンクリートはソリッド要素、鉄筋は軸力と曲げを考慮できる線材要素を用いてモデル化を行っている。実際の橋台では、背面土を有しているが、本研究においては、橋軸直角方向の応答をみるため、背面土の影響は無視できると考え、背面土はモデル化していない。モデルの境界条件としては、モデル最下面の節点のみ、全自由度を固定とした。

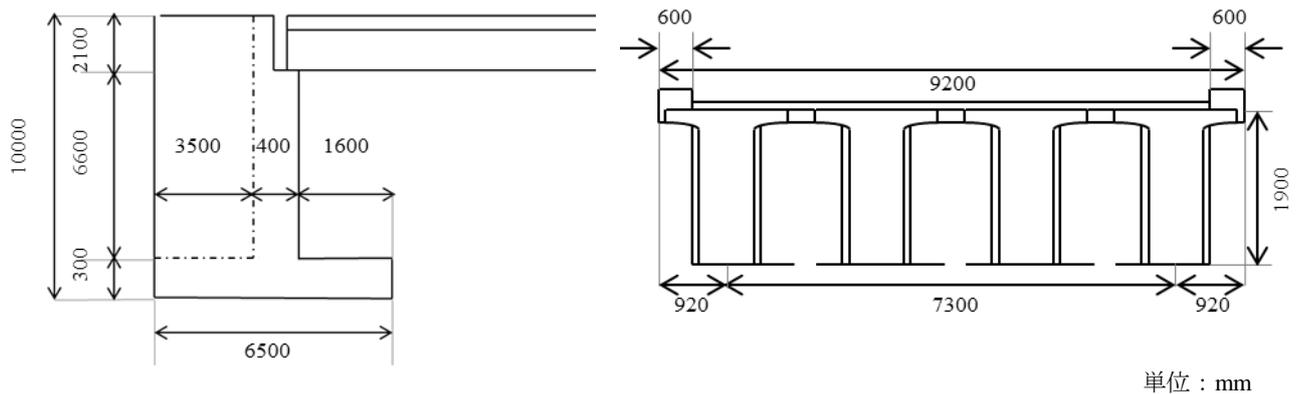


図-1 対象橋台縦断面図及び上部構造断面図

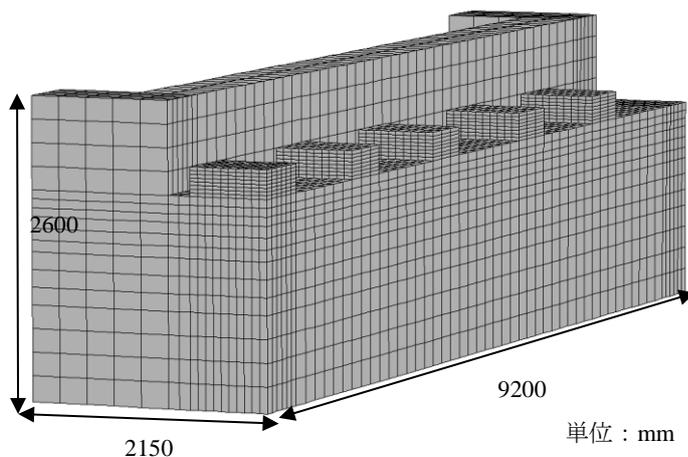


図-2 橋台モデル図

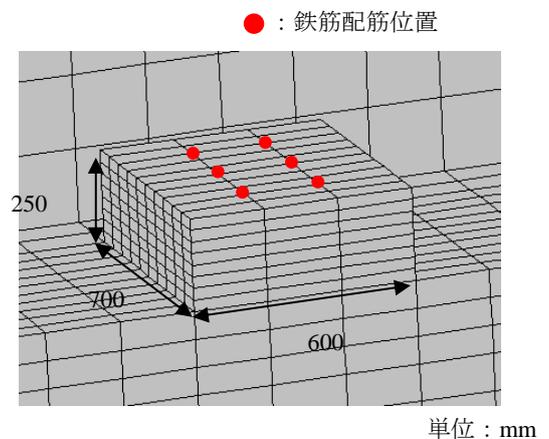


図-3 変位制限ブロックモデル図

表-1 材料物性値

	ヤング率	ポアソン比	圧縮強度	引張強度
単位	N/mm ²		N/mm ²	N/mm ²
コンクリート	2.8×10 ⁴	0.2	24	1.9
鉄筋	2.0×10 ⁵	0.3	345	

