危機耐性を高める自重補償構造の 耐震性能と成立性に関する検討

西村 降義1・室野 剛降2・本山 紘希3・五十嵐 晃4

¹正会員 工修 (株) ジェイアール総研エンジニアリング (〒185-0034 東京都国分寺市光町2-8-38)

2正会員 工博 (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)

3正会員 工修 (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) ⁴正会員 Ph.D. 京都大学 防災研究所 (〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)

平成24年に改訂された鉄道構造物設計標準(耐震設計編)では、設計地震動を超える地震が発生しても破滅的な状態に至らないことを要求する「危機耐性」の概念が導入された。本論文では、危機耐性を高める構造形式として、柱や橋脚などの鉛直方向の部材が破壊(過度に損傷)しても、上部工等を支持するための鉛直支持性能を喪失しない「自重補償部材」を設ける自重補償構造を提案し、そのコンセプトを示すとともに、高架橋を対象とした解析検討を実施して、その成立性について検証した。その結果、提案する自重支持構造が従来柱の鉄筋を増やす程度で設計することが可能であり、施工費の観点でも通常の構造物と同等とできること、また柱の鉛直剛性が1/100程度に低下しても構造物全体系の鉛直支持性能を喪失しないことが確認できた。

Key Words: Anti-catastrophe, dead weight compensation mechanism, seismic performance, vertical support performance

1. はじめに

我が国は地震活動度の高い国であり、構造物の地震時 の安全性を高めるために様々な技術が開発されてきた. 例えば、鉄筋コンクリート構造物では、より変形性能が 大きくなるように帯鉄筋を多く配置することや、高強度 材料や免震・制震装置等の開発により、その安全性は飛 躍的に向上している. しかし、従来の耐震設計法は、設 計地震動に対して構造物が所定の安全性を確保するよう に設計されていたため, 万一, 設計地震動を超える地震 が発生した場合には、何ら補償されてないのが現状であ る. そこで、平成24年に改訂された鉄道構造物設計標準 (耐震設計編,以降耐震標準と呼ぶ) 1)では、設計地震 動を超える地震が発生しても破滅的な状態に至らないこ とを要求する「危機耐性」の概念が導入された. 本論文 では、危機耐性を高める構造形式として自重補償構造を 提案し、そのコンセプトを示すとともに、高架橋を対象 とした解析検討を実施して、その成立性について検証し た.

2. 自重補償構造のコンセプト

危機耐性とは、設計地震動を超える地震が発生した場合にも破滅的な状態に至らないことを要求する性能である。これは設計地震動が、耐震標準 ¹⁾において、物理的に考えられる最大の地震ではなく経済性も勘案して社会的にも妥当とされる範囲で設定された「最大級の地震」として定義されているが、稀に発生する可能性のある設計地震動を超える地震の存在は否定できないため、設定

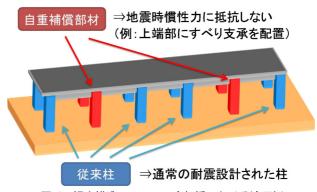


図-1 提案構造のラーメン高架橋における適用例

された新しい概念である.

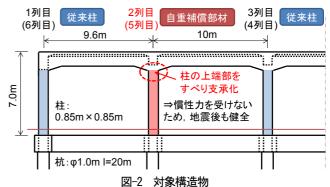
橋梁および高架橋の場合,破滅的な状況とは、想定以 上の損傷が生じて桁等の上部工がこれを支持する橋脚や 柱等の鉛直方向部材から落下する状態、すなわち落橋と 解釈することができる. したがって, 危機耐性を確保す るためには, 想定外の地震が発生することにより, 想定 以上の損傷が鉛直方向部材に生じても上部工を支持する 性能を保持して、落橋を確実に回避することが必要とな る、提案する自重補償構造は、柱や橋脚などの鉛直方向 の部材が破壊(過度に損傷)しても、上部工等を支持す るための鉛直支持性能を喪失しない「自重補償部材」を 設けることで危機耐性を高める構造形式である. 橋脚や 高架橋では、橋脚や柱などの鉛直方向の部材で桁等の上 部工を支持しており、これらの橋脚や柱は耐震設計がさ れている(ここでは「従来柱」と呼ぶ). 自重補償部材 とは、地震時の慣性力(水平力)に対して抵抗しないも のの、従来柱が破壊した時に機能を発揮する部材であり、 従来柱で支えきれなくなった上部工等を支持することを 補償し、構造物が崩壊することを防止するための部材で ある.

