

方杖型制振ダンパによる 線路上空建築物の耐震補強効果

山田 聖治* 清水 克将* 武居 泰*

Seismic Retrofitting Effects of Reinforcement of Over-Track Building with Knee Brace Dampers

Seiji YAMADA Katsuyuki SHIMIZU Yasushi TAKEI

The study presented in this paper verifies seismic retrofitting effects of reinforcing over-track building with knee brace dampers. At first, we executed the shaking table test with the large-scale test models, which simulate over-track buildings reinforced with knee brace dampers. From the test results regarding responses or hysteresis loops, we confirmed seismic retrofitting effects of knee brace dampers. In addition, we estimated natural frequencies and damping factors of the models by ARX model. Furthermore, by analytic studies on the over-track building models simulating true structures, we confirmed the seismic retrofitting effects of knee brace dampers.

キーワード：線路上空建築物，方杖補強，パッシブダンパ，振動台実験，部分骨組，ARX モデル

1. はじめに

橋上駅等の線路上空建築物は、基礎梁のない形態が多い、ホーム上の旅客流動や列車通過のためにブレースや耐震壁等の耐震要素の線路階への配置が困難、列車および架線を跨ぐために線路階の階高が高い、等の構造的特徴を有している。

新設の線路上空建築物に対しては、建築基準法に準拠しつつ、鉄道土木の耐震性能との整合を考慮した「線路上空建築物（低層）構造設計標準2009¹⁾」（以下、低層標準）が制定されている。一方で、既存の線路上空建築物に対する耐震性能向上のための補強法を整備しておくことも重要であり、有用な補強法の一つとして制振ダンパによる補強が考えられる。前述のように線路上空建築物では耐震要素の設置範囲に制約があるため、最も汎用的な制振ダンパの設置方法は方杖型と考えられるものの、方杖型に設置された制振ダンパ（以下、方杖型制振ダンパ）は主架構との幾何関係から制振効果が現れにくく、また、既往研究においても木造を対象としたものが多い^{例えば2)}。鉄骨造を対象とした事例は少ない^{例えば3, 4)}が、著者らの一人は文献4)において、極低降伏点鋼を用いた座屈拘束ブレースを方杖型に配置し、層間変形角1/200以下で主架構に先行して降伏させることで、比較的小さな地震動からエネルギー吸収させる方法を提案している。

以上を踏まえ本研究では、既存線路上空建築物の大地震対策として、粘性系ダンパを含めた様々な制振ダンパを方

杖型に設置した場合の耐震補強効果を検証した。大型試験体による振動台実験によって、小変形時から大変形時における制振効果の差異や方杖型制振ダンパで重要となる制振ダンパと主架構の接合部（以下、制振ダンパ接合部）の応力状態を確認した。また、ARXモデル⁵⁾によって基本動特性である固有振動数・減衰定数を推定し、方杖型制振ダンパによる動特性の変動程度を評価した。そして、実構造物を想定した解析的検討を行うことで、方杖型制振ダンパによる線路上空建築物の耐震補強効果について総合的に検証した。

2. 部分骨組架構を用いた振動台実験

2.1 実験概要

使用した振動台は、(財)鉄道総合技術研究所所有の大型振動試験装置である。その主な性能は、振動台の大きさ：5m×7m、最大積載重量：50t、最大加速度：2G、最大速度：150kine、最大振幅：±100cmである。

本実験において、試験体と実構造物の挙動の整合を優先し、制振ダンパの各種依存性を考慮するためには、極力実大サイズの試験体を製作することが望ましい。しかしながら、試験体が大きくなるにつれて、転倒防止機構などの安全対策も大がかりになる。そこで本実験では、試験体の主架構を、橋上駅の線路階部分を約1/2.5スケールに縮小し、さらに構造物の対称性を考慮して反曲点で切断したL型の部分骨組架構〔梁：H-300×150×6.5×9（材質：SS400）、柱：□-200×9（材質：BCP235）〕とし、柱脚および梁中央部をピン支持とした（図1）。試験体への加振は、秋山らの提案による慣性加振方法⁶⁾を採