表-2 断面計算結果

	設計	解析モデル
単位	kN・m	
降伏モーメント	109	178

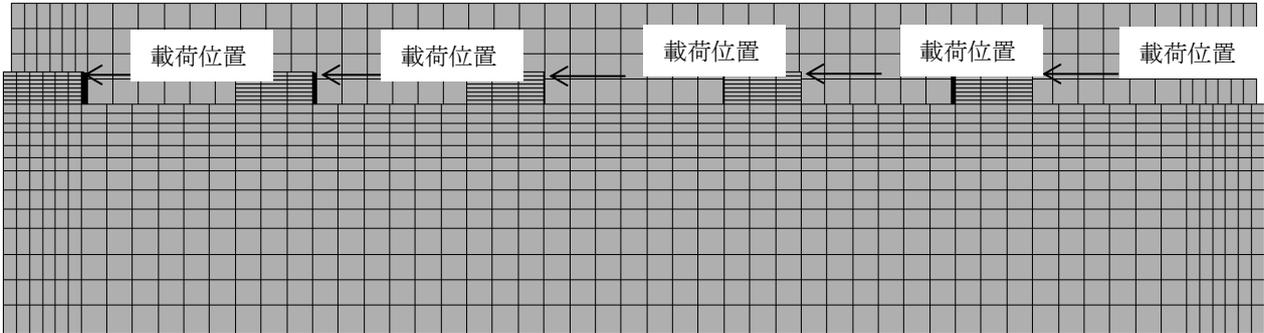


図-4 荷重荷重位置

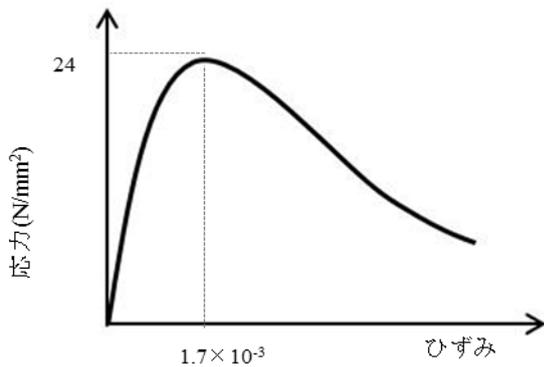


図-5 圧縮応力-圧縮ひずみ曲線 (修正 Ahmad モデル)

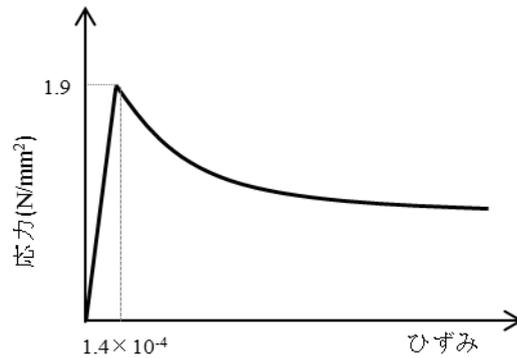


図-6 引張応力-引張ひずみ曲線 (出雲モデル)

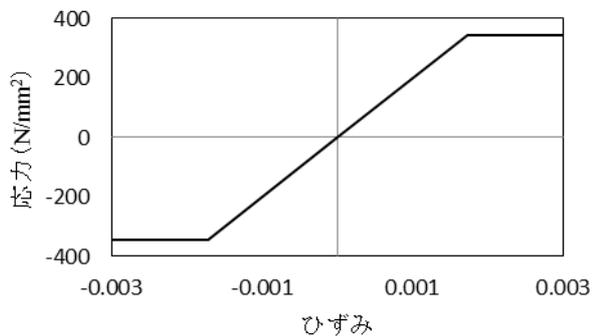


図-7 鉄筋の構成則

次に、変位制限ブロックに作用する設計地震力について算定した。設計地震力 H_s は対象橋梁が用いた設計基準に基づき 2002 年道路橋示方書³⁾の式(1)より、2010kN となる。

$$H_s = 3k_h R_d \quad (1)$$

ここで、 H_s は変位制限ブロックに用いる設計地震力、 k_h はレベル1地震動に相当する設計水平震度で本研究では0.25とした。 R_d は死荷重反力(2680kN)である。なお設計水平震度を求めるにあたって、地域別補正係数は1とし、地盤種別はII種地盤、固有周期は0.2秒~1.3秒とし、設計水平震度が厳しめになるように最大となる領域で算定した。

