断層近傍上下方向地震動による変動軸カ下の RC橋脚の耐震性に関する実験的研究

松崎 裕1・熊谷 祐二2・川島 一彦3

¹東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻助教(〒152-8552東京都目黒区大岡山2-12-1) E-mail:matsuzaki.h.aa@m.titech.ac.jp

²東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻(〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1) (現 八千代エンジニヤリング(株) 総合事業本部 構造・橋梁部(〒161-8575 東京都新宿区西落合2-18-12)) E-mail:yj-kumagai@yachiyo-eng.co.jp

3東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻教授(〒152-8552東京都目黒区大岡山2-12-1)

E-mail:kawashima.k.ae@m.titech.ac.jp

近年の強震観測網の充実により、断層近傍において短周期成分が卓越した大加速度振幅の上下方向地震動が観測されてきている. ラーメン橋脚における水平振動に伴うそれと同位相の変動軸力とは異なり、こうした上下方向地震動により、単柱式橋脚であっても橋梁の上下方向の固有周期に対応した短周期かつ大振幅の変動軸力が橋脚に作用することとなる. そこで、本研究では、そうした変動軸力がRC橋脚の耐震性に及ぼす影響を実験的に解明するべく、静的正負交番繰返載荷実験に基づいて検討した. その結果、短周期かつ引張を含む変動軸力の作用により、軸方向鉄筋座屈後におけるコアコンクリートの損傷進展が著しく、最大引張軸力が大きいほど、その損傷領域が大きいことなどが明らかとなった.

Key Words : Vertical Ground Motion, RC Bridge Column, Varying Axial Force, Cyclic Loading Experiment

1. はじめに

地震動の上下方向成分は水平方向成分に比べて小 さく, また橋梁の地震応答は水平方向の振動モード が卓越することから,従来,我が国の耐震設計基準 では、上下方向地震動が橋梁の地震応答に及ぼす影 響は重要視されてこなかった.一方で,1994年 Northridge地震Arleta記録や、2008年岩手・宮城内陸 地震KiK-net一関西記録(以降,一関西記録と呼ぶ) などのように, 強震観測網の充実により, 断層近傍 において,水平方向地震動に比べて最大加速度が大 きく, 短周期成分が卓越した上下方向地震動が国内 外で観測されてきている.一関西記録について, Aoi et al.¹⁾は地盤のトランポリン効果によって上下 方向地震動が増幅されたものだとし、大町ら²⁾は観 測小屋のロッキング振動によって過大な加速度が観 測された可能性を指摘している.このように、観測 された地震動の発生メカニズムや特性に関しては 様々な議論がなされているが、断層近傍においては, 短周期成分が減衰してしまう断層から遠方とは異な り、短周期かつ大振幅の上下方向地震動が構造物に 作用するのは事実である. 耐震設計の観点からは, こうした断層近傍上下方向地震動が橋梁の耐震性に

及ぼす影響を明らかにしておくことが重要である.

こうした変動軸力がRC橋脚の耐震性に及ぼす影 響に関する実験的研究として、堺・川島³は、ラー メン橋脚の柱部材を対象に、水平変位の変動と同位 相で生じる引張を含む変動軸力がRC橋脚の変形性 能に及ぼす影響を検討している.また、Kim et al.4) は、水平方向地震動と上下方向地震動を同時入力し たハイブリッド載荷実験を行っているが、入力して いる上下方向地震動の最大加速度は0.6g程度であり、 概ね圧縮の範囲内の変動軸力作用下での載荷実験と なっている.一方,解析的研究として,松崎・川島⁵⁾ は、一関西記録を用いた桁橋の動的解析を行い、橋 梁の上下方向の固有周期に対応した短周期成分が卓 越した上下方向地震動が作用した場合、自重による 圧縮力の大きさに匹敵する程の引張力を含む大振幅 の変動軸力が橋脚基部に生じることを明らかにして いる. Kim et al.⁶は、強い上下方向地震動の作用下 では、RC橋脚基部にせん断変形が生じることを考 慮する必要があり、曲げとせん断の連成を考慮した 地震応答解析を行うことで,履歴復元力特性をよく 再現できることを示している.このように、変動軸 力を受けるRC橋脚の耐震性に関する研究は実験と 解析の両観点から行われてきているが、一関西記録

のように水平変位の変動に比べて短周期かつ大振幅 の変動軸力をもたらす上下方向地震動がRC橋脚の 耐震性に及ぼす影響は実験事実として解明されてい ない.

