

自重補償機構を有するラーメン高架橋の設計例

土井 達也¹・豊岡 亮洋²・室野 剛隆³・西村 隆義⁴・堂内 悠吾⁵

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

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

³正会員 博士（工学） 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 博士（工学） ジェイアール総研エンジニアリング 構造技術部
（〒186-0002 東京都国立市東1-4-13 COI国立ビル8階）

⁵正会員 ジェイアール総研エンジニアリング 構造技術部
（〒186-0002 東京都国立市東1-4-13 COI国立ビル8階）

1. はじめに

平成 24 年に改訂された鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計¹⁾（以下、耐震標準）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。筆者らは、危機耐性を高める構造形式のひとつとして、想定を超える地震に対して、柱や橋脚などの鉛直方向の部材が破壊しても、自重補償柱でスラブの荷重を受け替えることで構造物の完全な破壊を防止する「自重補償機構」を提案している。ラーメン高架橋に対して、自重補償機構を実装した概要図を図-1²⁾に示す。2 種類の柱（通常柱、自重補償柱）で構成されていて、通常柱は、従来のように L2 地震に対して性能を満足するように耐震設計された柱である。一方、自重補償柱は、地震時の慣性力（水平力）に対して抵抗しないものの、通常柱が破壊した際に機能を発揮する部材であり、通常柱で支え切れなくなった上部工等を支持し、構造物が崩壊することを防止するための部材である。自重補償柱の柱頭とスラブの間は非接合とするか、すべり材を配置するなど、自重補償柱に水平力を伝えないような工夫を施し、想定外の地震力を受けた際にも無損傷とする。その結果、通常柱が想定を超えた地震で破壊しても、無損傷の自重補償柱が上部工を支持することができる。

筆者らの一部はこれまで、自重補償機構の適用が

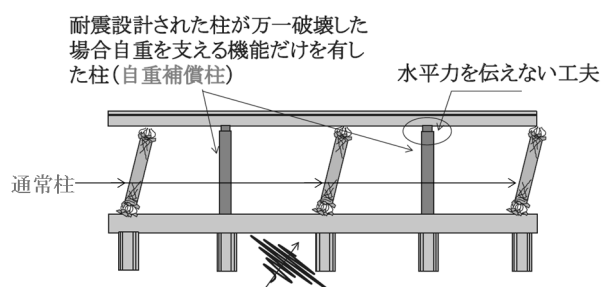


図-1 自重補償機構を有するラーメン高架橋
（文献 2）より、一部加筆）

最も多くなると想定されるラーメン高架橋に対して、模型高架橋の静的載荷試験や、自重補償柱の柱頭にすべり支承を配置した高架橋モデルの動的解析により、自重補償機構の適用性を確認している^{3), 4)}。一方、自重補償機構を有するラーメン高架橋の実用化のためには、その設計手法を確立することが必要である。

そこで、本検討では、新設ラーメン高架橋を対象として、鉛直柱の一部を自重補償柱として地震時以外の常時（以下、常時と称する）および地震時の試験設計を行い、梁・柱・基礎がどの程度影響（設計変更）を受けるかを明らかにする。これにより、自重補償機構を有するラーメン高架橋を成立させるために必要な設計上の留意点および自重補償柱に対する要求性能を明らかにし、自重補償機構の実用化に向けた具体的な設計法を確立することを目的とする。

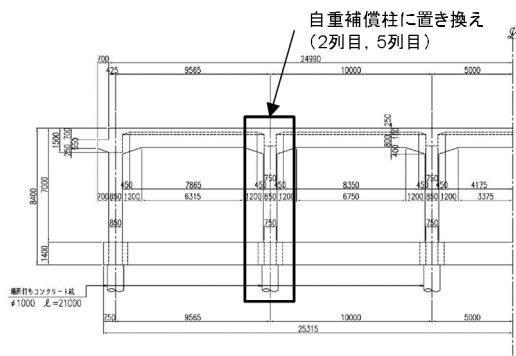
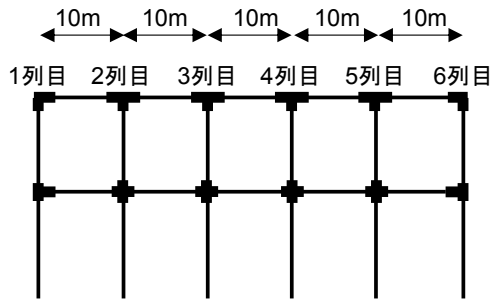


