設計地震力の違いによる変位制限構造の 損傷形態に関する基礎的検討

梶田 幸秀1・朝庸 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、2016年熊本地震で確認された橋軸直角方向用の変位制限構造および橋台躯体の損傷形態に着目し、実橋台を用いた準静的載荷解析を行った。変位制限構造の設計年度で設計荷重が異なるため、異なる設計荷重により設計された変位制限構造ならびに同一の設計荷重において構造寸法の異なる変位制限構造をモデル化し数値解析を実施した。その結果、設計荷重が小さくても、橋台躯体にせん断ひび割れが発生することが確認でき、また、変位制限構造に損傷を集中させたい場合は、変位制限構造の高さ方向の寸法を大きくする必要があると考えられることが分かった。

Key Words: Design seismic load, Yield strength, Abutment, Damage form,

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 りにおいて、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改訂された。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数多く見られ、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報告されている 2.

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、

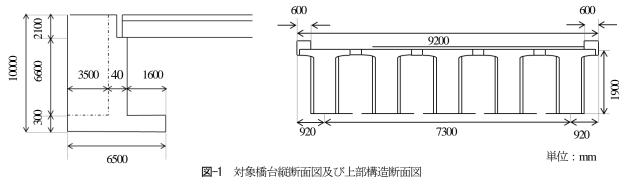


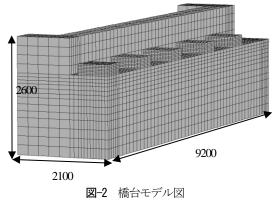
(a) 桑鶴大橋 A2 側



(b) 南阿蘇橋 A1 側

写真-1 変位制限構造の被災事例





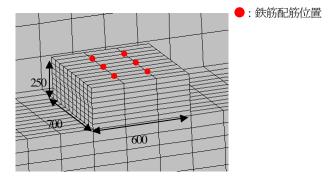


図-3 変位制限ブロックのモデル図

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、変位制限構造に変位制御による準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するとともに、変位制限構造と橋台躯体の損傷形態、断面力分布について考察を行うことを目的とする。また、現行と昔の設計基準による数値モデルを用意し、変位制限ブロックと橋台躯体の損傷形態の考察を行った。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。

2. 静的載荷解析の概要

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 FINAL³を用いて行った。解析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 に変位制限ブロックを設置することができる場所に設け ることとした. 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載荷した際に解析モデルの 端部では、ほとんどひび割れやひずみは発生しておらず、 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.

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 4の式(1)より、2010kN となる

$$H_s = 3k_h R_d \tag{1}$$

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 Π 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解析モデルを図-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

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⁵.

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

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。

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⁶(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および せん断耐力は表-2 に示すとおりである.なお,許容応 力度や割増し係数を考慮せず,表-1 のとおりコンクリ 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が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

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	N/mm ²		N/mm ²	N/mm ²
ĺ	鉄筋	2.0×10^{5}	0.2	345	
ĺ	コンクリート	2.8×10^4	0.3	24	1.9

表-2 断面計算による降伏モーメントとせん断耐力

	設計	解析
降伏モーメント	109kN • m	178kN • m
せん断耐力	509kN	618kN

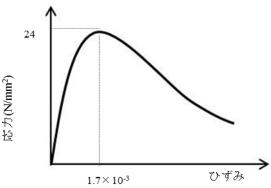


図-4 圧縮応力-圧縮ひずみ曲線(修正 Ahmad モデル)

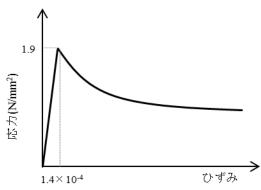


図-5 引張応力-引張ひずみ曲線(出雲モデル)

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、上部構造は一方向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強制 変位を与え、荷重 1step あたり 0.05mm ずつ漸増させた. 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.