図-1にラーメン高架橋における適用例を示す.まず,自重補償部材がないものとして通常の耐震設計を行い,設計地震動に対する安全性を担保する(図-1中の青い柱,従来柱)とともに,自重補償部材(図-1中の赤い柱)には地震時慣性力が伝達しないように設計する(例えばすべり支承を配置する).自重補償部材には地震時慣性力が伝達しないので,万一想定外の地震が作用して従来柱が破壊しても,自重補償部材は健全な状態で残るため,構造物は鉛直支持性能を喪失しない状態を保つことが可能である.なお,橋脚のように1本もしくは2本の従来橋脚で桁等の上部工を支持している場合は,これらの柱とは別に自重補償部材を構築することで,危機耐性を高めることが可能である.

このように提案する自重補償構造は、設計地震動に対しては従来と同様の安全性を担保することを前提とし、 仮に設計地震動を超える地震動が作用しても鉛直支持性 能を喪失しないことに特徴がある.

3. 自重補償構造の成立性の検証

提案構造の成立性を検証するため、鉄道のラーメン高架橋を対象とした動的解析を実施した。対象構造物の概要を図-2に示す。対象構造物は、1層5径間のラーメン高架橋で、杭基礎(杭径1.0m、長さ20m)に支持されている。柱の断面寸法は0.85m×0.85mで高さは5.5mであり、配筋を含めて全ての柱で同一である。支持地盤は、N値が10~20程度が堆積した地盤で、耐震標準¹⁾におけるG3地盤(良好な地盤)に相当する。



凶⁻∠ 対象情垣物 表-1 解析ケース

 Case
 構造形式
 従来柱の鉄筋量引張鉄筋

 1
 通常の耐震設計
 D32×5本
 D19-1組-150ctc

 2
 自重補償構造(柱6本中2本が
 D32×5本
 D19-1組-150ctc

D32×7本

D19-1網-100ctc

3

自重保障部材)

表-1 に解析ケースを示す. Casel は通常の耐震設計が 実施された構造物である. Case2 と Case3 は提案する自 重補償構造で、2 列目と 5 列目の柱を自重補償部材とし て設定することで危機耐性を高めた. 自重補償部材は、 柱の上端部にすべり支承を配置することを想定した. Case2 は、Casel の条件と同様で、2 列目と 5 列目の柱を 自重補償部材に変更したケースである. Case3 は、Case2 の通常柱の配筋を変更したケースである. Case2 よりも鉄筋 量を増加させ、引張鉄筋は 5 本から 7 本、帯鉄筋の間隔 を 150mm から 100mm に変更した.

解析は各ケースごとに, ①固有値解析による振動特性の把握, ②静的非線形解析による荷重変位関係の把握, ③動的解析による応答値の算定と性能照査を実施した.

解析モデルは、耐震標準 ¹⁾に示される一体型モデルを 用いた.また、自重補償構造を設けた場合は、柱の剛比 が異なるために挙動が複雑になることが想定されること から、3次元モデルを用いることとした. 図-3 に解析モ デルを示す.構造部材は梁要素でモデル化した. 杭と地 盤の相互作用は、地盤の抵抗特性をモデル化したばね要

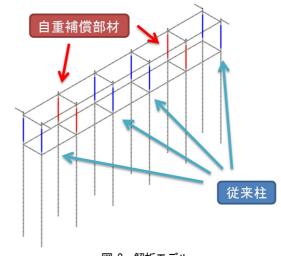


図-3 解析モデル

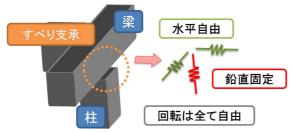


図-4 すべり支承のモデル化

素を配置することでモデル化した. 質量は各節点に分割して与えた. 部材の非線形特性はモーメント―曲率 $(M-\phi)$ 関係で与え、骨格曲線はひび割れ、降伏、最大耐力の3点を表現するトリリニアモデルを用いた. 軸力変動は考慮していない. 履歴特性は修正武田モデル 2 を適用した. 地盤ばねの非線形特性は、耐震標準 1 に準じてモデル化した.