* 構造物技術研究部（建築）

特集：構造物技術

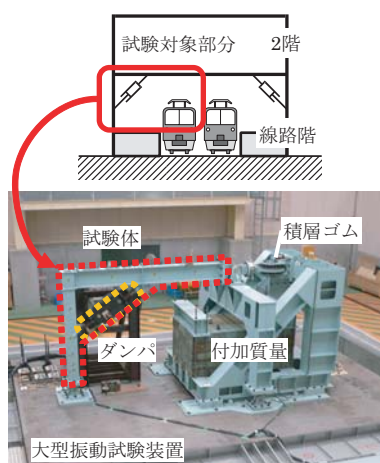


図1 実験全体写真

用し、試験体に作用する地震力をローラー支持された併設の付加質量(約17t)から固有周期調整用の天然ゴム系積層ゴムの介して慣性力として作用させた。最大加速度50galのホワイトノイズ加振の結果から推定した1次固有振動数は1.47Hzであった。

制振ダンパは、隅角部の1m×1.5mの位置(図2)に設置し、鋼材ダンパ、粘弾性ダンパ、オイルダンパ、回転慣性効果のある粘性ダンパ(以下、粘性ダンパ)の4種類とした。それぞれの仕様は、制振ダンパを設置しない時(以下、無補強時)の線路階の層間変形角が1/50程度になるように入力レベルを調整した建築告示波(位相ランダム)に対して、制振ダンパを設置した時(以下、ダンパ補強時)で1/100程度になることを目標に、試行錯誤的に予備応答解析を行うことで決定した。

制振ダンパ接合部は、主架構の応答を制振ダンパへ伝達する重要な部材である一方で、既存構造物の耐震補強を前提にした場合には、現場での施工が極力容易な構造とすることが望まれる。そこで、本研究では文献7)に示す形式の制振ダンパ接合部としている。柱-制振ダンパ接合部は、制振ダンパが柱に対して斜め方向に取り付くことから、ダイアフラムを傾斜して溶接接合する形式とし、ダイアフラムの中央部に柱管壁の局部変形およびダイアフラムの座屈に抵抗するためのリブを設けている。梁-制振ダンパ接合部は、梁ウェブ中央位置にガセットプレートを溶接接合し、制振ダンパの角度にあわせたダイアフラムと補強用リブを設けている(ともに図2参照)。なお、柱-制振ダンパ接合部、梁-制振ダンパ接合部の材質は全てSM490である。

計測項目は加速度、変位、歪、荷重、気温である。主な計測位置を図2に示す。なお、本実験においては、試験体の寸法上制振ダンパの軸力を直接計測することが困難であった。そのため、制振ダンパ接合部の上下柱に設置した歪ゲージから上下柱それぞれのせん断力を算出し、その差分の制振ダンパ軸方向成分を制振ダンパの軸力とした。

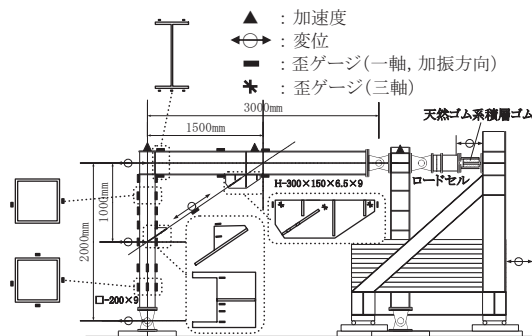


図2 主な計測位置

表1 地震波の入力レベル

レベル	無補強時の最大層間変形角	適用地震波
小	1/300程度	全て
中	1/150程度	全て
大	1/50程度	全て
極大	1/25程度	神戸 八戸

2.2 入力波形および加振手順

入力波形は、周波数特性の異なる4波[建築告示波(位相ランダム)、JMA神戸NS波、八戸EW波、G3地盤の増幅を考慮した鉄道土木波L2地震動SP II⁸⁾]とし、入力レベルの目標は表1のとおりである。小・中レベルについては無補強時の試験体を実際に加振した応答結果から強さを決定し、大レベルと極大レベルについては、それぞれ中レベルの2.5、4.5倍とした。なお、ダンパ補強時でも主架構の塑性化が懸念される極大レベルについては、試験体の数量の都合から神戸NS波と八戸EW波のみの入力とした。