そこで、本研究では、断層近傍の短周期成分が卓 越した上下方向地震動により生じる引張力を含む短 周期かつ大振幅の変動軸力がRC橋脚の耐震性に及 ぼす影響について静的正負交番繰返載荷実験に基づ いて解明することを目的とする.

2. 実験供試体および載荷・計測方法

(1) 実験供試体の諸元

水平変位の変動と同位相で変動軸力を与えた堺・ 川島³⁾の実験結果と比較するべく,図-1に示すよう に、それらと同一寸法および同一配筋の2体の単柱 式RC橋脚模型を用いて載荷実験を行った.後述す るように、2体の供試体の水平方向載荷履歴は同一 であり、変動軸力の与え方のみが異なる.

供試体は400mm×400mmの正方形断面であり、橋 脚基部から頂部までの高さは1750mm,橋脚基部か ら水平力載荷点までの高さは1350mm, せん断支間 比は3.75である. 軸方向鉄筋にはD13-SD295(降伏 強度374N/mm²)を20本配置し、軸方向鉄筋比は 1.58% である. 帯鉄筋は D6-SD295(降伏強度 375N/mm²)を50mm間隔で配置しており、横拘束筋 体積比は0.79%となる.帯鉄筋の定着長は100mmと し、135度曲がりフックを用いた、コンクリートの 設計基準強度は24N/mm²とした.載荷実験実施時の 材料試験により得られたコンクリート圧縮強度は 24.7N/mm²である. 上部構造の自重による圧縮力作 用下での供試体の道路橋示方書")に基づく地震時保 有水平耐力は119kNであるのに対し,静的荷重に対 するせん断耐力は215kNと、曲げ破壊型となるよう に設計されている.

(2) 載荷方法

供試体に作用させる変動軸力の振幅と、水平変位 変動の1サイクル当たりの変動軸力のサイクル数を 決定するに当たり、実験供試体と相似な実大規模橋 脚を想定し、道路橋示方書ⁿに従って設計した 3m×3mの矩形断面で橋脚高さ10mのRC橋脚を対象 として、入力地震動を一関西記録とした動的解析を 行った.断面形状に加えて、軸方向鉄筋比は1.53%, 横拘束筋体積比は0.78%と図-1の橋脚模型とほぼ等 しく、死荷重反力による橋脚基部の圧縮応力は同様 に1N/mm²となっている.図-2にその結果得られた 橋脚基部における軸力の時刻歴を示すが、引張 1N/mm²~圧縮3N/mm²の変動軸力が繰返し作用し、 その変動軸力の振動数は橋軸方向水平変位の振動数 の10倍であった.

そこで、本研究では、水平変位変動の1サイクル 当たり10サイクルの引張1N/mm²~圧縮3N/mm²の範 囲での変動軸力を基本とし、最大引張力の大きさが



RC橋脚の耐震性に及ぼす影響を検討するため、変 動軸力のサイクル数は変えずに、軸力の変動幅を引 張2N/mm²~圧縮3N/mm²とした場合も検討すること とした.以下、引張1N/mm²~圧縮3N/mm²の変動軸 力を与える載荷条件をCase 1、引張2N/mm²~圧縮 3N/mm²の変動軸力を与える載荷条件をCase 2と呼ぶ.

Case 1およびCase 2のいずれの載荷条件も,図-3 に示すように、同一変位振幅における水平変位の繰 返回数は3回とし、水平変位変動の1サイクルの間に 変動軸力が10サイクル生じるような載荷条件である.