図-4 に自重補償部材に用いるすべり支承のモデル化イメージを示す. すべり支承は, ばね要素でモデル化するものとした. ばねの諸元は, 一般に摩擦力をモデル化するが, 本検討では従来柱の負担を大きくなるように, 水平および回転方向は自由, 鉛直方向は固定となるように設定した.

減衰はレーリー減衰で与え、0.3Hz と 5Hz で 3%となるように設定した。入力波は耐震標準 1 に示される設計地震動(1.2 地震動スペクトル11)を用いた。

4. 動的解析結果

(1) Case1

Casel の解析結果を示す. **図-5** に線路方向および直角 方向の 1 次振動モードを示す. 振動数は線路方向で 0.349sec, 直角方向で 0.463sec である.

図-6 に静的非線形解析による荷重変位関係と柱の降伏点を示す。線路方向の結果は、降伏震度(最初に柱が降伏する震度) k_{hy} =0.81 で、2列目の柱が降伏した。その他の柱についても震度 k_{h} =1.0 までに降伏した。最大震度は約 1.1 である。線路直角方向の結果は、降伏震度 k_{hy} =0.95 で、3列目および 4列目の柱が降伏した。その他の柱についても震度 k_{h} =1.1 までに降伏した。最大震度は約 1.1 である。

動的解析の結果を示す。図-7 に高架橋天端の応答加速度波形を示す。線路方向の結果は、最大応答加速度が1050gal であり、約850gal の応答を示した3.9scc 付近で柱が降伏した。この結果は、静的非線形解析の結果の降伏震度(k_{hy} =0.81)と概ね整合する。直角方向の結果は、最大応答加速度が970gal であり、約950gal の応答を示した6.0scc 付近で柱が降伏した。この結果も、静的非線形解析の結果の降伏震度(k_{hy} =0.95)と整合する。

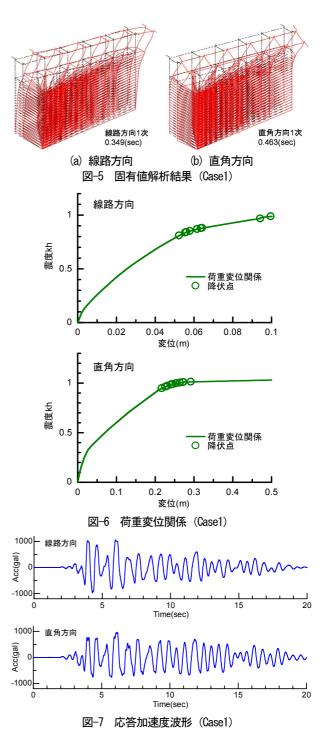
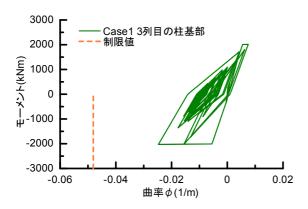
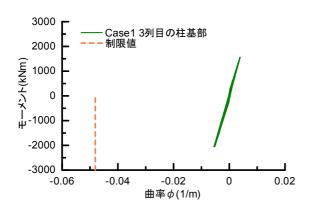


図-8 に柱の応答結果 (M-ø関係)を示す.対象は、 損傷が大きい3列目の柱の基部とした.また、耐震標準 りにおける柱部材の照査では曲率 øが指標となるため、 øの制限値(最大耐力時)を併せて示した.線路方向の 結果は、降伏に達してはいるものの最大曲率は 0.025m⁻¹ であり制限値の 1/2 程度の結果となった.直角方向の結 果は、降伏点を少し超過する程度であった.

