

倒壊方向制御構造で危機耐性を向上させた ラーメン高架橋の振動台実験

布川 博一¹・豊岡 亮洋²・齊藤 正人³・室野 剛隆⁴

¹正会員 （公財）鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御
（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

²正会員 博士（工学）（公財）鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御
（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

³正会員 博士（工学） 埼玉大学大学院 理工学研究科
（〒338-8570 埼玉県さいたま市桜区下大久保255）

⁴正会員 博士（工学）（公財）鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター
（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

1. はじめに

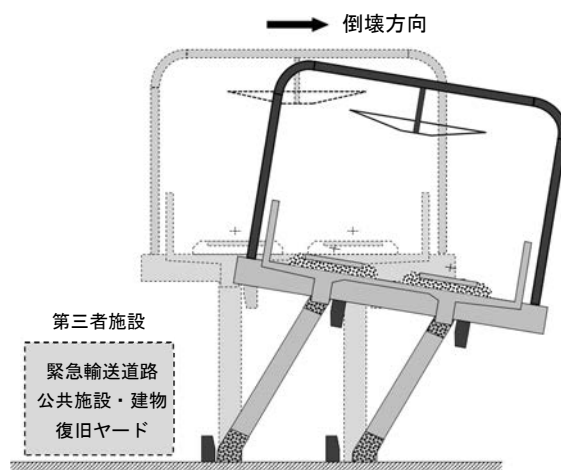
近年、2011年東北地方太平洋沖地震や2016年熊本地震では、これまでの想定を大きく超えるような地震動や震度7を複数回観測するなど、従来の耐震設計では考慮されていない地震作用が発生した。このような想定を超えるような地震動作用に対して、鉄道の設計標準¹⁾では従来の耐震設計を行うことに加え、想定を超えるような地震に対して新たに「危機耐性」という概念を導入している。これは、設計で考慮する地震作用を超える巨大地震やそれに伴う被害の発生の可能性を認めた上で、構造物に倒壊等が生じて、人命損失などの破滅的な被害を防止する必要性を求める考え方である。

近年では危機耐性に関する議論が活発になされていることに加え^{2),3)}、危機耐性を具体的に実現するため耐震設計で想定する領域を超える範囲で構造物の終局挙動を積極的に制御する手法の開発⁴⁾が進められている。

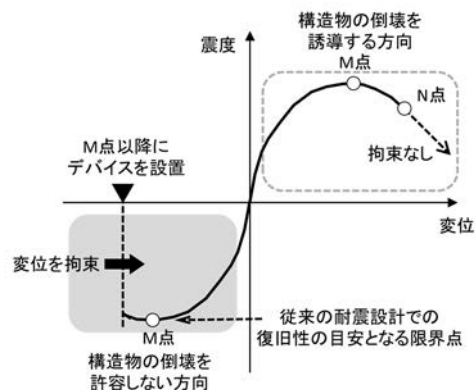
この一つの方法として、齊藤らは損傷が集中する柱の塑性ヒンジ区間に予め特定方向への変形を抑制する機能を加えることで、構造物の耐力に非対称性を与え、構造物の倒壊方向を任意方向へ誘導する倒壊方向制御構造を提案している⁵⁾。

倒壊方向制御構造とは、想定を超える地震動に対して構造物が倒壊するという「危機」を完全に回避することは困難であることを念頭に置き、構造物が万が一倒壊しても、人的被害が生じる恐れのある居

住地域や緊急輸送道路等に支障する方向には倒壊しないように制御するものである（図-1）。



(a) 倒壊方向制御構造のイメージ



(b) 倒壊方向制御構造の非対称特性

図-1 倒壊方向制御構造の概要

一般的に構造物が倒壊に至る現象は非常に複雑であり、入力地震動の特性や材料特性の影響を大きく受けるため、事前に倒壊が生じる方向を正確に予測することは困難である。そこで、最終的な倒壊方向を確実に制御するためには、図-1(b)に示すように、構造物の耐力・変形性能に対して人為的に非対称性を与えるデバイスを設け、望ましくない方向への損傷の進展を防止することが有効な手法の一つであると考えられる。すなわち、想定を超える地震に対して、図-1(a)のように構造物が崩壊に近い応答が生じ、倒壊方向制御構造が機能することで、構造物の倒壊挙動を人為的に制御して、第三者施設等における被害の拡大を回避することを念頭にしている。この時に、柱部材は曲げ破壊先行で粘り強く抵抗し、デバイス本体や取付部等には予期せぬ損傷は生じないことを前提としている。

前述のシナリオに対して、既往の研究ではラーメン高架橋柱を対象とした正弦波による動的な応答評価⁶⁾やデバイスの設置条件が柱の応力状態に与える影響や損傷の進展メカニズム^{7,8)}といった構造物の成立性や耐荷機構がこれまでに明らかにされている。

そこで本論文では、実用化に向けて実地震動を想定した動的作用下においても構造物が倒壊する方向を人為的に制御が可能であることを検証することを目的として、大型振動台模型実験により地震時の動的終局挙動について検討した内容を報告する。