	Case 1	Case 2	Case 3 ³⁾	Case 4 ³⁾
水平変位の変動1サイクル当たりの変動軸力の回数	10		_	1
変動軸力により導入される応力の範囲(N/mm ²)	引張1.0~ 圧縮2.8	引張2.0~ 圧縮2.9	圧縮3.0	引張1.0~ 圧縮2.7
コンクリート圧縮強度(N/mm ²)	24.7		23.0	
軸方向鉄筋の降伏強度(N/mm ²)	374			
軸方向鉄筋比(%)	1.58			
帯鉄筋の降伏強度(N/mm ²)	375		363	
横拘束筋体積比(%)	0.79			









図-5 ワイヤーの伸びに関する幾何学的条件

以下,水平加振機で押す側(W面方向への変位)を正 載荷側,引張る側(E面方向への変位)を負載荷側と 呼ぶ.なお,本実験は水平一方向の静的正負交番繰 返載荷実験であるが,橋脚基部の損傷進展に伴い, 橋脚が載荷直角方向に傾斜することを防ぐため,載 荷直角方向にも加振機を取り付けた.比較対象であ る堺・川島³⁾による一定圧縮軸力3N/mm²の載荷条件 であるCase 3と,水平変位変動の1サイクル当たり 同位相で引張1N/mm²~圧縮3N/mm²の変動軸力を1 サイクル与える載荷条件であるCase 4を含めて, Case 1~Case 4の載荷条件を表-1にまとめて示す. なお,表-1に示すように,加振機の特性から,最大 圧縮応力は3N/mm²には達していない.

(3) 橋脚基部1D区間の載荷方向水平変位の計測方法

引張力を含む変動軸力下では、塑性ヒンジ部にせん断変形が生じることが指摘されているため^{3), 0}, 本実験では、載荷直角面においてフーチング表面と フーチング表面から上方に1Dの位置との間の相対 水平変位を図-4のようにワイヤー式変位計を用いて 計測した.計測区間を1Dとしたのは、せん断変形 が主に生じる塑性ヒンジ区間を0.5D程度と想定し、 かぶりコンクリートの剥落の影響を受けない高さに、 ワイヤー取り付けのためのL字型プレートを設置し たためである.

図-5に示すワイヤーの伸びに関する幾何学的な条件より,水平変位Δ*x*は式(1)のように算定される.

$$\Delta x = (L_v + \Delta L_v) \cos \theta \tag{1}$$

ここに、 L_v は鉛直方向に張られたワイヤーの元の長 さであり、 ΔL_v は橋脚の変形に伴う同ワイヤーの伸 びである.また、 θ は図-5のように、橋脚の変形後 に鉛直方向に張られたワイヤーが水平方向となす角 度であり、幾何学的な関係より、余弦定理に基づき、 式(2)の関係式が成立する.

$$\cos\theta = \frac{(L_v + \Delta L_v)^2 + {L_h}^2 - (L_s + \Delta L_s)^2}{2(L_v + \Delta L_v)L_h}$$
(2)

ここに、 L_h はワイヤーを水平方向から鉛直方向ある いは斜め方向に変曲させるために設置された2つの ボルト間の距離であり、 L_s は斜め方向に張られたワ イヤーの元の長さ、 ΔL_s は同ワイヤーの橋脚の変形 に伴う伸びである.

以上の水平変位 Δx には,式(3)で算定されるよう に,フーチングからの軸方向鉄筋の抜け出しに伴う 橋脚基部の回転角 ϕ による水平変位 Δx_b が含まれる. フーチングからの軸方向鉄筋の抜け出し量は橋脚基 部に設置された変位計によって計測された値より求 める.

$$\Delta x_b = w\phi \tag{3}$$

ここに、wは橋脚の幅(400mm)である.