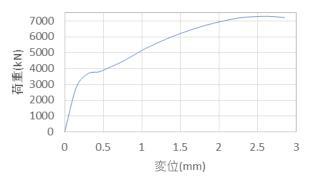
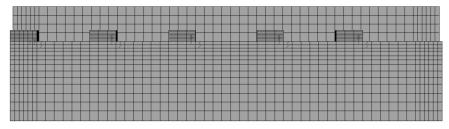
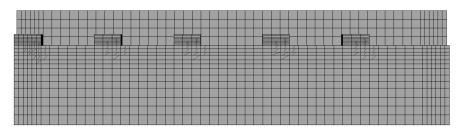


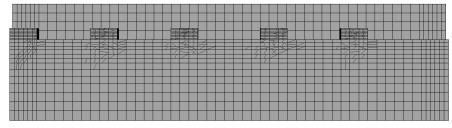
図-6 変位制限ブロックの荷重と変位の関係



(a) 橋台躯体にせん断ひび割れ発生時(838kN)



(b) 設計地震力時(2010kN)



(c) 変位制限ブロックの主鉄筋降伏時(3798kN)

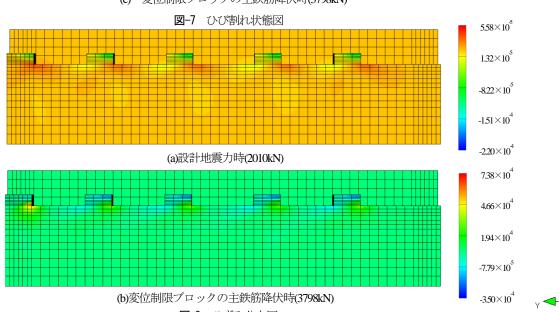


図-8 ひずみ分布図

本研究で用いた材料構成則について、まず、コンクリートの圧縮特性については、修正 Ahmad モデル⁷⁾を用いた。**図ー4**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⁸⁾を用いた。**図ー5**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。

3. 準静的載荷解析結果

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-6に示す。グラフ中の荷重は、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。変位制限ブロックの荷重と変位の関係から荷重が約3800kNで剛性が大きく変化していることがわかる。これは荷重が3798kNの時に変位制限ブロックの主鉄筋が降伏しており、そのため剛性が大きく変化したと考えられる。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、変位制限ブロックの主鉄筋降伏時の荷重(3798kN)は、設計荷重(2010kN)の1.89倍であり、実際の材料強度による断面計算結果とほぼ同じになることがわかる。

橋台の損傷状況について, 橋台躯体にせん断ひび割れ 発生時, 設計地震力 (2010kN) 時, 変位制限ブロック の主鉄筋降伏時におけるひび割れ図を図-7にそれぞれ 示す. 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. 図-7 の(a)より変位制限ブロックに損傷が生じる前に橋台躯体 にせん断ひび割れが発生していることがわかる. 図-7 の(b)より設計地震力(2010kN)が作用した場合,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には圧縮破壊等の損傷は みられなかった. 図-7の(c)の変位制限ブロックの主鉄 筋が降伏した場合では、橋台躯体の損傷だけでなく、変 位制限ブロック本体に生じたひび割れ増加していること がわかる. また, 荷重は変位制御による解析を実施して いるため、各変位制限ブロックの損傷形態はほぼ同様と なっている.

続いて、図-8 に設計地震力時と変位制限ブロックの主鉄筋が降伏した時の τ_{xy} 方向のひずみを示す。変位制限ブロック下部にひずみが生じていることがわかる。図-7 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せん断ひずみ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。

以上より,変位制御による準静的載荷解析を行い,設

計地震力が作用した場合には、橋台躯体にせん断ひび割れが確認でき、変位制限ブロック本体はほとんど損傷せず、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りうることが確認できた。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生じたが、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主鉄筋降伏時の荷重と設計地震力を比較すると、設計地震力より1.89倍大きくなった。さらに、5つの変位制限ブロックに等しく強制変位を与えているため、損傷形態は5つの変位制限ブロックでほぼ同様となった。

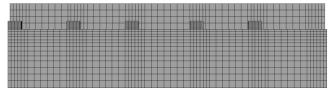
4. 1980 年当時の設計基準による静的載荷解析

次に、1980年に発刊された道路橋示方書⁹を用いて変位制限ブロックの設計を行った.変位制限ブロックの設計を行う上で、2002年道路橋示方書と比較すると、設計水平震度と設計地震力の算出方法が異なっている. 1980年道路橋示方書による設計水平震度及び設計地震力を式(3)、式(4)にそれぞれ示す.