2. 実験内容および試験体の概要

振動台実験の試験体について説明する。実験は、表-1に示すような3つの試験ケースを設定した。CaseNは、倒壊方向制御構造と比較するための通常のラーメン高架橋を想定した試験体であり、後述する入力地震動によって左側へ倒壊すること想定する。CaseC1・C2は、倒壊方向制御構造を適用した試験体であり、CaseNと反対側へ倒壊を誘導するように図-2(b)で示すように倒壊方向制御デバイスによって左側の変位を拘束して、右側へ構造物の倒壊が進展することを確認する。また、倒壊方向制御デバイスの設置基数を図-2(d)のように変化させ、デバイスの設置基数をパラメータとした効果の検証を行う。

図-2に倒壊方向制御構造の試験体の諸元を示す。ラーメン高架橋試験体は実構造物の1/4スケール程度を想定して、柱8本でスラブを支持する構造とした。柱は200mmの正方形断面として、柱の配筋は曲げ破壊先行型となるように過去の試験を参考に図-2(c)に示す諸元とした。スラブ上には、供用される

鉄道構造物と同等程度の柱応力 (0.9N/mm^2) となるように、鋼製錘を設置し、RCスラブと錘の合計重量が275kNに調整した。

倒壊方向制御構造は、通常の耐震設計の応答レベルを阻害することなく、機能させることを基本的な設計思想としている。そのため、図-3に示す静的非線形解析を事前に実施して、デバイスの設計および柱とデバイスの遊間について検討を行った。図-3の解析モデルは、倒壊方向制御デバイスを剛体としてモデル化し、柱基部から1.0D (D: 断面高さ

表-1 試験ケース

実験ケース	試験条件	デバイスの設置	構造物の倒壊方向
CaseN	無対策構造	なし	左側
CaseC1	倒壊方向制御構造	柱基部に8箇所	右側
CaseC2	倒壊方向制御構造	柱基部に4箇所	右側

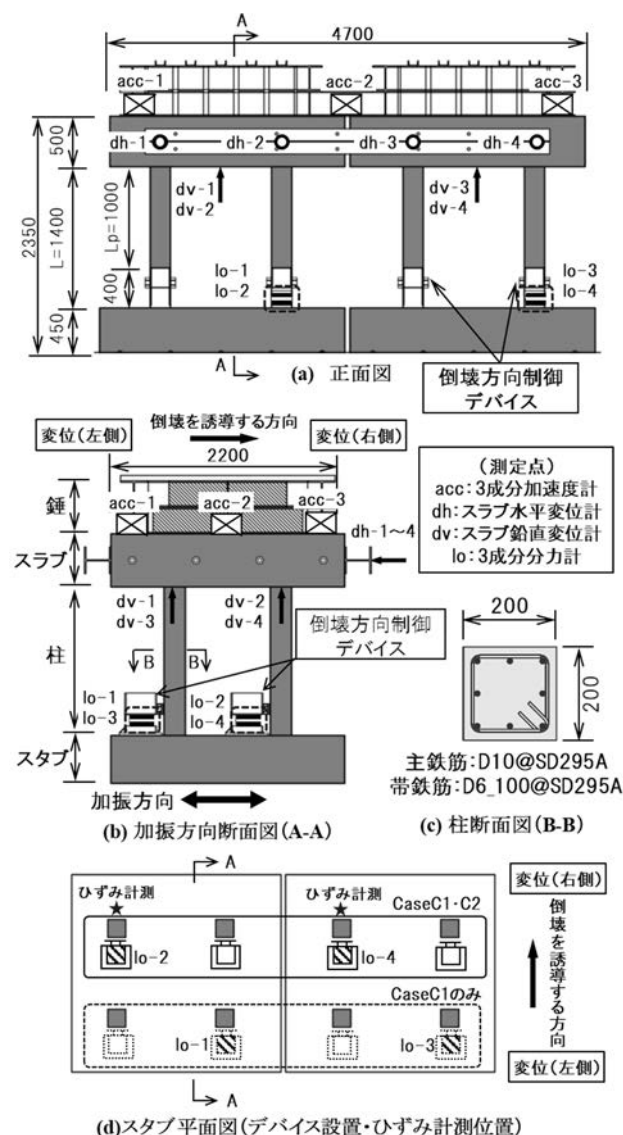


図-2 ラーメン高架橋試験体の諸元 (単位: mm)

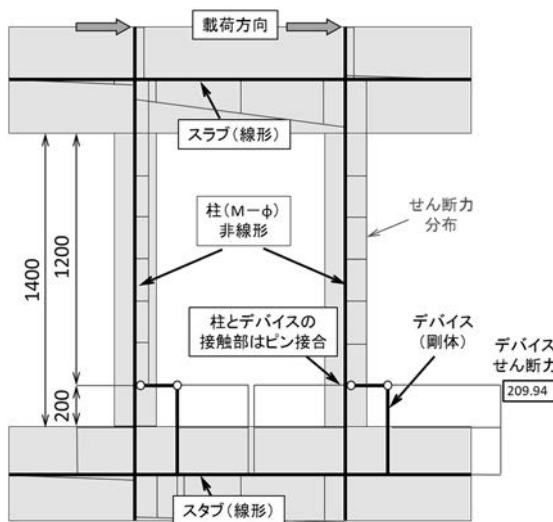


図-3 静的非線形解析モデル (単位: mm)