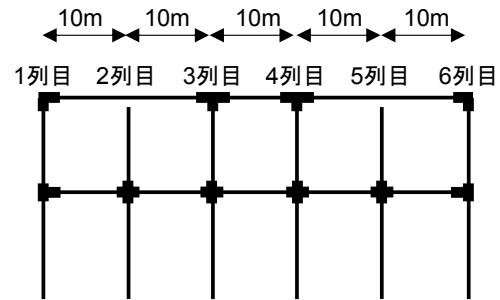
図-2 設計対象構造物の概要

表-1 地盤条件

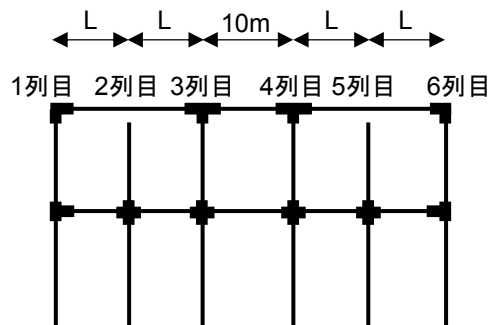
土質区分	層厚(m)	N 値	せん断波速度 (m/s)
埋戻し土	1.9	-	-
粘性土	3.0	5	170
砂質土	5.0	15	230
粘性土	8.0	10	260
粘性土	4.0	20	310
砂礫	1.0	70	400



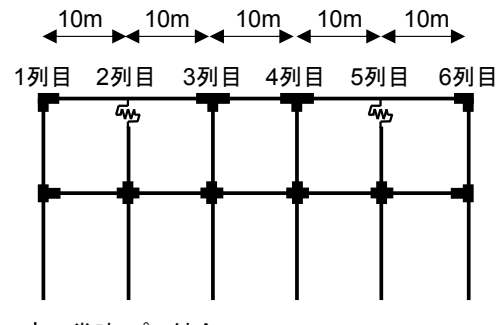
(a) 元構造



(b) 自重補償柱の常時荷重負担なし（梁高変更）



(c) 自重補償柱の常時荷重負担なし（スパン変更）



常時:ピン結合
地震時:自重補償柱と上層梁の間の摩擦を表現するばね

(d) 自重補償柱は常時から荷重を負担

図-3 設計を行った構造モデル

2. 設計対象構造物

設計で対象とする構造物は、「鉄道構造物等設計標準・解説 設計計算例 RC ラーメン高架橋（場所打ち杭）」（H25.3）⁵⁾のラーメン高架橋とする。構造物の概要を図-2 に、地盤条件を表-1 に示す。本構造は 6 列の柱を有しているが、以下では 2 列目、5 列目の柱を自重補償柱に置き換えた。

ここで、自重補償柱は、想定を超える地震動を受けて通常柱が破壊した後も鉛直荷重の支持機能を維持することを意図したものであるが、自重補償柱の機能として常時から自重を負担させる条件、および通常柱が破壊し、鉛直荷重の支持機能を喪失したと

きのみに自重を負担させる条件、の 2 ケースが考えられる。そこで、設計では、以下の条件において常時および地震時の照査を満足させる構造諸元を算定した。設計を行った構造モデルを図-3 に示す。

- (1) 自重補償柱は常時は自重を負担せず、通常柱が破壊し、鉛直荷重の支持機能を喪失したときのみに自重を負担：スパンを元構造と同一として梁高を変更する（図-3(b)）
- (2) 自重補償柱は常時は自重を負担せず、通常柱が破壊し、鉛直荷重の支持機能を喪失したときのみに自重を負担：梁高を元構造と同一としてスパン長 L を変更（図-3(c)）