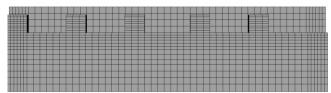
$$k_h = \nu_1 \nu_2 \nu_3 k_0 \tag{3}$$

$$H_R = 2.0k_h R_d \tag{4}$$

ここで、 k_h は設計水平震度、 ν_1 は地域別補正係数(1.0)、 ν_2 は地盤別補正係数(1.0), ν_3 は重要度別補正係数(1.0), k_0 は標準設計水平震度(0.2), R_d は死荷重による鉛直反 力(2680kN)である. 式(3)、式(4)より設計地震力は1072kN となり、2002年道路橋示方書による設計地震力 2010kN と比較すると約半分に低減される. 解析モデルについて は2002年の道路橋示方書による結果と比較を行うため に、橋台の構造は同様とし、変位制限ブロックの寸法に ついては、断面積を350mm×400mm高さ250mmとした モデル1と断面積を700mm×600mm 高さ544mm とした モデル2を用意した. モデル1は2002年の変位制限ブ ロックと高さが同じで、設計地震力が半分に低減されて いるため、その分、設置面積を小さくしたモデルとなっ ている. モデル2は設置面積が2002年のモデルと同じ で設計時地震力が小さい分、変位制限ブロックの高さを 高くしたモデルとなっており、2002年道路橋示方書で 設計を行った解析結果との比較を行った. 変位制限ブロ ックのモデル図を図-9に示す. なお、鉄筋の配筋箇所 については、モデル 1、モデル 2 共には橋軸方向に 3 本、 直角方向に2本の計6本配筋し、2002年のモデルと同様 とした. また、材料物性値、材料構成則は第2章の値を 用いるものとした.表一3に断面計算の結果を示す.モ デル2は前掲の2002年基準のモデルと同一断面のため 降伏モーメントは表-2に示す通りである. 荷重条件は



(a)モデル1



(b)モデル2

図-9 解析モデル

表-3 断面計算によるモデル1の降伏モーメントと せん断耐力

	設計	解析
降伏モーメント	55kN • m	106kN • m
せん断耐力	339kN	403kN

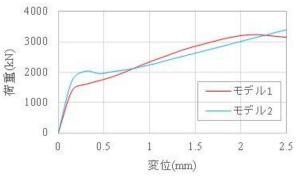
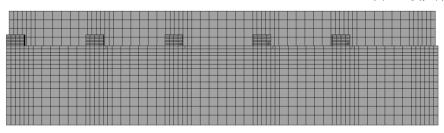
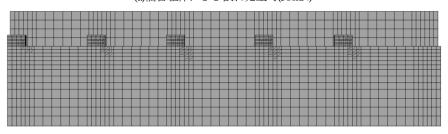


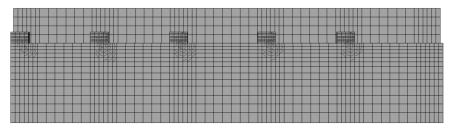
図-10 変位制限ブロックの荷重と変位の関係



(a)橋台躯体にひび割れ発生時(560kN)



(b) 設計地震力時(1072kN)



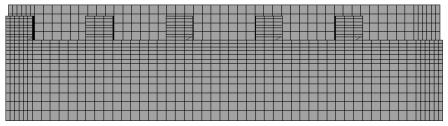
(c)変位制限ブロックの主鉄筋降伏時(1601kN)

図-11 モデル1におけるひび割れ状態図

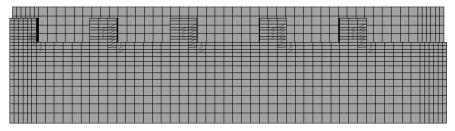
橋軸直角方向に対して、変位制限ブロックの頂部の各節 点に強制変位を与え、荷重は漸増的に載荷している.