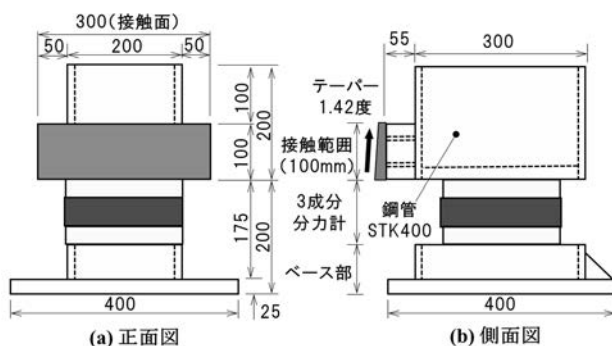


図-4 倒壊方向制御デバイスの概要 (単位: mm)

=200mm) の位置でピン固定として柱と接続した。このモデルに水平変位を作用させて、柱の復旧性の目安となる最大耐力点 (M点) 到達時のデバイス接触位置におけるせん断力 ($S=210\text{kN}$) を算定して、これに対してデバイスおよびアンカーの照査が満足するように設計を行った。

倒壊方向制御デバイスは、図-4に示すような鋼製ブロック型として、板厚12mmの角形鋼管を溶接して製作し、4本のPCアンカーでスタブと剛結した。製作したデバイス8基のうち4基は、柱から作用する荷重を直接計測できるように3方向分力計を設置できる構造とした。

同様に柱とデバイスの遊間の設定についても復旧性の目安となる最大耐力点 (M点) における1.0D

($D=200\text{mm}$) の位置の柱の変位量 (5mm) の遊間を設定した。柱とデバイスの接触は、面接触するように、柱の変形角に合わせて約1度のテーパを設けて、厚さ10mmの緩衝用ゴムを取り付けて柱およびデバイスに局所的な応力集中が生じないように配慮した。加えて、デバイスが機能した短い柱での破壊形態の確認 (曲げ破壊先行型) も合わせて実施して

いる。

計測は、図-2に示すように水平・鉛直方向のスラブ変位とスラブ天端および振動台の3成分 (X・Y・Z方向) の加速度を計測した。また、加振による柱の損傷状況を把握するため、右側柱の上下端の塑性ヒンジ区間 ($D=200\text{mm}$ 程度) を中心に、軸方向鉄筋および帯鉄筋のひずみを測定した。CaseC1・C2では、図-2(d)に示す位置で倒壊方向制御デバイスに作用する荷重を直接計測できるように図-4に示すように3成分 (X・Y・Z方向) のロードセルを設置した。

入力地震動は、試験体の相似比を考慮して図-5に示すL2地震動スペクトルI (G3地盤) の時間軸を1/2に圧縮し、CaseNで確実に左側へ倒壊するように振幅調整を行い、左側に大きなパワーを持つ正負非対称な入力波とした。この入力波に対して表-2に示す目標加速度を設定してデバイスの有無による倒壊方向の違いを明確に比較するため、想定外の地震作用を模擬して一気に倒壊に近い状況まで試験体を損傷させた。なお、各試番前には100galのホワイトノイズに加振を行った。

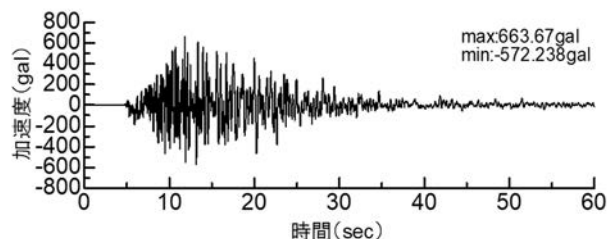


図-5 入力地震動

表-2 加振ケース

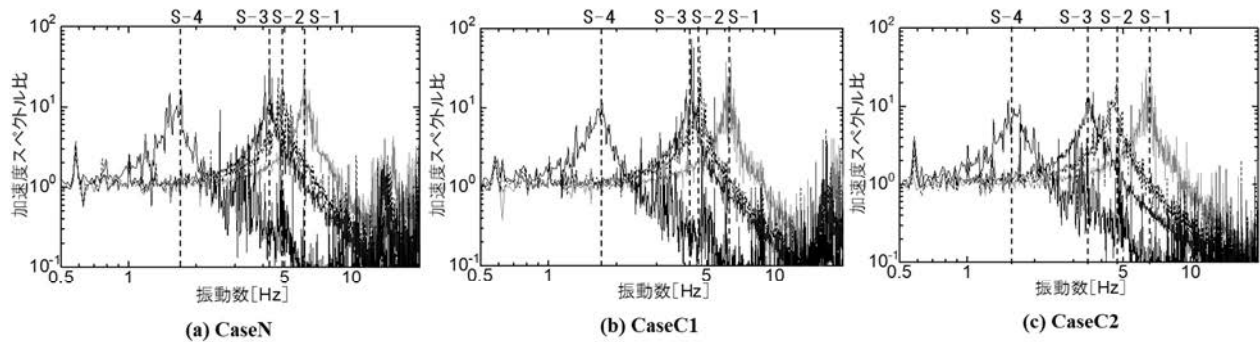
試番	入力波形	最大振幅
S-1	設計L2地震動spcI_G3地盤 (負側のみ0.9倍振幅調整)	300gal
S-2		600gal
S-3		1500gal
S-4		1500gal

※各試番前にホワイトノイズ加振を実施

3. 実験結果

(1) 試験体の伝達関数

各試番における加振前の試験体の状況を比較するため、ホワイトノイズ加振時の伝達関数と伝達関数がピークを示すところの固有振動数 (固有周期) を図-6に示す。ここで求めた伝達関数は、振動台上で観測した応答加速度とスラブ天端で観測した応答加速度をフーリエ変換して、振動台のフーリエスペク



