変位制限構造と上部構造の衝突による橋台の 損傷事例の再現解析

梶田 幸秀1·朝廣 祐介2

1正会員 九州大学大学院 工学研究院 社会基盤部門(〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

E-mail: ykajita@doc.kyushu-u.ac.jp

2学生会員 九州大学大学院 工学府 建設システム工学専攻 修士課程

(〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

E-mail: asahiro@doc.kyushu-u.ac.jp

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、 実橋台を用いた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する.実在する橋梁を用いて変位制限構造をモデル化し、静的載荷解析 を行うことで、変位制限構造の耐力が設計荷重とほぼ等しい場合、変位制限構造の耐力に達するより先に 橋台躯体にせん断破壊が生じることもあることが明らかになった.

Key Words : Yield strength, Abutment, Damage form, Loading

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、橋軸直角方向の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、その変位制限構造の機能を果たしているといえるが、その一方で、写真-1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が、いくつか報告されている¹.

橋軸直角方向の変位制限構造の設計においては,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 ひび割れが入っても,目立った損傷が生じてはならない. 2016年の熊本地震では,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



(a) 桑鶴大橋 A2 側



(b) 南阿蘇橋 Al 側写真-1 変位制限構造の被災事例

断ひび割れが発生したものも見られる.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、設置される橋台躯体に 対する照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数

値モデルを用意し、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の大小関係について検討を 行い、また、変位制限構造と橋台躯体の損傷形態、断面 力分布などについて考察を行うことを目的とする.本研 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.



図-4 変位制限ブロックのモデル図

図-5 変位制限ブロックの配筋図

表-1 材料物性值

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



図-7 引張応力-引張ひずみ曲線(出雲モデル)

2. 静的載荷解析

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 FINAL (㈱大林組 技術研究所) を用いて行った. 今回, 解析対象とした橋梁の縦断面図 を図-1に、橋台の解析モデルを図-2に、橋台の配筋図 を図-3 にそれぞれ示す. 橋台は, 横幅 9700mm, 奥行き 6500mm, 高さ 10000mm で橋台躯体, 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した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.次に、変位制限ブロックのモデルを図-4に、 変位制限ブロックの配筋図を図-5にそれぞれ示す.変 位制限ブロックの詳細な設計図が無かったため、橋台の 設計図から変位制限ブロックの鉄筋配置関係を設定した. そのため、解析の都合上、この変位制限ブロックは、橋 台の主鉄筋の配置やウイング部を元に決めた要素分割に 依存しているため, 要素分割が等間隔にはなっていない. 変位制限ブロックに用いたコンクリート、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²,今回 の変位制限ブロックの解析モデルの設計に対しては材料 強度に対して安全率を考慮しないものとした.表-1に





図-8 鉄筋の構成則



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(1)により 算出した³.

$$\sigma_{bt} = 0.23\sigma_{ck}^{\frac{2}{3}} \tag{1}$$

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

変位制限ブロックの断面と鉄筋本数については、対象 とした橋台に変位制限ブロックを設置する場合の設計地 震力と変位制限ブロックの耐力がほぼ等しくなるように 設定した.ここで、設計地震力 H_s は2002年道路橋示方 書⁴の式(2)より、2010kNとした.

$$H_s = 3k_h R_d \tag{2}$$



図-10 変位制限ブロックの荷重と変位の関係



図-11 (a) せん断ひび割れ開始(荷重:603kN)



表-2 各イベント時における荷重

	荷重(kN)
橋台本体のせん断ひび割れ	603
橋台側面のひび割れ	1608
変位制限ブロックの圧縮破壊	1809
変位制限ブロック主鉄筋の降伏	2211



(b) 側面にひび割れ発生(荷重:1608kN)



図-12 せん断応力分布図(荷重: 2200kN)

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 は震度法に用いる設計水平震度(0.25)、 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秒として求めた.設計地震力より、 変位制限ブロックの寸法は、横幅1350nm、奥行き 750nm、高さ300nmとした.また、変位制限ブロックに 用いた鉄筋は、鉄筋径が25.4nm(D25)、長さ80cmであり、 橋台からの深さは50cmまでとし、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、まず始めにコン クリートの圧縮については、修正 Ahmad モデル³を用い た.図-6 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⁹を用いた.図-7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 条件式を満たすバイリニア型モデルとした.図-8に鉄 筋の構成則を示す.

次に、図-9に荷重載荷位置を示す.図に示してある ように、橋軸直角方向に対して、変位制限ブロックの上 部4点に集中荷重を与えている.また、荷重は、漸増的 に載荷している.