上記の結果より、通常の耐震設計が実施された Casel は、耐震性能を満足することが確認できた.



(a) 線路方向



(b) 直角方向 図-8 柱の応答結果 (M-Ø関係: Casel)

(2) Case2

自重補償構造とした Case2 の解析結果を示す. 図-9 に 線路方向および直角方向の 1 次振動モードを示す. Case2 は、柱の 2 列目と 5 列目を自重補償部材であり、 上端部がすべり支承化しているのが確認できる. 振動数 は、線路方向で 0.371sec、直角方向で 0.510sec であり、 Case1 より長周期化している.

図-10 に静的非線形解析による荷重変位関係と柱の降伏点を示す。図には比較のため Casel の結果も示した。線路方向の結果は、降伏震度 k_{hy} =0.53 で 3 列目の柱が降伏した。降伏震度は、Casel と比べると 35%程度低下している。その他の柱についても震度 k_{h} =0.65 までに降伏した。最大震度は約 0.65 である。また、Case2 は Casel と比べて剛性低下の程度も大きい。線路直角方向の結果は、降伏震度 k_{hy} =0.65 で、3 列目および 4 列目の柱が降伏した。これは、Casel と比べると 32%程度低下している。その他の柱についても震度 k_{h} =0.7 までに降伏した。最大震度も約 0.7 である。Case2 は、Casel に比べて慣性力に抵抗する 12 本の柱のうち 4 本を自重補償部材に変更したため、剛性および耐力も 1/3 低下すると考えらえる。線路方向および直角方向の降伏震度の低下率は、柱の剛性および耐力の低下率と整合していることがわかる。

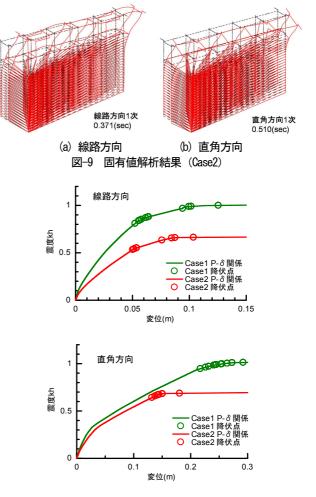
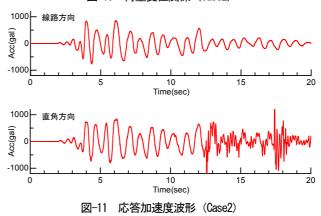
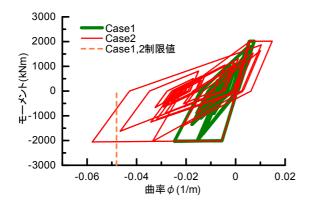


図-10 荷重変位関係 (Case2)

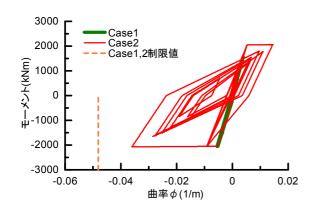


次に動的解析の結果を示す。図-11 に高架橋天端の応答加速度波形を示す。線路方向の結果は、最大応答加速度が 850gal であり、約 550gal の応答を示した 3.9sec 付近で柱が降伏した。この結果は、静的非線形解析の結果の降伏震度(k_{try} =0.53)と整合する。直角方向の結果は、最大応答加速度が 750gal であり、約 730gal の応答を示す 4.0sec 付近で柱が降伏した。この結果も、静的非線形解析の結果の降伏震度(k_{try} =0.65)と概ね整合する。

図-12 に柱の応答結果 (M-ø関係) を示す. 対象は, Casel と同様に損傷が大きい 3 列目の柱の基部とした. 図には制限値と, 比較のため Casel の結果をあわせて示



(a) 線路方向



(b) 直角方向 図-12 柱の応答結果 (*M-Φ*関係:Case2)

した. 線路方向の結果は、最大曲率が 0.058m⁻¹ であり制限値を超過する結果となった. 一方、直角方向の結果は、最大曲率が 0.037m⁻¹ であり制限値の 3/4 程度の結果となった.