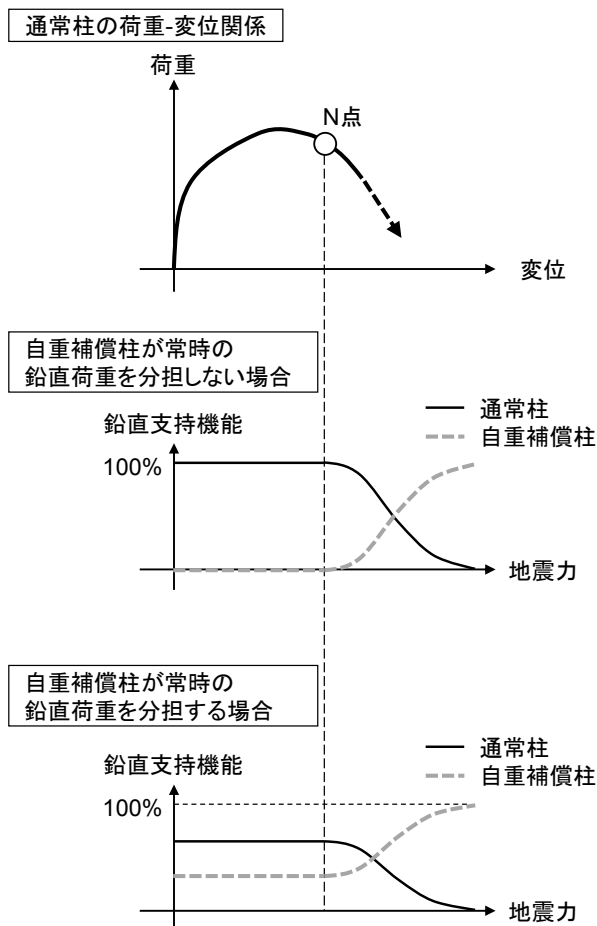


図-4 地震力の大きさと鉛直支持機能のイメージ

- (3) 自重補償柱は常時から自重を支持する。自重補償柱の柱頭には、想定を超える地震力に対して自重補償柱を無損傷とするため、すべり材を配置し、自重補償柱に極力、水平力を伝達させないようにする（図-3(d)）。

(1)は現在の通常柱の一部をそのまま自重補償柱に置き換えたものであり、常時には自重補償柱は自重を負担しないため、元構造と比較して梁スパンが2倍（20m）となり、このままでは照査を満足できないと考えられる。そのため、梁高を変更することでスパンを変えずに設計を行う。(2)も(1)と条件は同じであるが、梁高は変更せずスパンを短くすることで照査を満足させる。この(1)と(2)を比較することで、自重補償柱が常時に自重を負担しない場合、梁とスパンのどちらを変更することが設計上合理的であるかを評価する。一方、(3)は常時から自重を負担するため、元構造から大きな設計変更は生じないと考えられるが、比較のため実施した。なお、(3)においては、自重補償柱に極力水平力を伝達させない観点から、柱頭にテフロン等のすべり材を導入するこ

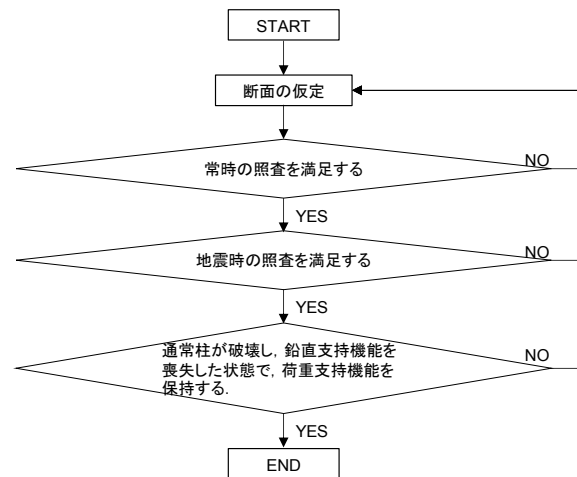


図-5 照査フロー

とで、常時、地震時、および通常柱の破壊後に自重補償柱が荷重を支持する状態（以下、『危機時』と称する）のそれぞれにおいて、水平方向に摩擦係数0.1で滑動すると仮定した。

図-4 に、地震力の大きさと鉛直支持機能のイメージを示す。自重補償柱が常時の鉛直荷重を分担しない場合、通常柱の荷重-変位関係が N 点に到達するまでは、通常柱が鉛直荷重をすべて分担する。N 点を超えると通常柱が鉛直支持機能を喪失していき、それに代わって自重補償柱が鉛直支持機能を分担するようになる。自重補償柱が常時の鉛直荷重を分担する場合、通常柱の荷重-変位関係が N 点に到達するまでは、通常柱と自重補償柱はある比率で鉛直支持機能を分担している。通常柱の荷重-変位関係が N 点を超えると、やはり通常柱が鉛直支持機能を喪失していき、それに代わって自重補償柱が鉛直支持機能を分担するようになる。