加振順序は、まず無補強時の主架構に対して小・中レベルの加振を行った後、それぞれの制振ダンパを設置した状態で小・中・大レベルで加振した。この時、制振ダンパの交換は主架構を振動台上に設置したままの状態を実施し、主架構が軽微な塑性域に達したと想定される状態であってもそのまま加振実験を続けた。その後、制振ダンパ2種類(粘性ダンパおよび粘弾性ダンパ)に対する極大レベル加振までを実施してから、無補強時における大・極大レベル加振を実施した。この段階で主架構が大きく塑性化していることが確認できたため、予備の主架構に交換した。そして、新しい主架構に対する無補強時での小・中レベル加振をした後に、残りの2種類の制振ダンパ(オイルダンパおよび鋼材ダンパ)を設置して極大レベル加振まで行い、最後に無補強時における大・極大レベル加振を実施した。地震波入力の前には適宜ホワイトノイズ加振とインパルス加振を行った。

3. 実験結果

3.1 履歴曲線

神戸NS波の中・極大レベル入力時の制振ダンパの履歴曲線を図3に示す。中レベル入力では、鋼材ダンパは

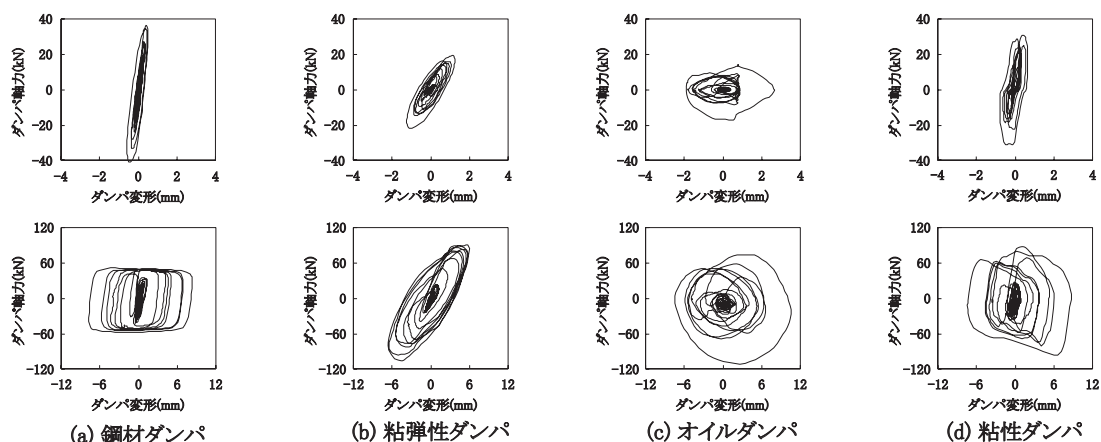


図3 制振ダンパの履歴曲線（神戸NS波）[上段：中レベル 下段：極大レベル]

降伏しておらずエネルギー吸収はないが、粘性系の3制振ダンパでは、いずれもエネルギー吸収していた。一方、極大レベルではいずれの制振ダンパも大きな履歴曲線を描き、エネルギー吸収していることが確認できた。オイルダンパはリリースしておらず、粘性ダンパでは慣性質量による負剛性が確認できた。また、図示していないが、試験体全体の履歴曲線からは、極大レベル入力の無補強時で主架構が大きく降伏（最大応答層間変形91.3mm）し、残留変形が残る一方で、制振ダンパを設置した場合では、最大応答層間変形が低減して残留変形は無かった。