上記の結果より、自重補償構造として通常柱の諸元を変更していない Case2 は、線路方向について耐震性能を満足しないことが確認できた. これは、慣性力に抵抗する 12 本の柱のうち 4 本を自重補償部材に変更したため、従来柱の負担が増大したことによると考えられる.

(3) Case3

自重補償構造とした上で,通常柱の配筋を増やした Case3 の解析結果を示す. 図-13 に線路方向および直角 方向の1次振動モードを示す. Case3 は, Case2 の配筋に, 2 列目と 5 列目の柱上端部がすべり支承化しているのが 確認できる. 振動数は,線路方向で 0.367sec,直角方向 で 0.508sec であり, Case2 と概ね一致している.

図-14 に静的非線形解析による荷重変位関係と柱の降伏点を示す. なお, 直角方向については, Case2 でも耐震性能を満足していたため, ここでは線路方向についてのみ結果を示す. 図には比較のため Case1 および Case2 の結果も示した. 線路方向の結果は, 降伏震度 $k_{\rm hy}$ =0.70で3列目の柱が降伏した. 降伏震度は, Case1 と比べる

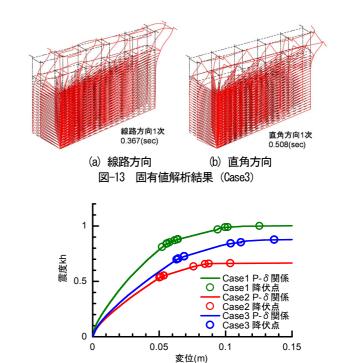


図-15 応答加速度波形 (Case3)

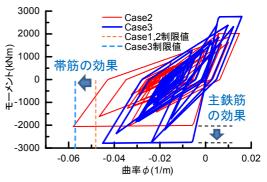


図-16 柱の応答結果 (M-Ø関係:Case3)

と 14%程度低下しているが、Case2 と比べると 32%程度 増加している。その他の柱についても震度 k_n =0.90 まで に降伏した。最大震度は約 0.90 である。

次に動的解析の結果を示す。**図**-15 に高架橋天端の応答加速度波形を示す。線路方向の結果は、最大応答加速度が 960gal であり、約 730gal の応答を示した 3.9sec 付近で柱が降伏した。この結果は、静的非線形解析の結果の降伏震度(k_{ln} =0.70)と整合する。

図-16 に柱の応答結果 (M- ϕ 関係) を示す.対象は,3 列目の柱の基部とした.図には制限値と,比較のため 照査を満足しなかった Case2 の結果をあわせて示した.ここで,Case3 は Case2 と比較すると降伏モーメントが

1000

-1000

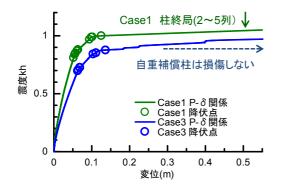


図-17 荷重変位関係 (Case1 および3)

増加しているが、これは柱の引張鉄筋を増加させたことによる影響である。また、制限値も大きいが、帯鉄筋を増加させたことに伴い、じん性も増加したことによるものである。Case3 は、最大曲率は 0.045m⁻¹ であり制限値に収まる結果となった。

上記の結果より、自重補償構造で通常柱の鉄筋を増加させた Case3 は、耐震性能を満足することが確認できた、このように危機耐性を高める自重補償構造を適用した場合は、慣性力による負担が大きくなるために従来柱の耐力を増加させる必要があるが、帯鉄筋を増加させじん性を十分に持たせ、引張鉄筋を 1,2 本増やす程度で、前提となる設計地震動に対する安全性を満足させることが可能である.

ここで、図-17 に Casel と Case3 の荷重変位関係を再掲する. Casel は、約 0.5m でほとんどの柱が終局に達するが、Case3 は自重補償柱が健全な状態を保ち続けるため、危機耐性についても向上が期待できる.

なお、提案構造の施工費は、従来柱の鉄筋を増加させる必要がある一方で、慣性力に抵抗しない自重補償部材は鉄筋を大幅に削減できるため、通常の構造物と比較しても同等と想定できる.