続いて、変位制限ブロックのモデル及び変位制限ブロックに配筋してある鉄筋の位置を図-3に示す。図-1の上部構造断面図を基に、橋台両端に設置できる橋軸直角方向の最大幅が600mmであるため、600mmに固定した。奥行き(橋軸方向)についても橋台寸法より700mmとしている。この大きさのコンクリートブロックに対して、最低かぶり厚などを考慮し、図-3に示す鉄筋の配

筋位置のように橋軸方向に対して3本、橋軸直角方向に対して2本の計6本のD22鉄筋を埋設している。変位制限ブロックのコンクリート、鉄筋の材料物性値は橋台に用いている材料物性値と同様とした。表-1に各物性値を示す。また、コンクリートの引張強度については、コンクリートの圧縮強度に基づいて式(2)により算出した⁴⁾。

$$\sigma_{bt} = 0.23\sigma_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (2)$$

ここで、 σ_{ck} はコンクリートの圧縮強度、 σ_{bt} はコンクリートの引張強度を表す。

今回の変位制限ブロックの解析モデルの設計に対し、材料強度は道路橋示方書に記載の許容応力度⁵⁾(コンクリートは8.0 N/mm²、鉄筋は200 N/mm²)、地震時における割増し係数1.5を考慮して断面計算を行った。断面計算の結果、鉄筋が降伏するときの降伏モーメントは表-2に示すとおり109kN・mとなった。なお、許容応力度や割増し係数を考慮せず、表-1のとおり単純にコンクリートの圧縮強度を24N/mm²、鉄筋の降伏応力を345N/mm²とした場合の降伏モーメントは178kN・mとなっており、材料安全率を考慮しなければ、耐力は1.63倍になる。今回のモデルでは、設計時(許容応力度と割増し係数考慮時)の断面計算による変位制限ブロックの降伏モーメントと対象橋台に変位制限ブロックを設置する場合の設計地震力がほぼ等しくなるように設定した。

設計地震力と断面計算の結果より、対象とした橋台に変位制限ブロックを1個しか設置しないとした場合、変位制限ブロックの高さ方向の寸法は50mmととても薄くなる。これでは、実際の現場では施工できないと考えられる。また、支承の高さを考慮すると変位制限ブロックにある程度の高さがないと上部構造衝突した際に十分な機能を発揮することができないと考え、変位制限ブロックの高さ変更することを検討した。図-1の上部構造断面図を参考に、図-2や図-4に示すとおり変位制限ブロックを5つ設置し、全ての変位制限ブロックに同様の荷重が作用するものとした。そのため、一つの変位制限ブロックが負担する荷重は、設計地震力時において402kN(設計地震力の1/5)に減少することから変位制限ブロックの高さを5倍の250mmとして解析を行っている。なお、解析では、上部構造は図-4でいえば、右から左に動いた場合を想定しているため、右端に設置されるべき変位制限ブロックは、本解析モデルでは省略している。荷重載荷位置は図-4に示すとおりであり、橋軸直角方向に対して、変位制限ブロックの頂部の各節点に集中荷重を与え、荷重は漸増的に載荷している。また、変位制限ブロックに用いた鉄筋は、鉄筋径は22.2mm(D22)、長さ367mmであり、橋台躯体内部には深さ150mmまで鉄