3. 設計の概要

(1) 要求性能および照査項目

自重補償機構を有するラーメン高架橋の要求性能については以下のように設定し、図-5 に示すフローで照査を行った。

- ① 常時および地震時：現行の設計標準で規定されている性能を満足する（自重補償機構を有するラーメン高架橋が現行の設計標準で規定されている作用に対して、従来構造と同等の性能を有する）
- ② 危機時：通常柱が破壊し、鉛直支持機能を喪失した状態で、固定死荷重、付加死荷重、列車荷重の各作用の組み合わせに対して、荷重支持機能を保持する。

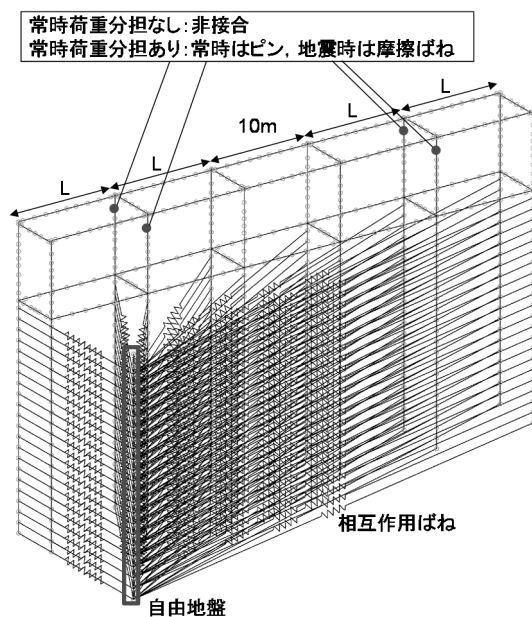


図-6 解析モデル

上記に対して、本検討では表-2 に示す性能項目に着目して評価を行った。性能項目ごとの具体的な照査項目は表-3 に示すとおりである。

(2) 構造物のモデル化

自重補償機構を設けた場合には、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、構造物は3次元の梁-ばね系モデルによりモデル化することとした。解析モデルを図-6に示す。なお、図-3(a)に示す元構造モデルは、文献5)において3次元の梁-ばね系モデルによる応答値の評価を行っていないが、本検討では比較のため、元構造モデルについても3次元の梁-ばね系モデルによる応答解析を併せて実施した。地震時の応答値算出は、自由地盤と構造物を相互作用ばねで連結させた¹⁾一体型モデルの動的解析により行った。また、自由地盤の非線形性はGHE-S⁶⁾モデルにより表現し、相互作用ばねは設計標準⁷⁾に基づき設定した。高架橋の非線形特性については各部材にM-φ関係を与えて設定し、骨格曲線はひび割れ(C)、降伏(Y)、最大耐力(M)の3点を表現するトリリニア、履歴則は修正武田モデルを適用した。

なお、危機時において、通常柱が破壊し、鉛直支持機能を喪失している状態においても、通常柱は幾分かの軸剛性および曲げ剛性を有すると仮定する。具体的には、危機時における通常柱の断面積および断面二次モーメントを、図-3(b)のモデルでは常時の1%、図-3(c), (d)のモデルでは常時の2%と設定した。

また、図-3(d)のモデルで、自重補償柱の柱頭とスラブの間の摩擦は、摩擦力の上限値までは十分に大

表-2 性能項目

(a) 常時

要求性能	性能項目
安全性	破壊、疲労破壊、走行安全性
使用性	外観ひび割れ、支持性能、乗り心地
復旧性	損傷
耐久性	曲げひび割れ

(b) 地震時

要求性能	性能項目
安全性	破壊
復旧性	損傷

(c) 危機時

要求性能	性能項目
安全性	破壊
使用性	支持性能

表-3 照査項目

(a) 常時

性能項目	照査項目
安全性（破壊）	縦梁・地中梁の曲げ
安全性（疲労破壊）	縦梁の曲げ
安全性（走行安全性）	縦梁のたわみ
安全性（基礎）	省略（今回の検討条件では、使用性（基礎）の照査を満足すれば、安全性（基礎）の照査を満足するため）
使用性（外観）	縦梁の下側引張
使用性（乗り心地）	縦梁のたわみ
使用性（基礎）	長期支持性能のみ（短期支持性能に対する制限値の増分が変動荷重より大きい場合）
復旧性（損傷）	縦梁・地中梁の曲げ
耐久性	縦梁・地中梁の曲げ