5. 地震後の鉛直支持性能の検証

4章では、自重補償構造が設計地震動を受けた場合でも、従来柱の鉄筋を増加させることで安全性を満足できることを示した。そこで本章では、従来柱が地震動を受けて損傷し鉛直支持性能が低下した場合でも、自重補償構造が構造物全体系として鉛直支持性能を保持できるかについて検証する。検証は、地震後の状態を想定し、自重補償柱の鉛直剛性は健全な状態を保ちながら、従来柱の鉛直支持性能を低下させた非線形自重解析を実施して、構造物の各部材を照査することとした。

自重状態における柱の鉛直支持性能の変化は、主に線路方向の上層梁の断面力に影響を与える。そこで本検討では、線路方向の上層梁の曲げモーメントが設計曲げ耐

表-2 上層梁の曲げ耐力

上層梁位置	M _u (kNm)		
	上側引張	下側引張	
端部	4733.4	5591.9	
中間部	2804.3	3940.8	

力を超過するかを構造物全体系の鉛直支持性能の保持に対する判断基準とした. なお, 上層梁は鉄道標準に従ってT形断面としてモデル化するため, 上側引張と下側引張で耐力が異なる. 表-2に, 上層梁の端部と中間部における曲げ耐力を示す.

従来柱の鉛直支持性能の低下の考慮方法は、3章と同様のモデルに対して、従来柱の上端部にも鉛直ばねを挿入し、このばねの剛性を変化させることで表現することとした。なお、この位置は鉛直方向のみにばねを配置することとし、水平方向および全ての回転方向は自由としてモデル化した。

ここで、地震時における従来柱の鉛直支持性能の低下について考察する. 一般に、設計地震動に対して耐震性能を満足している構造物は、曲げ損傷は許容しているにも関わらず、地震後の状態については照査を省略している. これは、損傷部位を曲げ破壊形態とした上で、曲げ変形を許容値以内に収めれば、鉛直支持性能を概ね担保出来ることを示唆しているものである. しかし、本論文で対象としているような設計地震動を超える地震を考慮した場合、曲げ変形は許容値を超過することが予想される. この場合、従来柱の鉛直支持性能は、曲げ破壊形態としておくことで、せん断破壊を生じた場合のように完全に喪失しない可能性はあるものの、ある程度の低下は免れないと考えられる.

そこで、本検討では表-3に示すような4ケースを想定するものとした。以下に各ケースにおいて想定した柱の鉛直支持性能の状態について示す。

Casel1: 従来柱の鉛直支持性能が健全な状態

Case12: 従来柱の鉛直支持性能が低下した状態①

→ 柱のコアコンクリートが機能しない状態で、主鉄 筋のみが鉛直支持性能に寄与している

表-3 解析ケースの条件

解析ケース	従来柱の状態	ばねに与える条件	
Case11	鉛直支持性能は健全	全断面有効	
Case12	鉛直支持性能が低下	鉄筋の断面積のみ有効	
Case13	鉛直支持性能が低下	鉄筋の断面積の5%のみ有効	
Case14	鉛直支持性能を喪失	_	

表-4 各解析ケースに与えるばね剛性

解析ケース	柱の鉛直ばね剛性 $k_{ m v}({ m kN/m})$	Case11に対する比				
Case11	2.54E+07	1.00				
Case12	4.48E+06	0.18				
Case13	2.24E+05	0.01				
Case14	2.24E+03	0.00				

上層梁断面力

Case13: 従来柱の鉛直支持性能が低下した状態②

→ Case12の主鉄筋にも座屈等が発生し、主鉄筋の全断 面積の5%程度しか鉛直支持性能に寄与しない状態

Casel4: 従来柱が鉛直支持性能を喪失した状態

鉛直支持性能を表現するばねの剛性は、以下の式により与えるものとした.

$$k_{\rm v} = EA/L \tag{1}$$

ここに、k,は鉛直支持性能を表現するばねの剛性 (kN/m), E は 弾性 係数 (kN/m^2) で コンクリートは $2.65 \times 10^7 kN/m^2$, 鋼材は $2.0 \times 10^8 kN/m^2$, Aは対象とする面積 (m^2) , Lは損傷範囲で本検討では1D(=0.85m)とした. 算定したばね剛性については、 $\mathbf{表}$ - $\mathbf{4}$ に示した. なお、Case14 は非線形解析の便宜上、Case13の1/100とした.