筋を埋設している。コンクリートと鉄筋については、完全付着とした。

本研究で用いた材料構成則について、コンクリートの圧縮特性については、修正 Ahmad モデル⁶⁾を用いた。図-5に圧縮応力と圧縮ひずみ曲線を示す。このモデルは、Ahmad が提案した主圧縮方向の応力算定式を長沼らが改良したモデルである。コンクリートの引張特性については、出雲らによるテンションスティフニング特性を考慮したモデル⁷⁾を用いた。図-6に引張応力と引張ひずみ曲線を示す。次に鉄筋については、Von Mises の降伏条件式を満たすパイリニア型モデルとした。図-7に鉄筋の構成則を示す。

3. 静的載荷解析結果

解析結果について、表-3に橋台躯体及び変位制限ブロックにおける各イベントを示し、そのときのひび割れ状況を図-8から図-12に示す。表中の荷重は、5つの変位制限ブロックに作用する荷重の合計を示している。また、変位制限ブロックの主鉄筋の降伏については、公称強度(345N/mm²)に基づく結果である。表-3の結果より、ひび割れは、荷重が904kN(設計地震力の0.45倍)の時に変位制限ブロックよりも先に、左端の変位制限ブロック付近の橋台躯体でせん断ひび割れが発生した。荷重が1206kN(設計地震力の0.6倍)の時に変位制限ブロックにひび割れが発生し、その後、変位制限ブロックの変形により、荷重が1507N(設計地震力の0.75倍)の時に橋台側面部にひび割れが発生した。設計地震力(2010kN)時においては、橋台端部に設置してある変位制限ブロック下部の橋台躯体にせん断ひび割れが増加しているものの変位制限ブロックの圧縮破壊等の大きな損傷は見られなかった。また、断面計算の結果では、材料強度に対する安全率の有無によって、変位制限ブロックの耐力に1.63倍の差が生じたが、解析結果では、5つの変位制限ブロックに作用する荷重の合計が4220kN、橋台端部に設置してある変位制限ブロック頂部の変位が5.9mmの時に変位制限ブロックの基部で鉄筋降伏が生じ、設計地震力(2010kN)と比較すると、約2.1倍となった。またこのとき、橋台躯体にせん断ひび割れが広がっており、橋台バラベット部にもひび割れが発生していることが分かる。

以上より、本解析モデルでは、設計地震力に達する前に変位制限ブロックのひび割れは見られるが、材料強度の安全率を考慮しているため、変位制限ブロックの鉄筋降伏時荷重と設計地震力を比べると、変位制限ブロックの鉄筋降伏時荷重の方が約2.1倍設計地震力よりも大きくなった。また、設計地震力が作用した場合には、すでに橋台躯体にせん断ひび割れが確認でき、橋台側面のウ

表-3 各イベント時における荷重

	荷重(kN)
橋台躯体にせん断ひび割れが発生	904
変位制限ブロックにひび割れが発生	1206
橋台躯体側面部にひび割れが発生	1507
変位制限ブロックの主鉄筋が降伏	4220

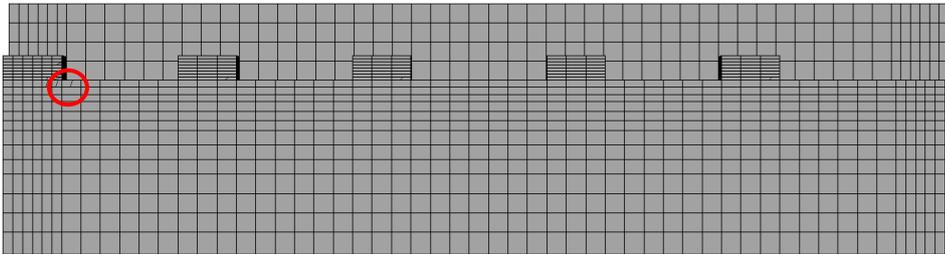


図-8 橋台躯体のせん断ひび割れ(荷重 : 904kN)