(b) 地震時

性能項目	照査項目
安全性（破壊）	柱・縦梁・横梁・杭頭の曲げおよびせん断
復旧性（損傷）	柱・縦梁・横梁・杭頭の曲げおよびせん断

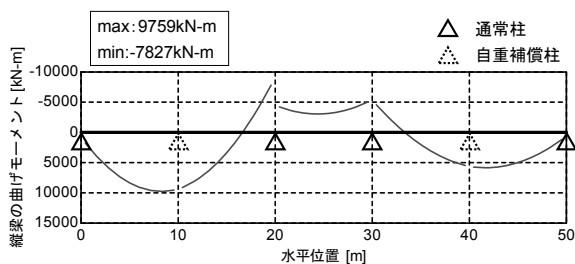
(c) 危機時

性能項目	照査項目
安全性（破壊）	縦梁・地中梁の曲げ
使用性（基礎）	短期支持性能のみ

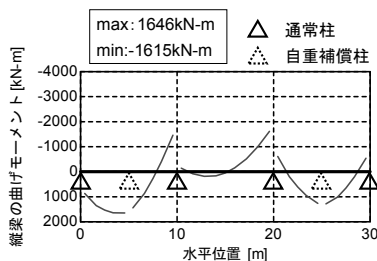
きい剛性を有し、上限値到達後は剛性が十分小さくなる非線形ばねで表現し、上限値には柱頭の軸力変動を考慮した。