試番	CaseN(無対策構造)		CaseC1(倒壊方向制御構造)		CaseC2(倒壊方向制御構造)	
	固有振動数(Hz)	固有周期(sec)	固有振動数(Hz)	固有周期(sec)	固有振動数(Hz)	固有周期(sec)
S-1	6.15	0.16	6.39	0.16	6.61	0.15
S-2	4.88	0.20	4.88	0.21	4.67	0.21
S-3	4.27	0.23	4.27	0.23	3.41	0.29
S-4	1.72	0.58	1.72	0.58	1.53	0.65

図-6 各試験体の振動特性の整理結果

トルを分母にとり、フーリエスペクトル比として整理している。

図-6より、各試験体とも初期状態（S-1）では、6Hz程度の固有振動数であり、概ね同一の振動特性であった。また、加振によって試験体の損傷が進展することで、振動数が小さくなる傾向がわかる。

想定外の地震を受けた後の試番S-4の加振前の振動数を比較しても、デバイスの有無によらずに3つの試験体とも同様の振動特性を示している。以上のことから、各試番における試験体の状態・加振実験はほぼ同一条件下で実施できたと推定される。

(2) 試験体の倒壊状況

図-7に3つの試験体の全試番（S-4）終了後の試験体の倒壊状況を示す。

同一条件で加振を行ったところ、デバイスのないCaseNは左側へ倒壊して大きな残留変位が生じた。CaseNが倒壊した方向と反対側（右側）に倒壊を誘導するようにデバイスを設置したCaseC1およびCaseC2では、デバイスの効果により右側へ倒壊し

て大きな残留変位が生じた。デバイスの設置基数をCaseC1の半分としたCaseC2でも、意図する右方向へ倒壊を誘導できることが確認された。以上のような倒壊挙動の結果から、正負非対称な地震動作用下においても、倒壊方向制御デバイスによって構造物が倒壊する方向を人為的に制御が可能であることが実証できた。

(3) 試験体の加速度と水平変位の関係

図-8に試番S-3・S-4におけるスラブ天端の時刻歴応答変位を示す。同じく、図-9に試番S-3・S-4におけるスラブ天端における絶対応答加速度と振動台との相対変位の関係を示す。

図-8(a)より、デバイスのないCaseNでは試番S-3加振後に左側へ残留変位が生じ、その後に加振を行った試番S-4でスラブの水平変位が左側へ増大して最終的に倒壊に至ったものと考えられる。また、図-9(a)よりスラブ天端の応答加速度に着目すると、試番S-3では1000galを超えるような応答加速度を観測しているが、試番S-4では500gal程度まで応答加速