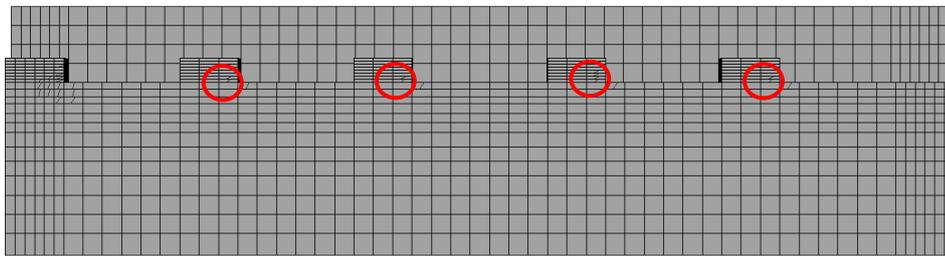


図-9 変位制限ブロックのひび割れ(荷重 : 1206kN)

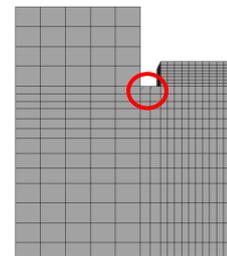


図-10 側面部のひび割れ(荷重 : 1507kN)

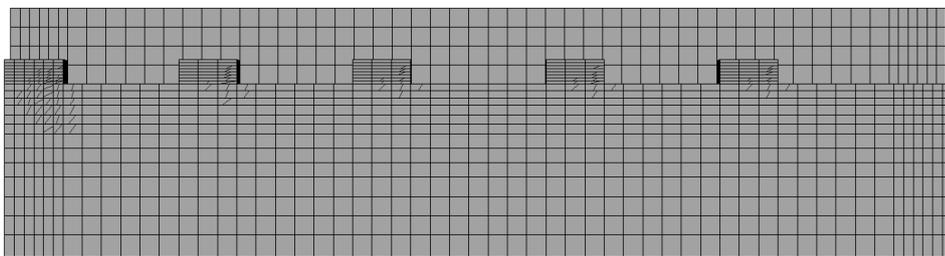
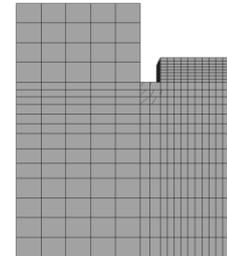


図-11 設計地震力時(荷重 : 2010kN)



橋台側面

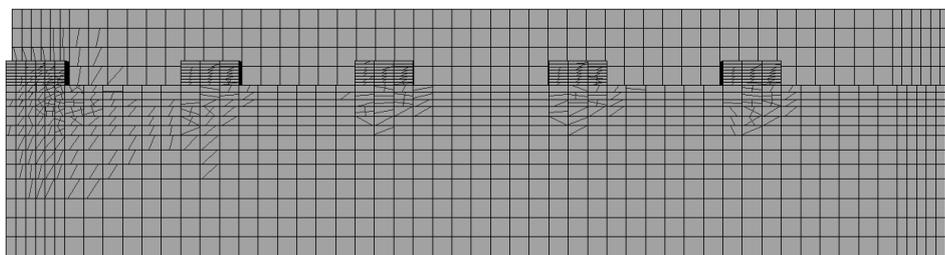
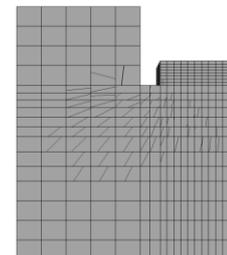


図-12 変位制限ブロックの主鉄筋降伏時(荷重 : 4220kN)



橋台側面

イング部にもひび割れが入るような状況で有り、変位制限ブロックは無事でも、橋台躯体に大きな損傷が発生した写真-1(b)のような損傷形態が起りうる事が確認できた。

次に図-13、図-14 に設計地震力時と変位制限ブロッ

クの主鉄筋降伏時の τ_{xy} 方向のひずみを示す。これより、明らかに変位制限ブロックの下から斜め方向にせん断ひずみが分布しており、変位制限ブロックの耐力が大きければ、橋台躯体のせん断ひび割れが先行し、変位制限ブロックが損傷する前に橋台躯体が損壊することが推察さ