3.2 応答値

層間変形角、梁上絶対加速度、柱下端位置のせん断力の絶対最大値の無補強時に対する比を、制振ダンパ種別および入力レベル別に平均した結果を図4に示す。

層間変形角では、いずれの制振ダンパも小から極大レベルまで応答が低減し、また入力レベルが大きいほど高い効果が得られた。前述のように鋼材ダンパでは中レベルでも降伏していないため、エネルギー吸収による応答低減は期待できないが、付加剛性によって短周期化し応答が低減したと考えられる。

加速度とせん断力では、鋼材ダンパと粘性ダンパにおいて小・中レベルで増幅が確認できる。鋼材ダンパでは剛性付加が原因と考えられ、加速度とせん断力は同様の傾向を示す。一方、粘性ダンパでは鋼材ダンパほどではないが剛性付加があること、また、応答増幅機構による制振ダンパ軸力の上昇によって見かけの剛性が上昇する

ことから、加速度が増幅していると考えられる。入力レベルが大きくなると、鋼材ダンパでは降伏によって剛性が下がること、粘性ダンパでは荷重-速度関係の傾きが小さくなり、慣性質量による負剛性の影響がでることから、どちらの制振ダンパも付加剛性の効果は相対的に低下し応答の増幅がなくなっている。また、極大レベルの応答低減率が中レベルより低くなる傾向があるが、これは、極大レベルの無補強時では、主架構が塑性化するために加速度やせん断力が上がりにくいことが原因と考えられる。

3.3 歪

主架構の歪の最大値として、無補強時の歪が最も大きかった神戸NS波極大レベル入力時の値を図5に示す。なお、無補強においてもダンパ接合部材（ダイヤフラム等）は設置済みである。

無補強時では柱-梁接合部の歪が非常に大きく、梁末端で最大値の -28407μ となった。この加振によってフレームに残留変形が残り、梁端部の塗装が剥げる状態となっていた。一方、ダンパ補強時はいずれの場合にも柱-梁接合部の歪が大幅に低減し、本実験での最大値は、柱-梁接合部の梁下端で 2632μ であった。ダンパ補強時に最大歪が発生する位置に規則性は見られず、柱-梁、柱-制振ダンパ、梁-制振ダンパの各接合部において同程度の大きさとなっていた。このことから制振ダンパ補強によって主架構の柱-梁接合部に集中していた応力が分散され、全体的に低減できていることが確認できた。