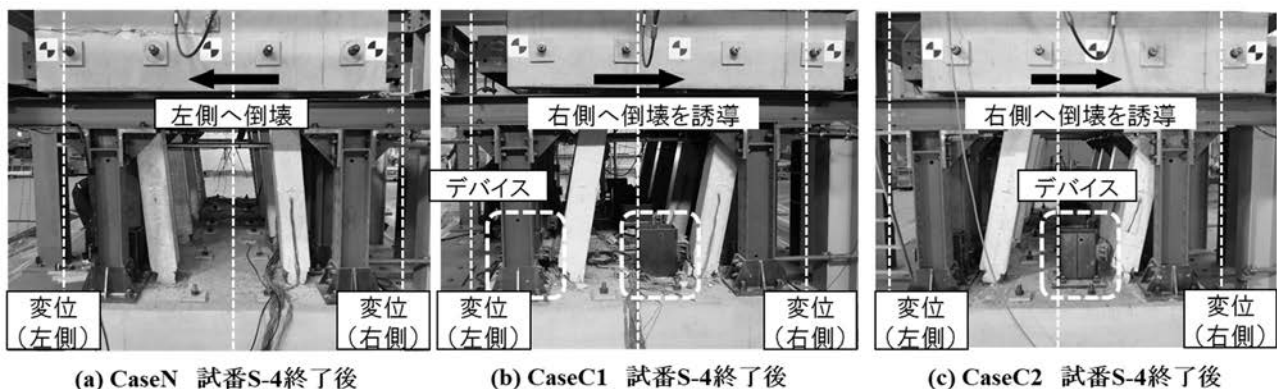


図-7 全試番（S-4）終了後の各試験体の状況

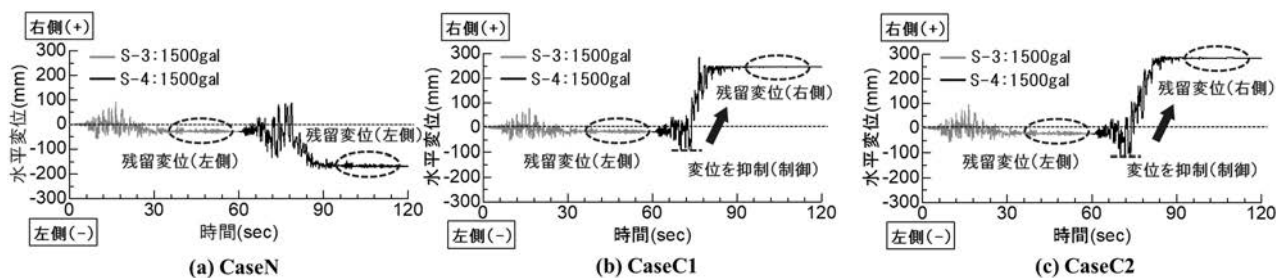


図-8 試番 S-3・S-4 におけるスラブ天端の水平変位

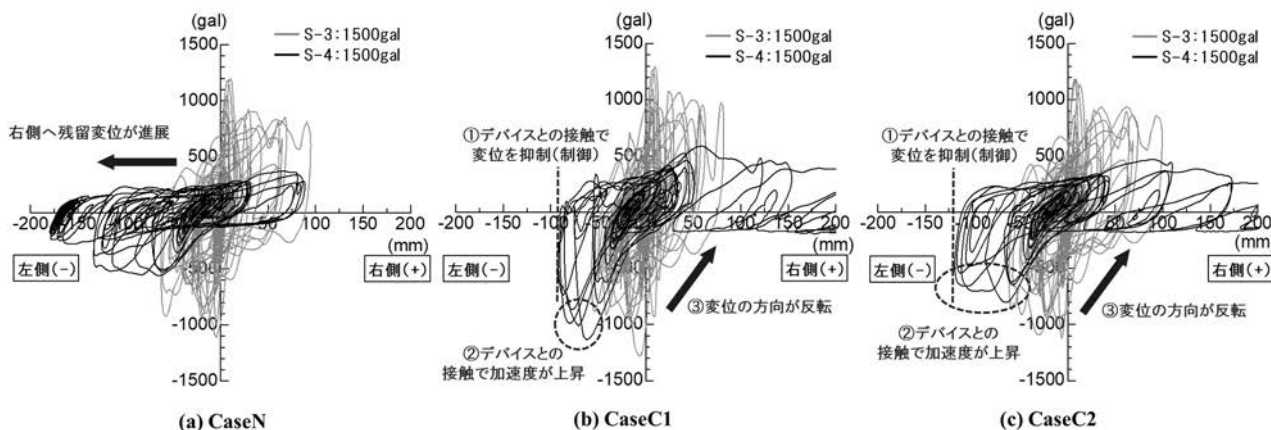


図-9 試番 S-3・S-4 におけるスラブ天端の加速度-水平変位の関係

度が低下しており、繰返しの大きな加振によって柱の剛性が大きく低下して、スラブ自重を支えられなくなり倒壊したものと考えられる。

倒壊方向制御デバイスを設置したCaseC1およびCaseC2では、図-8(b)・(c)から試番S-3加振後、CaseNと同様に左側に残留変位が生じていた。そのあとに加振を実施した試番S-4では、デバイスと接触することで左側への変位が100mm程度で頭打ちとなった後に、変位の方向が反転して右側へ変位が進展して倒壊に至ったものと考えられる。

また、図-9(b)・(c)よりスラブ天端の応答加速度に着目すると、試番S-3では1000galを超えるような応答加速度を観測しており、CaseNと比べてもスラブ天端の応答加速度に大きな違いは確認できない。一方で、試番S-4では、デバイスと接触する左側へ変位する時に、スラブ天端の応答加速度の上昇が確認できる。これは、デバイスと接触して変形が拘束されることで生じる現象と考えられる。この応答加速度の上昇の違いをCaseC1とCaseC2で比較すると、デバイスの設置基数が多いCaseC1のほうがスラブ天端で大きな応答加速度を観測している。これは、デバイスの設置基数が多いほうが柱の拘束効果が大きく、見かけの剛性が高くなることで、応答加速度の上昇も顕著になったものと考えられる。デバイスの設置基数が柱の拘束効果に与える影響は、図-9に示す試番S-4の水平変位量を比較しても同様の傾向が確認できる。CaseC1のほうがCaseC2よりも最大

変位が20mm程度小さくなっており、柱の剛性の違いによってスラブ天端で発生する変位量に影響を与えるものと考えられる。

したがって、デバイスの設置基数の違いによって、柱の拘束効果やスラブ天端での応答にやや差異は生じる可能性はあるものの、図-9の結果より想定を超えるような地震動に対して最終的に倒壊に至る挙動自体に大きな違いはなく、耐震設計で想定する応答レベルを阻害しないようにデバイスを設置することで構造物の倒壊を任意の方向へ制御可能であると考えられる。

(4) デバイス設置による柱の水平力

倒壊方向制御デバイスと柱が接触することによる水平力の変化を確認するため、図-10(a)に示す位置のデバイスに分力計を設置して、柱から受ける水平力を直接計測した。

図-10(c)・(d)に、CaseC1およびCaseC2の試番S-3・S-4における時刻歴水平荷重を示す。なお、試番S-1および試番S-2では、柱とデバイスの接触に伴う水平荷重は確認されず、耐震設計で想定する応答の範囲では、倒壊方向制御デバイスは機能しないことも同時に確認できた。

各試番における倒壊方向制御デバイスが作用した時の水平荷重の最大値を求めたところ、試番S-3では、43.64kN (CaseC1) および46.71kN (CaseC2) であり、試番S-4では、60.27kN (CaseC1) および