3. 静的載荷解析結果

(1) 変位制限ブロックの荷重と変位の関係

解析結果について、荷重と変位制限ブロックの変位の 関係を図-10に示す.また、変位制限ブロックと橋台の 各イベントについて表-2に示す.変位制限ブロックの 荷重と変位の関係から荷重が約2400kNで剛性が大きく 変化していることがわかる.表-2の結果と比較すると、 変位制限ブロックの主鉄筋が降伏したことにより剛性が 大きく変化したと考えられる.変位制限ブロックの主鉄 筋降伏時の荷重(2211kN)は、設計荷重(2010kN)と ほぼ同じであり、橋桁重量(5360kN)の0.413倍となる. 本解析では前述したとおり、変位制限ブロックの設計の 際に材料強度の安全率を考慮していないため、設計荷重 と主鉄筋降伏時の荷重がほぼ同じとなった.

(2) 変位制限ブロック及び橋台の損傷状況

橋台の損傷状況について、せん断ひび割れ開始時、側 面にひび割れ発生時、鉄筋降伏時における橋台のひび割 れ図を図-11にそれぞれ示す.なお、図中の黄色で示し た箇所は、圧縮破壊した場所を表している.荷重が 603kN時に橋台に変位制限ブロックから約 200mm離れ た箇所にひび割れが発生した. これは、実際の橋台にお ける損傷被害でもほぼ同様であることが確認されており, 実際の損傷形態を解析で再現できているといえる.次に, 荷重が1608kNの時,橋台側面にひび割れが発生した. その後、荷重を2200kNまで増加させると、橋台に生じ ているせん断ひび割れが変位制限ブロック下部に広がる ことが確認された.また、荷重が1809kNで変位制限ブ ロックに圧縮破壊が生じた.荷重を載荷した箇所に集中 して 圧縮破壊が生じており、載荷点以外での 圧縮破壊は 確認されなかった.これは、実際の橋梁では、上部構造 が分布荷重として変位制限ブロックに作用するのに対し て、本解析では、変位制限ブロックの4点に集中荷重を 与えていることが原因と考えられる.現状の変位制限ブ ロックのモデル化は、橋台の要素分割に依存しているた め、今後、より詳細な要素分割が必要であると考えられ る.

(3) せん断応力分布図

変位制限ブロックと橋台における最大せん断応力(r_g) 分布図を図-12に示す。図中の値は、荷重が2200kN時 の値を示している.せん断応力の正負の値は、図中の座 標軸に従うものとする.図-12のひび割れ図と比較する と、せん断ひび割れが生じている部分に集中してせん断 応力が発生していることが分かる.せん断ひび割れが生 じていない箇所については、せん断応力は微小であるこ とが分かった.応力が生じていない箇所は、本解析にお ける解析結果に影響は無いと考えられ、応力が0N/mm² の要素を取り除き、変位制限ブロックと橋台の損傷状況 の結果も踏まえて、要素を再分割する必要があると考え られる.

4. 結論

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、荷重と変位制限ブロックの変位の関 係、変位制限ブロックと橋台本体の損傷形態に着目して 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.

(1) 荷重と変位制限ブロックの変位の関係について、変 位制限ブロックの主鉄筋の降伏により、荷重が約 2400kNの時、剛性が大きく変化した.

(2) 橋台の損傷状況について、荷重が 603kN の時にせん 断ひび割れが発生した.設計地震力 2200kN まで荷重を 増加させると、橋台に生じたせん断ひび割れが変位制限 ブロック下部に広がることが確認できた.これらの損傷 状況は、実際の橋台の損傷事例とほぼ等しく、解析で再 現することができた.

(3) せん断応力分布図について、せん断応力は、せん 断ひび割れが生じている部分に集中して発生しているこ とが分かった.

本解析では変位制限ブロックの形状が1通り, すなわ ち高さを 300mm 固定で行っているため種々の大きさの 変位制限ブロックでの検討が必要である.

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)
- (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, pp.68-76, 2002.
- (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.
- (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.

- 5) 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
- 6) 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.107-120,1987.9

(2016.9.2受付)

DAMAGE SIMULATION ANALYSIS ON THE ABUTMENT DUE TO THE COLLISION BETWEEN SUPERSTRUCTURE AND EXCESSIVE DISPLACEMENT STOPPER

Yukihide KAJITA, Yusuke ASAHIRO

The purpose of this study is to reveal the relation between yield strength of the excessive displacement stopper and the load that shear cracks occur on the abutment. Especially, the relation of load and displacement and damage form are focused on. From the analytical result, stiffness changes radically when the load is 2400kN because reinforcing bar of displacement restriction structure is yield. Secondary, the shear cracks on theabutment when the load is 603kN. As the load increases, the shear cracks spread out lower part of displacement restriction structure. This result is the same about damage form of the real abutment. Finally, it reveals that the shear stress is occur above the shear cracks.