4. 検討結果

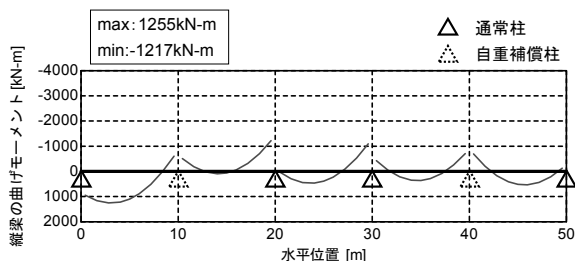
自重補償機構の適用により最も断面力への影響が



(a) 自重補償柱の常時荷重負担なし（梁高変更）

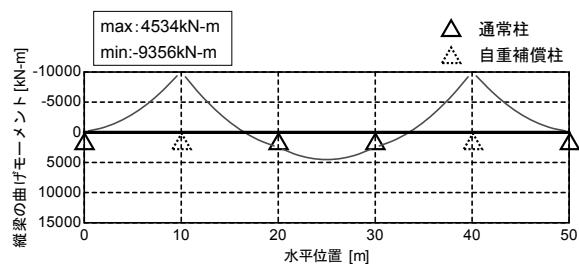


(b) 自重補償柱の常時荷重負担なし（スパン変更）

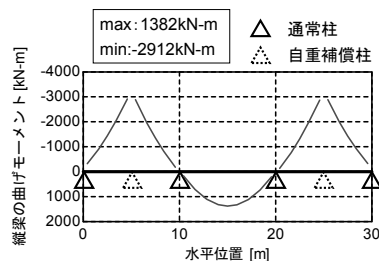


(c) 自重補償柱が常時から荷重を負担

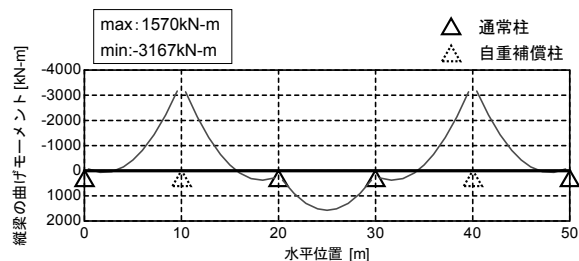
図-7 縦梁の曲げモーメント図（常時）



(a) 自重補償柱の常時荷重負担なし（梁高変更）



(b) 自重補償柱の常時荷重負担なし（スパン変更）



(c) 自重補償柱が常時から荷重を負担

図-8 縦梁の曲げモーメント図（危機時）

大きいと考えられる縦梁について、常時の決定ケースにおけるモーメント図を図-7に、危機時の決定ケースにおけるモーメント図を図-8にそれぞれ示す。図-7、図-8より、常時の曲げモーメントの絶対値の最大値は、自重補償柱が常時荷重を負担せず、スパン長を変更しない場合には9759kN-mであるのに対し、自重補償柱の常時荷重負担なし（スパン変更）の場合には1646kN-mと約0.17倍に、自重補償柱が常時から荷重を負担する場合には1255kN-mと約0.13倍となることがわかる。また、危機時における曲げモーメントの絶対値の最大値は、自重補償柱が常時荷重を負担せず、スパン長を変更しない場合には9356kN-mであるのに対し、自重補償柱の常時荷重負担なし（スパン変更）の場合には2912kN-mと約0.30倍に、自重補償柱は常時から荷重を負担する場合には3167kN-mと約0.32倍となることがわかる。このように、自重補償柱が常時荷重を負担せず、スパン長を変更しない場合には、自重補償柱の常時荷重負担なし（スパン変更）の場合や、自重補償柱が常時から荷重を負担する場合に比べて縦梁の曲げ

モーメントが大きいため、それに応じて梁高や鉄筋量を増加させる必要が生じる。

設計に基づく構造諸元を図-9に示す。図中には元構造からの主な変更点も併せて示している。また、各構造の縦梁、横梁の配筋要領を図-10に、柱および杭の配筋要領を図-11に示す。図-9より、いずれの構造でも、柱および地中梁の断面寸法は元構造から増減していないことがわかる。通常柱の配筋については、文献3)において、自重補償柱が常時から荷重を負担する場合には、自重補償機構の導入により主鉄筋を若干増加させる必要性が指摘されているものの、図-11より、今回の検討条件においては、いずれの構造においても帯鉄筋の若干の増加で損傷レベルの限界値以内にとどまっている。ただし、動的解析による天端の最大応答変位は表-4に示すように、自重補償柱の常時荷重負担なし（スパン変更）の線路直角方向の照査を除いて元構造に比べて増加している。また、配筋要領は示していないが、地中梁についても、側方鉄筋の若干の増加で照査を満足することを別途確認している。