また、本実験における制振ダンパ接合部材の最大歪は、

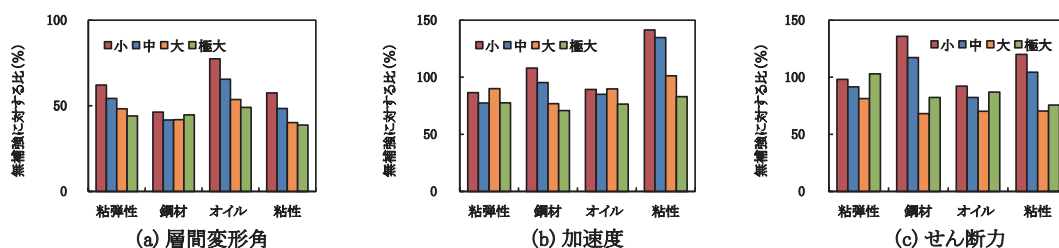


図4 最大応答値（4波平均 無補強時に対する比）

特集：構造物技術

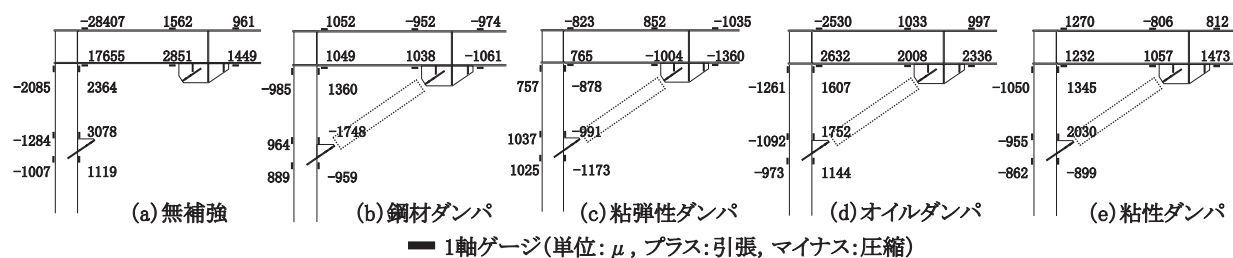


図5 主架構の歪の最大値（神戸NS波 極大レベル）

柱－制振ダンパ接合部のダイヤフラム座屈防止用リブで-1337 μ であり、制振ダンパと主架構の間で力を伝達する重要な部材である制振ダンパ接合部材が、制振ダンパや主架構に先行して降伏しない性能を有することが確認できた。

3.4 基本動特性

3.4.1 評価方法

振動台上加速度を入力、梁上加速度を出力とし、モデル次数10次のARXモデルによって1次の固有振動数と減衰定数を推定した。なお、入出力データには0.3－3.0Hzのバンドパスフィルタを施した。

制振ダンパ種別および入力レベル別に平均した固有振動数、減衰定数の推定結果をそれぞれ表2および3に示す。また、ダンパ補強時の固有振動数（4波平均）の無補強時に対する比率を図6に、ダンパ補強時による減衰定数（4波平均）の無補強時に対する差分を図7に示す。なお、図6,7の比率や差分を算出する際の無補強時について、固有振動数では主架構の塑性化による長周期化を考慮して、「小中レベル入力時の無補強時の固有振動数」の平均とした。また、減衰定数では入力レベルによって支承部の摩擦減衰等の影響が異なっていたので、基本的には「各入力レベルの無補強時の減衰定数」とした。ただし、極大レベルについては主架構の塑性化による履歴減衰の影響が大きくなるため、大レベル入力時の無補強時の値とした。

3.4.2 固有振動数

鋼材ダンパの小レベルで最も上昇し、ほぼ弾性範囲の

表2 固有振動数の推定値 (Hz)

	小	中	大	極大
無補強	1.39	1.38	1.32	1.30
鋼材	1.95	1.91	1.80	1.67
粘弾性	1.77	1.73	1.62	1.60
オイル	1.54	1.50	1.47	1.46
粘性	1.85	1.85	1.82	1.66

表3 減衰定数の推定値

	小	中	大	極大
無補強	0.09	0.09	0.04	0.06
鋼材	0.08	0.06	0.10	0.11
粘弾性	0.15	0.14	0.10	0.09
オイル	0.21	0.20	0.20	0.19
粘性	0.11	0.11	0.16	0.19

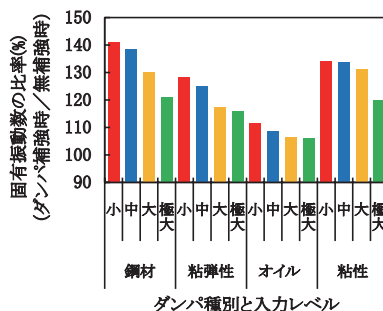


図6 固有振動数の比率 (ダンパ補強時/無補強時)

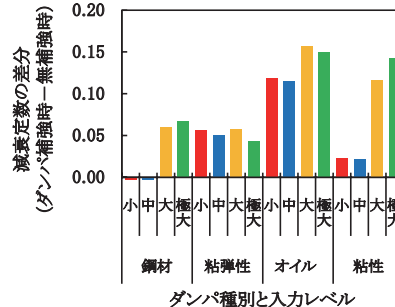


図7 減衰定数の差分 (ダンパ補強時－無補強時)

中レベルでも変動は少ないが、鋼材ダンパが降伏する大・極大レベルで低下している。粘性ダンパは、応答増幅機構による付加剛性の影響が高く小・中・大レベルでの上昇が大きいが、極大レベルでは荷重－速度関係の傾きが小さくなることと慣性質量による負剛性により低下している。粘弾性ダンパとオイルダンパでは、ともに入力レベルが小さいほど上昇程度が大きいが、その程度は粘弾性ダンパの方が大きい。