静的載荷解析結果について、図-10 に変位制限ブロックの荷重と変位の関係、図-11 にモデル1の橋台躯体及び変位制限ブロックのひび割れ図、同様に図-12 にモデル2橋台躯体及び変位制限ブロックのひび割れ図をそれぞれ示す。モデル1では1601kN(設計地震力の1.49倍)、モデル2では2021kN(設計地震力の1.89倍)で変位制限ブロックの主鉄筋が降伏した。そのため、荷重と変位の関

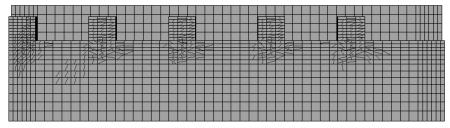
係では1500から2000kN付近で剛性が大きく変化している。また、図-11のひび割れ図より、変位制限ブロックの高さの寸法を2002年道路橋示方書によるモデルと同様としたモデル1では2002年道路橋示方書によるモデルと損傷形態は設計地震力時までは、ほぼ同様であり変位制限ブロックが損傷する前に橋台躯体にせん断ひび割れが生じたが、荷重が増加するにつれて、2002年道路橋示方書によるモデルよりも変位制限ブロック本体の損傷が大きくなっている。また、図-12のひび割れ図より、



(a)変位制限ブロックにひび割れ発生時



(b) 設計地震力時(1072kN)



(c)変位制限ブロックの主鉄筋降伏時(2021kN)

図-12 モデル2におけるひび割れ状態図

2002年道路橋示方書によるモデル及びモデル1とは異なり、橋台躯体にせん断ひび割れが生じる前に変位制限ブロックにひび割れが発生していることがわかる。また、変位制限ブロックの主鉄筋が降伏した時のひび割れ図では、2002年道路橋示方書によるモデルと比較すると、モデル1と同様に変位制限ブロック本体の損傷が大きいことがわかる。

変位制限ブロックにおいて、設計地震力に合わせ設置 面積が小さく、変位制限ブロックの高さが低い場合、変 位制限ブロックよりも橋台躯体へのひび割れの進行がは やまる可能性があることがわかった. つまり、橋台躯体 よりも変位制限ブロックを先に損傷させるためには、あ る程度の設置面積を確保し、変位制限ブロックの高さを 高くして、変位制限ブロックが曲げに対して破壊するよ うな変位制限ブロックを設計する必要があると推察され る.

5. 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、橋台躯体と変位制限ブロックの損傷形態に着目して変位制御による準静的載荷解析を実施し、考察を行った.本解析で得られた結果を以下に示す.

-) 2002年道路橋示方書による変位制限ブロックのモデルでは、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にせん断ひび割れが発生した。また、変位制限ブロックの鉄筋降伏は荷重が3798kNの時に生じ、設計地震力(2010kN)と比較すると、1.89倍の耐力があり、橋桁重量(5360kN)の0.709倍となる。5つの変位制限ブロックは今回、変位制御により荷重を載荷しているため、損傷形態はほぼ同様となり、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、橋台躯体のせん断ひび割れが先行することが確認できた。
- (2) 変位制限ブロックの設計時において、変位制限ブロックの設計耐力を小さく設計するほど、変位制限ブロックに作用する荷重が増加した際に生じる変位制限ブロックの損傷が大きくなる。また、橋台躯体にせん断ひび割れが生じる前に変位制限ブロックが壊れるためには、変位制限ブロックの高さ方向の寸法を大きくする必要があることが推察される。

謝辞:本研究は一般社団法人九州地域づくり協会より研究等助成事業を受けたものです.

参考文献

- (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V耐震 設計編,pp.218-219,1996
- 2) 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 2017年8月1日)
- 3) 株式会社大林組: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/tec h_d061(参照 2017 年 8 月 1 日)
- 4) (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) (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.

- 6) (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.
- 7) 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
- 8) 出雲淳一, 島弘, 岡村甫: 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
- 9) (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V耐震 設計編, pp.24, p.55, 1980.

(2017.9.1 受付)

DAMAGE SIMULATION ANALYSIS ON STRUCTURE LIMITING EXCESSIVE DISPLACEMENT BY THE DIFFERENT DESIGN SEISMIC LOADS

Yukihide KAJITA, Yusuke ASAHIRO

The purpose of this study is to reveal the relation between yield strength of structure limiting excessive displacement and the load that shear cracks occur on the abutment. Especially, the relation of design seismic load and damage form are focused on. From the analytical result, stiffness changes radically when the load is 3798kN because reinforcing bar of displacement restriction structure is yield. Secondary, as the seismic load is decrease, the shear cracks are increase in the excessive displacement stopper. Finally, it would be necessary to increase the height of structure limiting excessive displacement in order to damage to structure limiting excessive displacement before the shear cracks occur in the abutment.