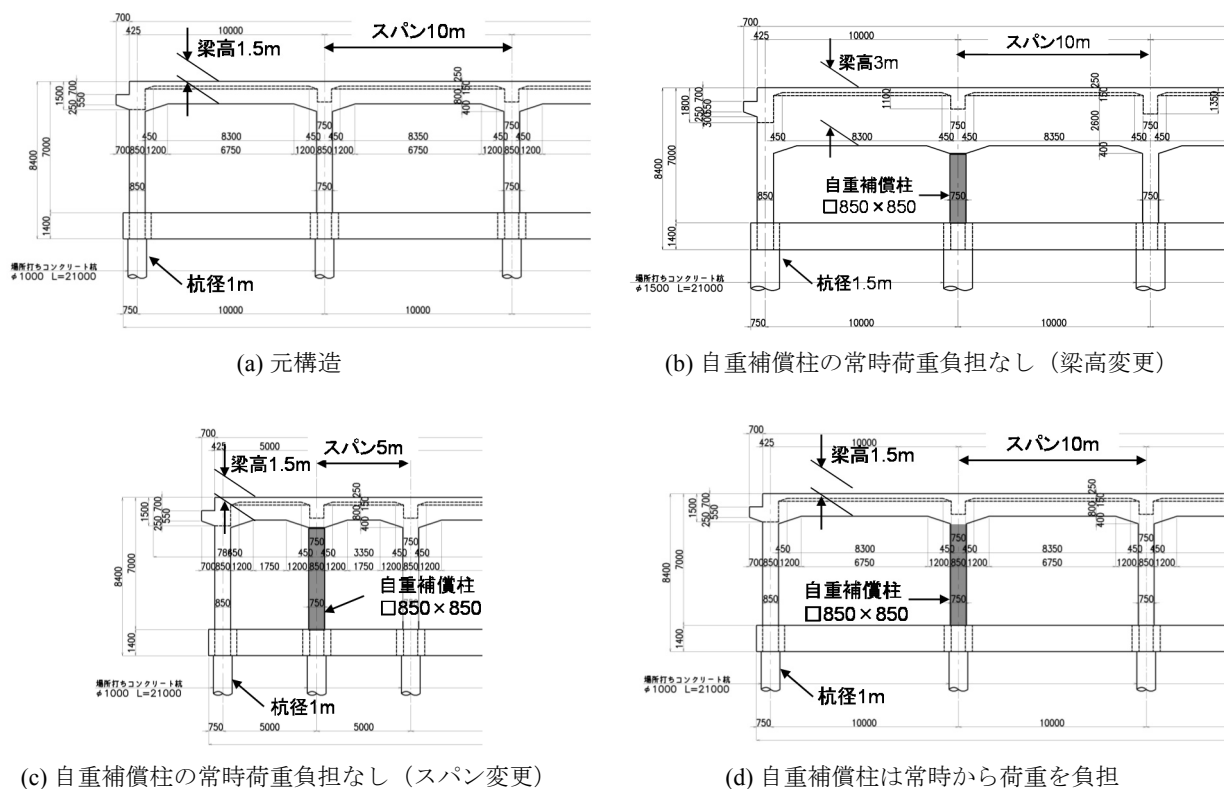


図-9 設計に基づく構造諸元

一方、縦梁、横梁、杭については、図-10 をみるとわかるように、構造によっては断面寸法の変更を伴う大きな変更が生じている。そこで以下では、縦梁、横梁、杭に着目して、各構造に対して元構造からの断面寸法および配筋の変更状況について述べる。

(1) 自重補償柱が常時荷重を負担せず、スパン長を変更しない場合

自重補償柱が常時荷重を負担せず、スパン長を変更しない場合には、縦梁高さは元構造の 2 倍の 3m となった（図-9(b)）。これは、2 列目、5 列目の自重補償柱が常時荷重を分担しないため、1 列目～3 列目、4 列目～6 列目のスパンが 20m と大きくなることにより、常時の曲げひび割れに対する照査を満足しなくなることが要因である。同時に、縦梁の主鉄筋や側方鉄筋を追加する必要がある（図-10 参照）。さらに、縦梁の重量増加に伴い、常時の安定に対する照査を満足させるため、杭径も 1.5m に拡大する必要があると、コスト増につながる可能性があることが明らかとなった。また、図-10 より、横梁についても、縦梁と同様に断面高さの増加や鉄筋量の増加を伴うことがわかる。

(2) 縦梁高を変更せずスパン L を変更した場合

縦梁高を変更せずスパン L を変更した場合は、ス

表-4 動的解析による天端の最大応答変位[m]

モデル	線路方向	線路直角方向
(a) 元構造	0.111	0.161
(b) 自重補償柱の常時荷重負担なし（梁高変更）	0.152	0.232
(c) 自重補償柱の常時荷重負担なし（スパン変更）	0.133	0.158
(d) 自重補償柱は常時から荷重を負担	0.192	0.192

パンを $L=5m$ と元構造の半分にする必要が生じるが、縦梁、横梁、杭部材を含め、全部材の断面寸法の変更が不要である（図-9(c)）。また、図-10 をみるとわかるように、縦梁の鉄筋量も若干の増加にとどまっており、元構造からの大きな構造変更は不要であることが明らかとなった。なお、横梁については鉄筋量の変更はなかった。

(3) 自重補償柱が常時から鉛直荷重を負担する場合

自重補償柱が常時から鉛直荷重を負担する場合は、スパン、断面寸法とも、元構造からの変更は生じなかった（図-9(d)）。また、図-10 をみるとわかるように、(2)と同様に縦梁の鉄筋量も若干の増加にとどまっており、横梁の鉄筋量の変更はなかった。