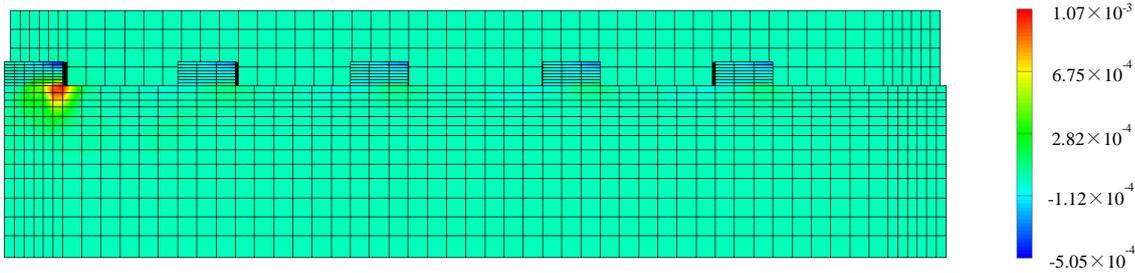


図-13 設計地震力時における τ_{xy} 方向のひずみ

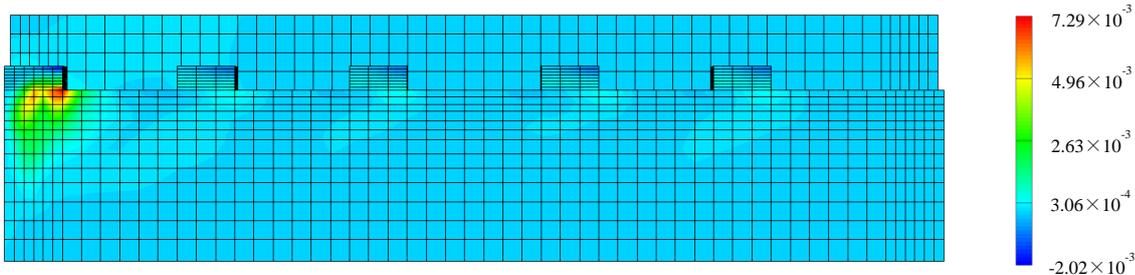


図-14 変位制限ブロックの主鉄筋降伏時における τ_{xy} 方向のひずみ

れる。

4. まとめ

本解析では、実在する橋梁を用いて変位制限ブロックのモデル化を行い、変位制限ブロックと橋台躯体の損傷形態、その中でもひび割れ状況に着目して静的載荷解析を行い、考察を行った。本解析で得られた結果を以下に示す。なお、本解析で得られた知見は対象橋台、変位制限ブロックの大きさを固定した1ケースのみの結果から得られたものである。

- (1) 荷重が904kN(設計地震力の0.45倍)の時に変位制限ブロックの損傷よりも先に変位制限ブロック付近の橋台躯体でせん断ひび割れが発生した。
- (2) 変位制限ブロックの鉄筋降伏は、荷重が4220kNの時に生じ、設計地震力(2010kN)と比較すると、約2.1倍の耐力がある。設計地震力作用時には、橋台躯体にせん断ひび割れが確認でき、橋台側面のウイング部にもすでにひび割れが入るような状況で有り、変位制限ブロックは無事でも、橋台躯体に大きな損傷が発生した写真-1(b)のような損傷形態が起こることが確認できた。
- (3) 変位制限ブロックの下から斜め方向にせん断ひずみが分布しており、変位制限ブロックの耐力が大きければ、橋台躯体のせん断ひび割れが先行し、変位制限ブロックが損傷する前に橋台躯体が損壊することが推察される。

今後の課題として、今回は準静的な荷重で評価を行ったが、上部構造と変位制限ブロックの衝突といった衝撃的作用で検討を行うことや、写真-1(a)のように橋台には損傷がなく変位制限ブロックのみが損傷するような場合の条件などについて検討する必要がある。

参考文献

- 1) 土木学会西部支部：「2016年熊本地震」地震被害調査報告会配布資料、道路構造物の被害その2
<http://committees.jsce.or.jp/report/node/117> (参照2016年5月31日)
- 2) 株式会社大林組 HP：コンクリート系構造の三次元非線形解析技術 FINAL
https://www.obayashi.co.jp/service_and_technology/related/tech_d061
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, pp.255-257, 2002.
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, pp.154-159, 2002.
- 5) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編, p.120, p.126, 2002.
- 6) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第474号, pp.163-170, 1995.8
- 7) 出雲淳一, 他：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学論文, No.87.9-1, pp.107-120, 1987