従って、フーチングからの軸方向鉄筋の抜け出し に伴う水平変位 Δx_b を除去した塑性ヒンジ区間の水 平変位 Δx_s は式(4)のように算定される.

$$\Delta x_s = \Delta x - \Delta x_b \tag{4}$$

3. 短周期かつ大振幅の変動軸力がRC橋脚の 耐震性に及ぼす影響

(1) 損傷状況

載荷条件Case 1, Case 2ともに、ドリフト1.0%載 荷時において、最初に水平変位により引張側となる E面のフーチング表面から150mmおよび300mmの高 さに曲げひび割れが発生した. その後、載荷の進展





(b) Case 2
写真-1 E 面のかぶりコンクリート除去後の損傷状況
□コンクリートの損傷領域
● 座屈した軸方向鉄筋
E していたいでは、
(a) Case 1
(b) Case 2
(b) Case 2
図-6 ドリフト 5.5%載荷後の橋脚基部の損傷状況

に伴い、最終的にそれらのひび割れが全周に進展し た. Case 1とCase 2のひび割れ状況の相違点は, Case 1ではフーチング表面から高さ600mmまでの区 間にひび割れが観察された一方で、Case 2では同 800mmまでの区間にひび割れが観察された点である. これは, Case 2では最大引張軸力がCase 1の2倍の 2N/mm²と大きかったためである.いずれの載荷条 件においても、ドリフト4.0%の負載荷時には、最 大水平変位を迎える前の段階で、フーチング表面か ら150mmの高さを腹としてE面の軸方向鉄筋が面外 に座屈するとともに、かぶりコンクリートが押し出 されるように剥離し、ドリフト4.5%載荷においてE 面のかぶりコンクリートが剥落した.軸方向鉄筋の 座屈発生後は, 塑性ヒンジ部がせん断変形をしなが ら, 引張軸力から圧縮軸力への変動の際に橋脚基部 のコアコンクリートの未損傷部分が繰り返し押しつ ぶされ、コアコンクリートの圧壊が急激に進展した.

コアコンクリートの損傷に伴って履歴復元力が急激に低下したため最終載荷としたドリフト5.5%載荷終了後において,E面を撮影した**写真-1**および図-6に示すように,コアコンクリートの損傷が最も大きかったのは最初に引張を受けるE面であり,最大



引張力が大きいCase 2の方がCase 1よりも大きくコ アコンクリートが損傷していた.また,図-6に示す ように,Case 1では20本中18本の軸方向鉄筋が座屈 し,Case 2では全数の軸方向鉄筋が座屈した.破断 した軸方向鉄筋は、いずれの載荷条件でも、SE方 向の隅角部に位置する軸方向鉄筋1本であった.

(2) 水平荷重-水平変位の履歴

Case 1およびCase 2の水平荷重-水平変位の履歴 を図-7に示す.水平変位の変動1サイクルの間に10 回の変動軸力が生じているため,変動軸力に応じて 水平荷重が変化するような履歴を示している.なお, Case 2におけるドリフト5.5%載荷の2サイクル目以 降は損傷が急激に進展した影響で,所定の変位では 制御できていない.変動軸力下での曲げの履歴復元 力特性を詳しく見るために,ドリフト3.5%載荷の1 サイクル目の水平荷重-水平変位の履歴および橋脚 基部における曲げモーメントー軸力の履歴をそれぞ れ図-8および図-9に示す.図-8および図-9における A~Fの各点はそれぞれ対応している.

図-8のA点で最大圧縮軸力を迎えた後,B点で最 大引張軸力となることで復元力が低下し,その後, 再度,最大圧縮軸力を迎えるC点に至るまでの経路 では,M-N相互図の包絡線上を移動している様子が 図-9から分かる.3N/mm²程度の圧縮応力が作用し ている図-8 (a)および(b)でのA点での復元力はCase 1 とCase 2において,それぞれ146kNと150kNである











が、図-8 (a)のB点に対応する引張応力1N/mm²作用 時には102kNと70.2%まで低下し、図-8 (a)のB点に 対応する引張応力2N/mm²作用時には81.8kNと54.5% まで低下している.このように、作用軸力に応じて 曲げの履歴復元力は大きく変化しているが、図-9か らも明らかなように、この変動軸力の範囲では、軸 力の大きさに応じて曲げの履歴復元力の大きさはほ ぼ線形の関係で変化している.