以上の結果から、本ラーメン高架橋において自重

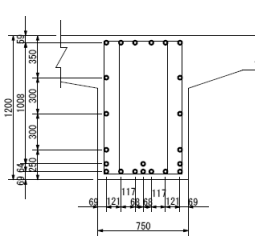
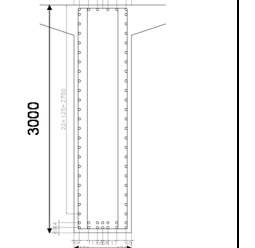
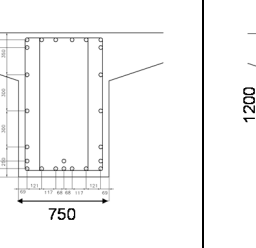
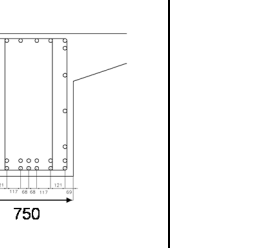
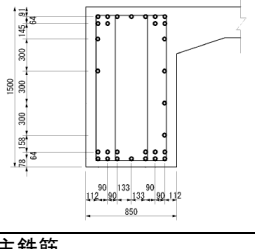
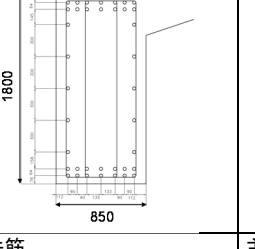
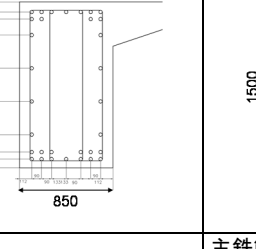
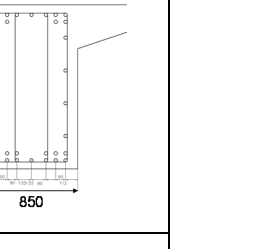
断面	(a) 元構造 ⁵⁾	(b) 自重補償柱の常時荷重負担なし（梁高変更）	(c) 自重補償柱の常時荷重負担なし（スパン変更）	(d) 自重補償柱は常時から荷重を負担
縦梁 (中間部)				
	主鉄筋 上側：D32-6 下側：D32-7・3 側方：D16-3 スターラップ D13-2 組 c/c 200 損傷レベル／限界値：2/2	主鉄筋 上側：D32-6 下側：D32-7・7 側方：D32-11 スターラップ D13-2 組 c/c 200 損傷レベル／限界値：1/2	主鉄筋 上側：D32-6・2 下側：D32-7・3 側方：D16-3 スターラップ D13-2 組 c/c 200 損傷レベル／限界値：1/2	主鉄筋 上側：D32-6 下側：D32-7・7 側方：D16-3 スターラップ D13-2 組 c/c 200 損傷レベル／限界値：2/2
横梁 (桁受部)				
	主鉄筋 上側：D32-7・4 下側：D32-7・6 側方：D16-4 スターラップ D22-2 組 c/c 125 損傷レベル／限界値：1/1	主鉄筋 上側：D32-7・7 下側：D32-7・7 側方：D16-4 スターラップ D22-2 組 c/c 125 損傷レベル／限界値：2/2	主鉄筋 上側：D32-7・4 下側：D32-7・6 側方：D16-4 スターラップ D22-2 組 c/c 125 損傷レベル／限界値：1/2	主鉄筋 上側：D32-7・4 下側：D32-7・6 側方：D16-4 スターラップ D22-2 組 c/c 125 損傷レベル／限界値：1/2

図-10 縦梁、横梁の配筋要領

補償機構を成立させるためには、「自重補償柱が常時に自重を負担しない場合にスパンを 5m 程度とする」もしくは「自重補償柱に常時から鉛直荷重を負担させる」のいずれかが現実的な設計解となることが明らかとなった。

5. まとめ

自重補償機構を有する高架橋の実用化に向けて、自重補償機構の設計手法を確立するため、新設高架橋を対象に、自重補償柱が常時荷重を分担しない場合、する場合の双方について現行の設計標準に基づき試設計を行った。得られた結論を以下に示す。

- (1) 自重補償柱が常時荷重を分担せず、スパン長を 10m とした場合、梁高さが 3m と大きくなった。これは、スパン長が長くなるほどスパン中央部での曲げモーメントが大きくなり、常時の曲げひび割れに対する照査を満足しなくなるためである。

- (2) 自重補償柱が常時荷重を分担せず、スパン長を 10m とした場合、杭径がを 1.5m に変更する必要がある。これは、常時の安定の照査が要因である。
- (3) 梁高を変更せずスパンを変更した場合、スパンを元構造の半分の 5m とする必要があるが、断面諸元については、元構造より若干鉄筋量が増加する部材が生じる程度で、断面寸法の変更は生じなかった。
- (4) 自重補償柱が常時から鉛直荷重を負担する場合は、スパンを元構造と同じ 10m 程度としても、元構造より若干鉄筋量が増加する部材が生じる程度で、断面寸法の変更は生じなかった。

なお、本設計は新設構造物を対象としたものであるが、縦梁高を変更せずスパンを変更した場合（図-9(c)）は、元構造のスパン中央に自重補償柱と杭基礎を追加した構造となっており、既設構造物に対しても自重補償柱の追加を行うことで自重補償機構が成立する可能性がある。ただし、既設構造物の場合