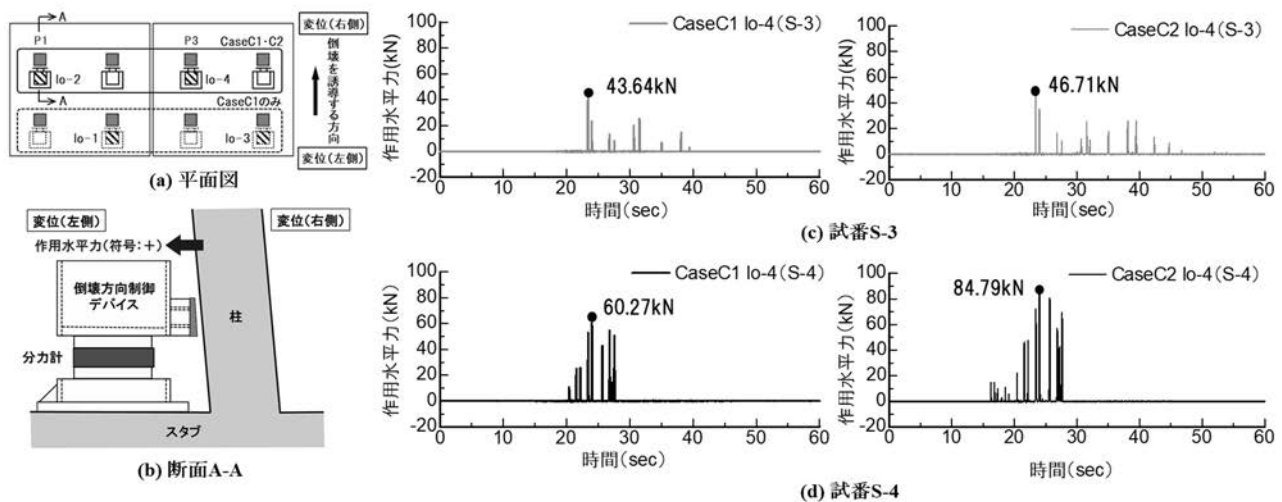


図-10 試番 S-3・S-4 における分力計の時刻歴水平荷重

84.79kN (CaseC2) であった。各試番で計測した水平荷重を比較すると、試番S-3は試験ケースの違いによって、デバイスが柱から受ける水平力に差異は確認されなかった。一方、試番S-4ではCaseC1に比べてCaseC2のほうが、デバイスが柱から受ける水平力が大きくなった。これは、デバイスの設置基数がCaseC2はCaseC1の半分であるため、相対的にデバイスが柱から受ける水平力が大きくなったものと考えられる。デバイスの安全性を確認するため実験で観測した水平力と、図-4に示すデバイスの設計に用いた骨組みモデルの設計水平荷重を比較した。試番S-3では、設計水平荷重に対して20%程度、試番S-4では設計水平荷重に対して30%~40%程度であった。実験結果と設計水平荷重を算定したモデルで差異が生じる要因として、柱とデバイスの遊間の設定の有無やデバイス自体の剛性の違い、柱との接触面にゴムを設置したことで、緩和されたものと考えられる。したがって、図-4に示す骨組みモデルでデバイスの設計を行い、上記のような製作上の配慮を倒壊方向制御デバイスに施すことで、設計想定外の地震作用によって実際にデバイスが負担する水平荷重は、十分小さくなりデバイス自体の安全性は確保できるものと考えられる。実験終了後に、デバイス自体やアンカーを目視で観察したが、目立った損傷などは確認されず健全な状態であった。

(5) 柱の損傷状況の比較

倒壊方向制御デバイスを設置したことによる柱の損傷状況を評価するため、図-10(a)に示す分力計で計測した位置と同じ柱で軸方向鉄筋のひずみ計測を行った。

図-11に各試験体の試番S-3を対象に、柱左右の軸方向鉄筋の最大ひずみを柱高さ方向に整理 (図-

11(a)) して、図-11(b)および(c)に柱位置P1・P3の分布図を示す。

左側の軸方向鉄筋のひずみ分布に着目すると、大きなひずみ分布を示している箇所は、柱の上下端から200mm程度の範囲に集中していることがわかる。ひずみ分布より、各試験体とも曲げ破壊型先行柱の特徴である塑性ヒンジが柱の上下端に形成されていると考えられる。また、デバイスを設置したCaseC1とCaseC2に着目すると、左側の柱下端部の軸方向鉄筋が引張側に伸び出すときは、試験