(3) 履歴吸収エネルギー

各ドリフトの1サイクル目における履歴吸収エネ ルギーの累積値を図-10に示す.ドリフト3.5%載荷 時に着目すると、一定圧縮軸力条件であるCase 3に おける履歴吸収エネルギー32.0kN·mを基準として、 Case 1ではその79.1%の25.3kN·m, Case 2ではその 73.8%の23.6kN·m, Case 4ではその89.4%の28.6kN·m



まで低下している. Case 1とCase 4の相違は水平変 位の変動1サイクル当たりの変動軸力のサイクル数 の影響であり,図-8の水平荷重-水平変位の関係に 示すように,特に引張力を受ける際に曲げの履歴復 元力が大きく低下することと,変動軸力の回数が多



図-13 フーチング表面から 75mm 上方の E面における軸方向鉄筋のひずみ

いほど,繰返し大きなひずみを受けるため,コアコ ンクリートの損傷が進展し,履歴吸収エネルギーが 小さくなっていることが確認される.また,Case 1 とCase 2の相違は引張力の大きさであるが,Case 2 の方が最大引張軸力が大きく,対応する曲げの履歴 復元力が小さいことから,履歴吸収エネルギーがよ り低下していることが分かる.

(4) 橋脚基部1D区間の水平変位

軸方向鉄筋の抜け出しの影響を式(4)により除去 して評価した橋脚基部1D区間の水平変位を図-11に 示す.ドリフト3.5%載荷までは、ドリフトの大き さに応じて、橋脚基部1D区間の水平変位は基線に 対する対称性を保ちながら増加しているが、軸方向 鉄筋の座屈が生じたドリフト4.0%以降では、ドリ フトの増加に対する橋脚基部1D区間の水平変位の 増加および基線に対する非対称性が顕著となってい る.これは、目視でも認められたように、軸方向鉄 筋の座屈が生じたドリフト4.0%以降はコアコンク リートの損傷が著しく進展し、集中的に損傷した方 向へのせん断変形が卓越したことを示している.

(5) RC橋脚上端の上下方向変位

フーチング表面に対するRC橋脚上端の上下方向 変位を図-12に示す.なお,上下方向変位の基準点 は軸力を作用させる前としている.図-12より、同 ードリフトでの上下方向変位振幅は変動軸力の変動 幅の大きいCase 2の方が大きいが、共通して軸方向 鉄筋の座屈が生じたドリフト4.0%載荷までは、フ ーチングからの軸方向鉄筋の抜け出しの影響により, 徐々に鉛直上方向へと橋脚上端が変位していること, 軸方向鉄筋の座屈発生後は、逆に橋脚上端が沈み込 むように変位していることが分かる.これは、前記 したように、軸方向鉄筋の座屈発生後、塑性ヒンジ 部におけるコアコンクリートの未損傷部分が変動軸 力下で繰り返し押しつぶされ、コアコンクリートの 断面減少に伴い, コアコンクリートが未損傷の場合 に比べて同一の作用軸力において下方へと変位した ためであると考えられる.

なお、特に図-12 (b)のドリフト5.0%載荷時には 14mmであった上下方向変位の振幅が、ドリフト 5.5%載荷時には28mmと、ドリフト0.5%載荷時にお ける7mmの4倍程度まで急激に大きくなっている点 にも、こうした変動軸力下での塑性ヒンジ部の損傷 進展の影響が認められる. Case 1の場合の上下方向





変位振幅も、ドリフト0.5%載荷時で5mm、ドリフト5.5%載荷時で13mmと、コアコンクリートの損傷 進展や軸方向鉄筋の座屈の影響により、上下方向変 位振幅が増大していることが分かる.

(6) 軸方向鉄筋および帯鉄筋のひずみ

載荷面であるE面の高さ75mmにおける軸方向鉄 筋のひずみを図-13に示す.一定圧縮軸力を作用さ せているCase 3では、ドリフトが大きくなるのに応 じて軸方向鉄筋に生じるひずみの大きさが顕著に増 大している一方で、引張を含む軸力が作用するCase 3以外の載荷条件では、軸方向鉄筋に生じるひずみ はドリフト1.0%以降はほとんど増加していない. 各ドリフト1回目の最大変位時におけるE面の軸方 向鉄筋ひずみの高さ方向分布を図-14に示す.正の 値は正載荷時の引張ひずみ、負の値は負載荷時の圧 縮ひずみに対応している.他の高さにおいても、前 記したように、引張を含まない載荷条件であるCase 3ではドリフトの増大に応じてひずみが増加してい るが、Case 3以外の引張を含む変動軸力下では、ひず みが増加していない.