3.4.3 減衰定数

無補強時では、小・中レベル9%程度、大レベル4%程度、極大レベル6%程度と高めの値になっており、ローラー支承やピン支承、積層ゴム等による減衰が付加されていると考えられる。積層ゴムは、今回の実験の全試番ではほぼ弾性的な挙動をしていたことから、入力的大小に関係なく付加減衰量はほぼ一定と見なせる。したがって、小・中レベルでの付加量が大きいのは摩擦減衰の影響と考えられ、入力レベルが大きくなるにつれて相対的に付加量が低減している。一方で、極大レベルでは主架構の塑性化による履歴減衰が付加されている。無補強からの差分をみると、鋼材ダンパでは、降伏後に付加減衰が5%程度認められる。粘弾性ダンパ・オイルダンパでは、入力レベルに関係なくほぼ一定の付加減衰量が確認でき、粘弾性ダンパで5%程度、オイルダンパで10数%程度である。粘性ダンパは小・中レベルでの付加減衰量は数%程度であるが、大・極大レベルでは急激に大きくなり10%以上の付加減衰量が確認できる。

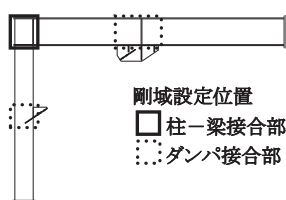


図8 剛域設定

表4 無補強時の固有値解析結果

モード次数	固有振動数 (Hz)	減衰定数	有効質量比 (%)
1次	1.46	0.02	99.63
2次	14.88	0.01	0.33

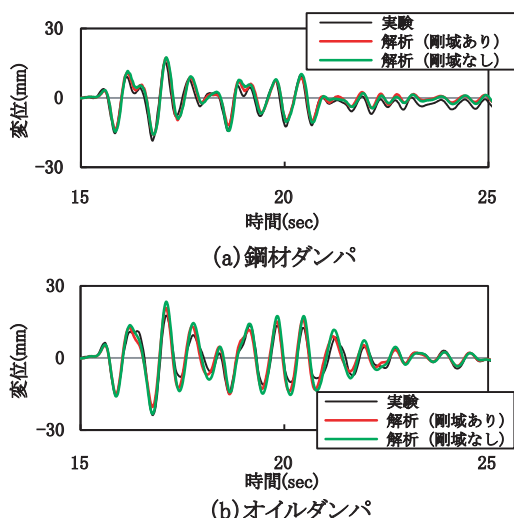


図9 時刻歴応答波形 (層間変位)

4. 実験結果の解析的検証

4.1 解析モデルの設定および解析条件

前章までに示した実験結果を鋼材ダンパとオイルダンパを対象として解析的に検証した。解析モデルとしては主架構部分のみを線材要素でモデル化した。慣性力加振用付加質量とその載荷治具、主架構の挙動を一方に抑制するための門型治具は、全て剛性と耐力が非常に大きいダミー部材とし、その質量を節点に集中質量として作用させた。固有周期調整用積層ゴムはほぼ弾性的に挙動していたため、荷重-変形関係を線形近似した値を剛性とした弾性ばねとしてモデル化した。ピン支承は物理的大きさを考慮せずに試験体と同位置にモデル化し、ローラー支承の摩擦抵抗はバイリニアモデルとして考慮した。また、制振ダンパの諸元は、制振ダンパ接合部と接合部材の影響を考慮して、設計値をベースに実験結果を用いて補正した値を使用した。なお、制振ダンパを方杖型に配置する場合には、制振ダンパ接合部によって柱や梁の変形が変動し、応答にも影響することが懸念される。そこで、解析モデルとしては、柱-梁接合部のみに剛域を設定するモデルと、柱-梁接合部に加えて制振ダンパ接合部にも剛域設定するモデルの2種類とした(図