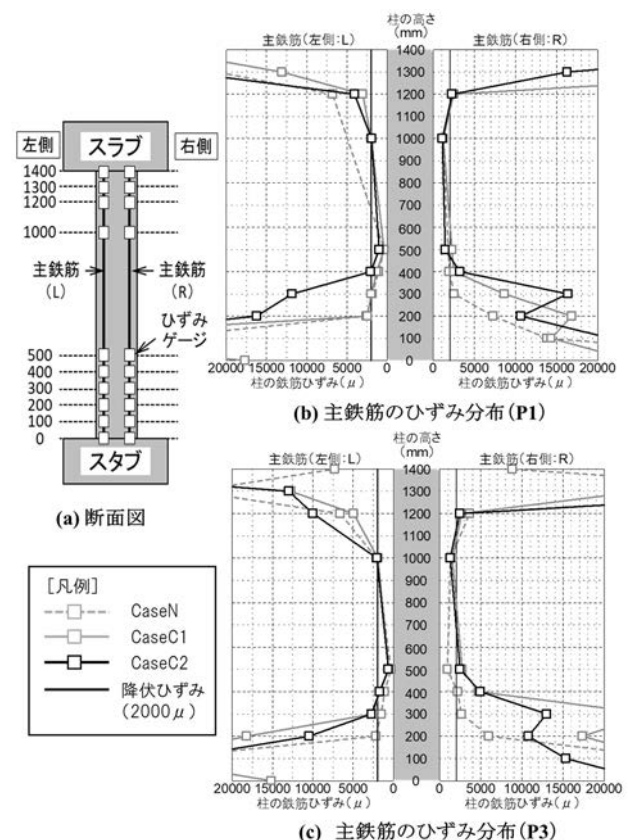


図-11 柱の主鉄筋のひずみ分布

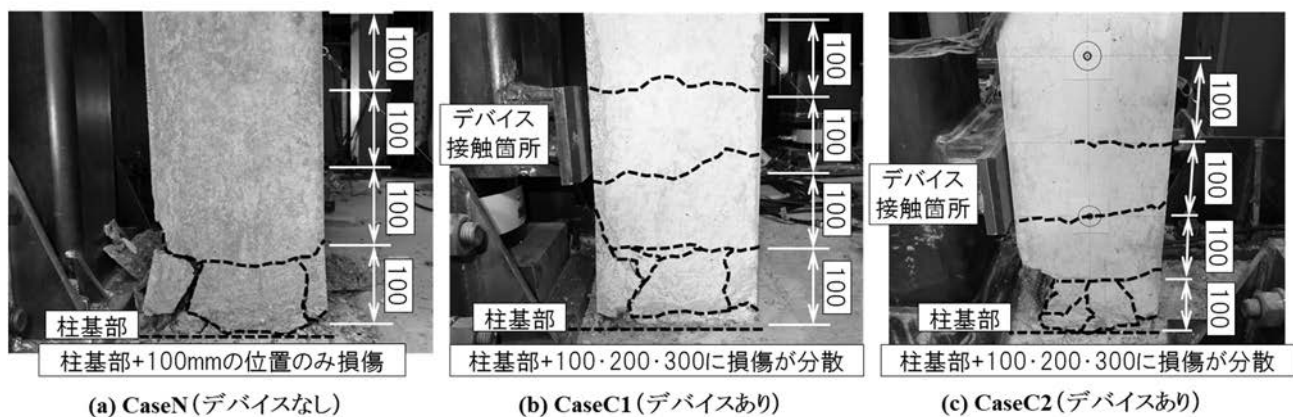


図-12 全試番終了後のデバイスの有無による柱の損傷状況の比較

体が右側へ変位したときであり、デバイスとの接触は生じない。したがって、デバイスの設置の有無によらず柱の動きに違いがないため、軸方向鉄筋のひずみ分布に大きな差異は生じなかったものと考えられる。

一方、右側の軸方向鉄筋のひずみ分布に着目すると、各試験体とも大きなひずみ分布を示している箇所は、柱の上下端から200mm程度の塑性ヒンジ区間でデバイスの有無によらず大きな塑性ひずみが生じている。これは、柱とデバイスの間に遊間を設けたことで、デバイスと接触前に十分な塑性ヒンジが形成されたためと考えられる。

さらにデバイスを設置したCaseC1およびCaseC2のひずみ分布に着目すると、柱基部から高さ200～400mm付近では、鉄筋ひずみが5000～10000 μ 程度発生しており、CaseNと比較して大きな塑性ひずみが生じている。特に柱基部から高さ300mm付近は、下部で発生しているひずみ量と比べて、再び大きなひずみが発生している。これは、デバイスと接触したことで生じたひずみであり、高さ方向に塑性ひずみの分布が確認できる。塑性ひずみが分散されるメカニズムとして、試験体が左側へ変位した際に柱がデバイスと接触して、デバイスの上端を新たな支点として曲げ変形が生じることで、軸方向鉄筋の伸び出しが生じて上部の軸方向鉄筋までひずみが広がったものと推定される。

前述のようなひずみの分散による柱への損傷の程を確認するため、図-12に全試番終了後の各ケースの柱とデバイスとの接触付近の損傷状況を示す。

図-12より、各試験体の柱の損傷状況を比較すると、各ケースとも軸方向鉄筋の座屈や破断などの主要な損傷は柱の上下部の塑性ヒンジ区画に限られていることが確認できる。また、デバイスを設置したCaseC1およびCaseC2では、デバイス接触付近で前述のようなひずみの分散により、柱基部から高さ

300mm付近まで曲げひび割れが確認できるものの、柱のせん断破壊や剥離に伴う曲げひび損傷など大きな損傷は確認されなかった。デバイスを設置したCaseC1およびCaseC2も、損傷状況から柱自体は典型的な曲げ破壊で終局を迎えたものと推察され、デバイスを起点とするようなせん断破壊は確認されなかった。

また、既往の成果^{7),8)}においても、倒壊方向制御デバイスを設置することで、柱高さの上部に向かってひずみが分散する傾向は確認されている現象であり、実験のような大きな動的作用下においても柱自体の損傷メカニズムに大きな違いがないことが確認できた。