図-18 に Case11 の解析結果を示す. 上層梁の曲げモーメント分布は, 内側の 4本の柱の位置では上側引張の曲げを生じており, 端部の 2本の柱の位置では 0kNm となった. このような断面力分布は,全ての柱が鉛直方向にのみ剛性を有しており回転剛性を有しないため,連続梁のように機能したと解釈できる. また,回転剛性が無いため,いずれの柱にも曲げモーメントは生じていない.このケースの最大曲げモーメントは,上側引張が卓越し740kNm となった.

図-19にCase12の解析結果を示す.このケースは従来柱の鉛直剛性がCase11と比較して約1/6に低下した状態であるが、上層梁の曲げモーメント分布形状は、Case11の解析結果とほぼ同様であった.このケースの最大曲げモーメントは、上側引張が卓越し770kNmとなった.

図-20にCase13の解析結果を示す.このケースは従来柱の鉛直剛性がCase11と比較して約1/100に低下した状態である.上層梁の曲げモーメント分布は、Case11の解析結果と比較すると自重補償柱付近の曲げモーメントが増加していることがわかる.このケースの最大曲げモーメントは、上側引張が卓越し1140kNmとなったが、表-2に示す曲げ耐力には至らない結果となった.

図-21にCase14の解析結果を示す.このケースは自重補償柱のみで上層梁全体を支えている.このため、上層梁の曲げモーメント分布は、自重補償柱の位置で大きく負曲げを生じた.なお自重補償柱の間隔は約30mであることから中央付近の正曲げが卓越することが想定されるが、このケースでも上側引張が最大曲げモーメントとなった.最大曲げモーメントは3650kNmであり、表-2に示す曲げ耐力を超過した.なお、下側引張が卓越しなかったのは、自重補償柱の外側の上層梁の重量が中央部と釣り合うように機能したためと考えられる.

これらの結果をまとめて、縦軸を上層梁の最大曲げモーメント、横軸を鉛直ばね剛性のCasel1に対する比で整理して、横軸を対数で表示したものが図-22である. なおグラフには、表-3に示す解析ケースに加えて、鉛直ば

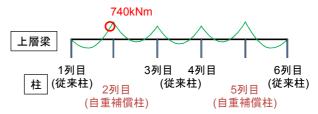


図-18 Case11 の解析結果における上層梁の断面力分布

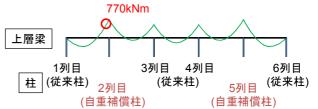


図-19 Case12 の解析結果における上層梁の断面力分布

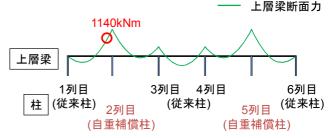


図-20 Case13 の解析結果における上層梁の断面力分布

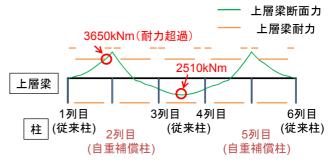


図-21 Case14の解析結果における上層梁の断面力分布

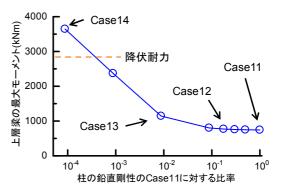


図-22 上層梁の最大曲げモーメントと 柱の鉛直剛性の関係

ね剛性を変化させたケースの結果も示している.この図をみると、上層梁の最大曲げモーメントは、鉛直ばね剛性が健全な状態から1/10程度に低下するまでは、ほとんど変化が見られない.鉛直ばね剛性が1/100程度まで低下すると曲げモーメントに増加傾向が見られ、1/10000以

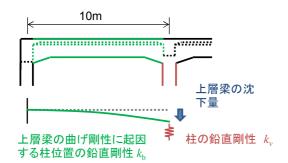


図-23 上層梁の鉛直支持メカニズムのイメージ

表-5 上層梁の曲げ剛性に起因する鉛直ばね剛性

	$E(kN/m^2)$	$I(\text{m}^4)$	L(m)	k b(kN/m)
上層梁	2.65E+07	0.2245	9.6	2.02E+04

下になると曲げ耐力を超過することがわかった.