8)。入力地震動は実験時に測定した振動台上加速度を用い、減衰は部材別歪エネルギー比例減衰とした。

4.2 固有値解析

無補強時の固有振動数およびモード減衰定数、有効質量比を表4に示す。1次モードは試験体と付加質量が同一方向に動作するモードで、有効質量比が99%以上となる非常に支配的なモードである。また、2次モードは試験体と付加質量が逆位相で動作するモードである。1次固有振動数は1.46Hzとなり、実験の予備加振実験からの推定値とほぼ整合していた。

4.3 応答解析結果

神戸NS波大レベル入力時層間変位の時刻歴応答について解析結果と実験結果を図9に示す。鋼材ダンパの実験結果に見られる若干の残留変形を制振ダンパ接合部の剛域設定の有無に関係なく再現できていないことを除けば、両制振ダンパの場合とも波形の形状や応答値を概ね再現できており、モデル化の妥当性を確認した。また、制振ダンパ接合部の剛域設定がないモデルの方が剛域設定のあるモデルより応答が大きくなる傾向が見られたが、その差異は小さかった。

5. 実構造物を想定した解析的検討

鋼材ダンパ、オイルダンパを用いて、線路上空建築物を制振補強した際の挙動を解析的に検証した。対象モデルは2層1スパンの橋上駅舎とした。なお、制振ダンパ接合部は剛域設定していない。

5.1 解析モデル

解析モデルは1987年度版低層標準⁹⁾の耐震性能を有する2次元フレームモデルとした。モデルの形状と諸元を図10に示す。なお、このモデルは現行標準¹⁾の耐震性能にはあえて準拠しない(耐震性能が低い)ように設定しており、最大級地震(鉄道土木L2地震)による変形性能の照査において、応答変形量(1/25)が保有変形量(1/36)を上回っており現行標準の規定を満足していない。また、保有水平耐力(Q_u)の必要保有水平耐力(Q_{un})に対する比では、現行標準の規定で $Q_u/Q_{un}=1.09$ となり、規定を満足しているものの余裕度が小さい。

減衰条件、部材の履歴モデルは表5のように設定した。入力地震動は、G3地盤の増幅を考慮した鉄道土木波L2地震動SP IIとし、入力点の位相差を考慮せず、地盤ばねに同時に入力した。

制振ダンパは、鋼材ダンパでは1次剛性と降伏耐力、オイルダンパではリリーフ速度とリリーフ荷重をパラメータに試行錯誤的に仕様を決定した。設置位置は図10に示す位置(隅角部から2m×2m)である。

特集：構造物技術

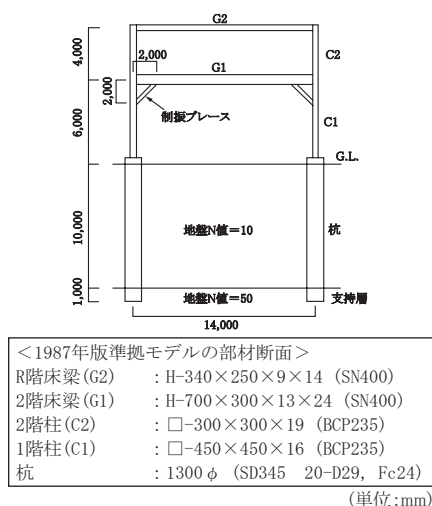


図10 解析モデル

5.2 解析結果

応答値を無補強時に対する比で評価した。線路階の層間変形角は、鋼材ダンパで0.7倍、オイルダンパで0.6倍程度に低減していた。しかし、いずれの制振ダンパにおいても、線路階の応答加速度で1.2倍程度、層せん断力で1.3倍程度上昇する傾向があり、実験と同様の傾向があった。また、制振ダンパを設置していない2階については、全ての応答値において上昇する傾向が見られた。

ヒンジの発生位置およびその累積塑性歪エネルギーを図11に示す。柱-梁接合部に集中していたヒンジが分散され、主架構の損傷（累積塑性歪エネルギー）が低減していることが確認できた。