したがって、適切に耐震設計された柱に対して、倒壊方向制御デバイスを構造物に導入したことによって生じる柱の損傷は、高さ方向に分散するひび割れは認められるが、過度に損傷を進展させるような傾向は確認できなかった。また、部材の終局状態は典型的な曲げ破壊先行型の破壊形態を有しており、構造物全体に悪影響を与えることなく、倒壊方向制御デバイスによって、人為的に倒壊に至る挙動が制御可能であると考えられる。

4. まとめ

本論文では、倒壊方向制御構造を適用したラーメン高架橋を対象に、大型振動台実験により実際の地震動を模擬した正負非対称な地震動作用下において倒壊する方向を人為的に制御が可能であることの検証および地震時の動的終局挙動について検証を行った。得られた結果を以下に示す。

- (1) 設計想定外の地震作用を模擬して一気に倒壊に近い状況まで試験体を加速度を増幅させて、加振を行い、構造物の倒壊方向を比較した。その結果、倒壊方向制御デバイスの効果によって、

デバイスがない試験体で倒壊が生じた方向と反対側に倒壊が生じ、人為的に構造物の倒壊挙動を制御可能であった。

試験体の加速度と水平変位の関係より、倒壊方向制御デバイスと接触することによって、倒壊を回避する方向には、柱の変位が拘束されて、見かけの柱の剛性が高くなることでスラブ天端の応答加速度は上昇する。柱とデバイスが接触することにより生じるスラブ天端での加速度の上昇や変位量は、倒壊方向制御デバイスの設置基数によって差異はあるものの、最終的な構造物の倒壊挙動に大きな違いはないことが確認できた。

- (2) 倒壊方向制御デバイスに作用した水平荷重を計測し最大荷重を求めたところ、倒壊方向制御デバイスの設置基数を少なくすると、相対的に負担する水平荷重は大きくなる。このため設計上の配慮として、デバイスの設計では、デバイス部をピン結合としたモデルで応答値を算定し設計計算することで、想定外の地震作用によるデバイス自体の安全性は確保できると考えられる。実際に、実験値と設計値の水平荷重を比較すると、設計値に対して30～40%程度にとどまっており、負担する水平荷重は、十分小さくなることを確認した。加えて実験終了後にデバイス自体およびアンカーを目視で観察したが、目立った損傷などは確認されず健全な状態であった。
- (3) 各試験体の柱のひずみ分布および損傷状況から、デバイスの有無にかかわらず主要な損傷は柱の上下部の塑性ヒンジ区画に限られていた。本実験のように適切に耐震設計された柱に対して、倒壊方向制御デバイスを構造物に導入した場合、デバイスとの接触によって柱高さ方向に曲げひび割れが分散する損傷が生じるが、柱のせん断破壊や剥離など大きな損傷は確認されなかった。また、柱部材の終局状態は、デバイスの有無によらず典型的な曲げ破壊先行型の破壊形態を有しており、過度に損傷を進展させるような傾向は確認できなかった。

以上が倒壊方向制御構造を適用したラーメン高架橋の振動台試験より得られた結果である。都市部における鉄道構造物は、居住地域や緊急輸送道路に近接して広範囲に位置することが一般的であり、地震によって構造物が倒壊すればその被害は甚大となる。したがって、想定を超える地震に対して構造物が崩壊に近い応答が生じるような危機シナリオに対して、

倒壊方向制御構造を導入することで、構造物の倒壊挙動を制御して第三者施設等における被害の拡大を回避して危機耐性を向上させることが可能と考えられる。今後は倒壊が生じた際の社会的な影響度などを考慮した危機耐性の定量評価⁹⁾などを行い、導入箇所の選定を行う。

なお、本研究の一部は国土交通省の鉄道技術開発費補助金を受けて実施した。

参考文献

- 1) (公財) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善出版，2012。
- 2) 本田利器，秋山充良，片岡正次郎，高橋良和，野津厚，室野剛隆：「危機耐性」を考慮した耐震設計体系－試案構築にむけての考察－，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.72, No.4（地震工学論文集第35巻），I-459-472, 2016。
- 3) 野津厚，室野剛隆，本山紘希，本田利器：鉄道・港湾構造物の設計指針と「危機耐性」，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.72, No.4（地震工学論文集第35巻），I-448-458, 2016。
- 4) 五島健斗，植村 佳大，高橋 良和：設計基準外事象に対する挙動を定性的予測可能な有メナーゼヒンジRC構造の開発，土木学会第38回地震工学研究発表会講演論文集，2018。
- 5) 齊藤正人，室野剛隆，本山紘希：地震時における構造物の倒壊に対する危機耐性機構の一考察，土木学会第70回年次学術講演会講演概要集，I-144，2015。
- 6) 豊岡亮洋，室野剛隆，齊藤正人：危機耐性を向上させる倒壊方向制御構造の振動台実験，土木学会地震工学委員会，第20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，2017。
- 7) 豊岡亮洋，布川博一，小野寺周，室野剛隆：ブロック型倒壊方向制御構造を有するラーメン高架橋柱の静的載荷試験，土木学会第38回地震工学研究発表会講演論文集，2018。
- 8) 布川博一，豊岡亮洋，小野寺周，室野剛隆：柱との接触条件をパラメータとしたブロック型倒壊方向制御構造の解析，土木学会第38回地震工学研究発表会講演論文集，2018。
- 9) 田中浩平，室野剛隆，齊藤正人，坂井公俊，豊岡亮洋：想定外地震に対する危機耐性の評価法の開発，第15回日本地震工学シンポジウムGO01-01-01, 2018。