上記の結果を受けて図-23のモデルを用いて構造物全体の鉛直支持性能について考察する. 上層梁は、図に示すように上層梁の曲げ剛性と柱の鉛直剛性の関係によって支持されていると考えられる. ここで、ある長さを有する梁の曲げ剛性に起因する鉛直ばね剛性は(2)式のように示される.

$$k_b = EI/L^3 \tag{2}$$

ここに、 k₆はある長さを有する梁の曲げ剛性に起因する鉛直ばね剛性(kN/m)、 l'は上層梁の断面2次モーメント (m⁴)であり、表-5に本検討で対象としたモデルでこれを計算した結果を示した. この結果を表-4の柱の鉛直ばね剛性と比較すると、柱が健全な場合(Casell)では、柱の鉛直剛性の方が圧倒的に大きく、上層梁の影響は無視できる程度であることがわかる. 一方、柱の損傷を考慮したケース(Casel3)と比較すると、柱による剛性と上層梁による剛性の比は10:1程度であり、上層梁の寄与が大きくなっていることがわかる. 図-22では、Casel3の結果より上層梁の曲げモーメントが大きくなっており、上層梁の寄与の増加と整合的であることがわかる. これらの結果より構造物全体系の鉛直支持性能は、上層梁の曲げ

剛性と柱の鉛直剛性の関係から決まることが確認できた. 以上より、本検討のモデルでは柱の鉛直剛性が1/100 程度に低下しても構造物全体系の鉛直支持性能を喪失しないこと、構造物全体系の鉛直支持性能は、上層梁の曲 げ剛性と柱の鉛直剛性の関係から決まることが確認できた

6. おわりに

本論文では、自重補償構造のコンセプトを示し、解析 により成立性を検証した. その結果、以下に示す知見を 得た.

- 1. 自重補償部材を設けることで、万一想定以上の 地震が作用して従来柱が破壊しても、構造物は 破滅的な状況、すなわち落橋のリスクを減らす ことが可能である.
- 2. 自重補償構造は、通常の耐震設計されたラーメン構造よりも慣性力に抵抗する従来柱が減っているが、従来柱の鉄筋を増やす程度で設計地震動に対する安全性を満足させた上で、危機耐性を高めることが可能である。また、施工費の観点でも通常の構造物と同等と想定できる。
- 3. 本検討のモデルでは、柱の鉛直剛性が1/100程度 に低下しても構造物全体系の鉛直支持性能を喪 失しないことが確認できた。また、構造物全体 系の鉛直支持性能は、上層梁の曲げ剛性と柱の 鉛直剛性の関係から決まることが確認できた。

参考文献

- (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,2012.9,
- 2) 武田寿一:鉄筋コンクリート建物の動的計算, コンクリートジャーナル Vol.12, No.8, pp.33-41, 1974

STUDY ON SEISMIC PERFORMANCE AND FEASIBILITY OF THE "DEAD WEIGHT COMPENSATION MECHANISM" FOR IMPROVING "ANTI-CATASTROPHIC PERFORMANCE"

Takayoshi NISHIMURA, Yoshitaka MURONO, Hiroki MOTOYAMA and Akira IGARASHI

In the design standards for railway structures(revised in 2012), the concept of "Anti-catastrophe" has been introduced in order to prevent the occurrence of catastrophic state against the earthquake on an unanticipated scale. In this paper, as a structure for improving the Anti-catastrophic performance, we propose a new structure to compensate for the vertical support performance, and show its concept. Moreover, the seismic performance and feasibility of the proposed structure are evaluated by nonlinear dynamic analysis. As a result, the proposed structure is confirmed to satisfy the seismic performance and no loss of vertical support performance of the structure overall system.