変動軸力が軸方向鉄筋ひずみに及ぼす影響を詳し く見るため、図-13から、Case 1とCase 2それぞれの ドリフト0.5%載荷およびドリフト2.5%載荷の各1サ イクル目におけるE面の軸方向鉄筋のひずみ履歴を 取り出したものを図-15および図-16に示す.ひずみ の全体的な変化の性状は水平変位の変動に対応して おり、ひずみの細かな変動は変動軸力に対応してい る.まず、Case 1のドリフト0.5%載荷の場合に着目 すると、この載荷段階では曲げ変形が小さいわけだ が、図-15 (a)に示されるように、軸方向鉄筋のひず みは、圧縮側であっても引張側であっても、同様に 変動軸力に対応してひずみが変化している.次に、 同じCase 1で水平変位が大きいドリフト2.5%載荷の



図-17 フーチング表面から高さ 150mm 位置における帯鉄筋のひずみ

場合に着目すると、図-15 (b)に示されるように、引 張ひずみ(正のひずみ)が生じている際には、軸力が 変動しているにも関わらず、軸方向鉄筋のひずみは それに対応した変動を明瞭には示していない.一方 で、圧縮ひずみ(負のひずみ)に着目すると、変動軸 力の幅は同一であるにも関わらず、図-15から明ら かなように、Case 1のドリフト0.5%では変動軸力に よるひずみの変動幅は200µ程度であるのに対し、 ドリフト2.5%ではひずみの変動幅は400µ程度とな っている. Case 2の圧縮ひずみの変動軸力による変 動幅についても、図-16から明かなように、ドリフト 0.5%では400µ程度であるのに対し、ドリフト 2.0%では800µ程度となっている.

この変動軸力による圧縮ひずみ変動幅の変化は、 ドリフト0.5%では、橋脚の曲げ変形は小さく、断 面全体で変動軸力によるひずみを負担しているが、 ドリフトが大きくなり、引張側でひび割れが生じて コンクリートが変動軸力による引張力を負担できな くなってくると、変動軸力によって生じるひずみは、 圧縮側の断面で主に負担していることを示している. このことは、図-13 (a)、(b)にも表れており、ドリフ トが大きくなるのに連れて、変動軸力によって軸方 向鉄筋ひずみの圧縮ひずみの変動幅が大きくなって いることが確認される.

載荷直角面であるS面のフーチング表面からの高さ150mmにおける帯鉄筋のひずみを図-17に示す. 図-17 (a)に示されるように、軸方向鉄筋の座屈発生に伴って帯鉄筋が降伏していること、図-17 (b)に示されるように、帯鉄筋による拘束効果はコンクリートが圧縮を受ける際のポアソン効果による受動的なものであることから、最大引張軸力が作用した瞬間に帯鉄筋のひずみがゼロとなっている.

4. 結論

本研究では、断層近傍上下方向地震動により、水 平変位の変動に比べて短周期かつ引張力を含む大振 幅の変動軸力が生じることを模擬し、引張1N/mm² ~圧縮3N/mm²および引張2N/mm²~圧縮3N/mm²の範 囲での変動軸力が水平変位変動の1サイクル当たり 10回生じる載荷条件でRC橋脚の静的正負交番繰返 載荷実験を行い、短周期かつ大振幅の変動軸力が RC橋脚の耐震性に及ぼす影響を検討した.本研究 により得られた結論は以下の通りである.