杭の最大曲げモーメントの変動を無補強時の値（約1700kN・m）と比較すると、いずれの制振ダンパにおいても1.18倍程度に増大させる結果となった。しかしながら、本解析例における杭の曲げ耐力は軸力ゼロ時で2500kN・m程度あり、かつ引張軸力を発生することはないことから、杭を損傷させる可能性は低いことを確認した。

6. まとめ

線路上空建築物を対象とした方杖型制振ダンパによる耐震補強について、実験および解析による総合的な検証を実施した。

- ・線路上空建築物を想定した部分骨組架構を対象に、動的加振実験を実施し、応答における制振効果（応答の低減または増大）や、柱-梁・柱-制振ダンパ・梁-制振ダンパの各接合部における応力の発生状況を確認した。
- ・実験における固有振動数・減衰定数をARXモデルによって推定し、入力レベルや制振ダンパ種別による変動の差異を評価した。
- ・線材要素を用いて試験体をモデル化することで実験結果を再現できることを確認した。

表5 解析条件

部位	履歴特性	減衰定数
水平地盤ばね	標準バイリニア	0.10
鉄骨部材	標準バイリニア	0.02
RC部材	武田モデル	0.03

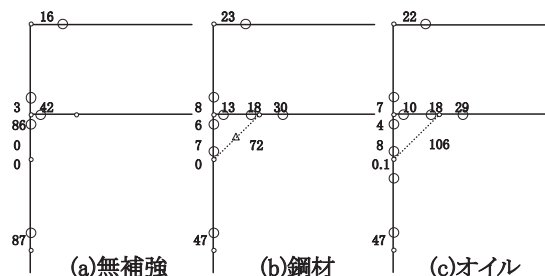


図11 ヒンジ発生位置の例

(数値は累積塑性歪エネルギー 単位：kN・m)

・実構造物を想定した地震応答解析を行うことで、補強できない杭への影響等を検証した。

本報告は、耐震補強を念頭に置いて記載したものであるが、方杖型制振ダンパを使った構造形式は新設構造物への適用可能である。今後は、線路上空建築物の合理的な設計体系に組み入れていきたいと考えている。

文献

- 1) 鉄道総合技術研究所編：線路上空建築物（低層）構造設計標準 2009, (社) 鉄道建築協会, 2009
- 2) 曾田五月也, 宮津裕次, 松永裕樹：方杖型圧縮きオイルダンパによる木造住宅の制振に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, No.649, pp.559-566, 2010
- 3) 聲高裕治, 安藤正和, 百野泰樹, 吹田啓一郎, 井上一朗：方杖ダンパーを用いた柱梁高力ボルト接合構造の実大骨組実験, 日本建築学会構造系論文集, No.595, pp.109-116, 2005
- 4) 蓮田常雄, 高田啓一, 石橋輝樹, 一戸康生, 武居泰, 平山博巳, 福田浩司, 巖明, 久保田一男, 大迫勝彦：制震ブレースを用いた線路上空利用建物の耐震補強法 その1~6, 日本建築学会大会学術講演梗概集 B2, pp.911-918, 1998/pp.901-904, 1999
- 5) 足立修一：ユーザのためのシステム同定理論, (社) 計測自動制御学会, コロナ社, 1993
- 6) 秋山宏, 山田哲, 箕輪親宏, 寺本隆幸, 大竹章夫, 矢部喜堂：慣性加力装置を用いた構造要素の実大振動台実験方法, 日本建築学会構造系論文集, No.505, pp.139-146, 1998
- 7) 武居泰, 高田啓一, 蓮田常雄, 一戸康生, 石橋輝樹, 福田浩司, 平山博巳：制震ブレースを用いた線路上空利用建物の耐震補強法 その7~8, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C1, 2000年9月, pp.973-976, 2000
- 8) 国土交通省鉄道局監修, 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, 1999
- 9) 日本国有鉄道編：線路上空建築物（低層）構造設計標準, (社) 鉄道建築協会, 1987