- 水平変位の変動と同位相で変動軸力が作用した 場合に比べて、短周期成分が卓越した上下方向 地震動により水平変位変動の1サイクル当たり 複数回の引張を含む変動軸力が生じる結果、引 張力を受けることによって曲げ復元力が低下す る.同一の引張1N/mm²~圧縮3N/mm²の条件で 比較すると、水平変位の変動と同位相の変動軸 力が作用した場合に比べて、上下方向地震動に よる変動軸力が作用した場合には、履歴吸収エ ネルギーが約1割小さな値となっている。
- 2) 軸方向鉄筋の座屈発生後は、変動軸力の繰り返しの作用により、コアコンクリートの未損傷部分の圧壊が急激に進展し、橋脚基部の塑性ヒンジ部分のせん断変形が卓越する.
- 3) 変動軸力の最大応力を1N/mm²から2N/mm²へと 増加させた場合、ひび割れの発生区間が高さ方 向に大きくなるとともに、コアコンクリートの 損傷は更に大きく進展した.また、本実験の範 囲の変動軸力では、曲げ復元力の大きさは、軸 力の大きさに応じてM-N相互作用図の包絡線上 をほぼ線形に変化する.

4) 変動軸力に伴う軸方向鉄筋ひずみに着目すると、 ドリフト0.5%と曲げ変形が小さい段階では圧縮 側、引張側関係なく、同様に変動軸力に対応す るひずみの変化が認められる.一方で、ドリフ トが大きくなるのに伴って、引張側のひずみ変 化は顕著ではなくなり、同一の変動軸力幅であ ってもドリフト2.0%ではドリフト0.5%の2倍の ひずみ変化が見られる.これは、断層近傍上下 方向地震動による大振幅の変動軸力と曲げの連 成の下では、変動軸力による軸方向ひずみの変 動は主に圧縮側断面で生じることを示している.

謝辞:本研究は,科学研究費補助金 若手研究(B)(課題番号:22760338,研究代表者:松崎裕)により実施しました.載荷実験に際しては東京工業大学川島研究室のメンバーに御助力を頂きました.また,(独)防災科学技術研究所のKiK-netによる強震記録を使用致しました.ここに記して厚く御礼を申し上げます.

参考文献

- 1) Aoi, S., Kunugi, T. and Fujiwara, H. : Trampoline Effect in Extreme Ground Motion, *Science*, 322, pp. 727-730, 2008.
- 大町達夫,井上修作,水野剣一,山田雅人:2008年岩 手・宮城内陸地震の KiK-net 一関西における大加速度 記録の成因の推定,日本地震工学会論文集,第11巻, 第1号, pp. 32-47,2011.
- 堺淳一,川島一彦:引張軸力を含む軸力変動が RC 橋 脚の変形性能に及ぼす影響,構造工学論文集, Vol. 48A, pp. 735-746, 2002.
- 4) Kim, S. J., Holub, C. J. and Elnashai, A. S.: Experimental Investigation of the Behavior of RC Bridge Piers Subjected to Horizontal and Vertical Earthquake Motion, *Engineering Structures*, Elsevier, Vol. 33, No. 7, pp. 2221-2235, 2011.
- 5) 松崎裕,川島一彦:短周期成分が卓越した上下方向地 震動が橋梁の地震応答に及ぼす影響,土木学会地震工 学論文集,第30巻,pp.499-506,2009.
- 6) Kim, S. J., Holub, C. J. and Elnashai, A. S.: Analytical Assessment of the Effect of Vertical Earthquake Motion on RC Bridge Piers, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 137, No. 2, pp. 252-260, 2011.
- 7) 日本道路協会:道路橋示方書·同解説V耐震設計編, 2002.

SEISMIC PERFORMANCE OF RC BRIDGE COLUMNS UNDER VARYING AXIAL FORCE DUE TO NEAR-FIELD VERTICAL GROUND MOTIONS

Hiroshi MATSUZAKI, Yuji KUMAGAI and Kazuhiko KAWASHIMA

High acceleration and high frequency near-field vertical ground motions have been recorded. These extreme vertical ground motions result in high frequency varying axial force with tensile force, because the frequency of varying axial force of RC bridge columns due to vertical ground motions corresponds to the natural period of bridges in the vertical direction. Cyclic loading experiments of RC columns were conducted to clarify the seismic performance of RC bridge columns under near-field vertical ground motions. It is shown that core concrete is crushed extensively due to varying axial force after longitudinal bars buckle.