

橋上駅舎の新しい耐震補強工法



吉田 一*



林 篤*

橋上駅舎等において既存不適格建築物の耐震補強プロジェクトが進行中である。従来はブレース等を増設して耐力を増強する方法が採用されているが、建物を使用しながらの施工となるため制約が多く、コスト増の要因となっている。

これらの問題を解決するために、既存建物への支障を最小限にしながら効果的に耐震性能を向上できる補強方法として「昇降機を利用した新しい耐震機構」と「隣接建物を利用した橋上駅耐震補強工法」を考案した。前者は、エスカレータートラスに水平力を負担させ、ブレースとして使用するものであり、後者は隣接建物を既存建物の付加振動系としてその運動エネルギーあるいは連結するデバイスでのエネルギー吸収により、当該建物への入力エネルギーを相対的に低減させるものである。両者においてはこれまでに解析的検討から適用の可能性を見出した。

●キーワード：耐震補強、耐震機能エスカレーター、隣接建物、エネルギー吸収

1. はじめに

橋上駅舎等における既存不適格建築物の耐震補強方法として、従来はブレース等を増設して耐力を増強する方法が採用されているが、建物を使用しながらの施工となるため制約が多く、コスト増の要因となっている。また、事業スペースでの工事に際しては、営業補償が伴うケースもある。さらに、壁状の耐震機構を配置することは建築計画上好ましくない。

これらの問題を解決するために、既存建物への支障を最小限にしながら効果的に耐震性能を向上できる補強方法として「昇降機を利用した新しい耐震機構」と「隣接建物を利用した橋上駅耐震補強工法」を考案し、解析的検証を実施した。以下にその概要を示す。

2. 昇降機を利用した新しい耐震機構

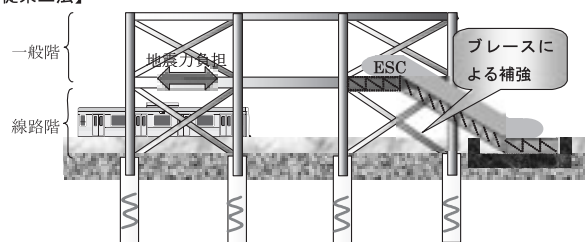
2.1 開発概要

耐震補強は昇降機設置によるバリアフリー化と同時施工されることが多いが、通常昇降機には水平力を負担させることはない。しかし、昇降機、特にエスカレーターを耐震機構として考慮することができれば、既存建物への支障を最小限にしながら効果的に耐震性能を向上させることができるため、エスカレーターを利用した新しい耐震機構の開発を進めることとした。この水平力に対して抵抗するエスカレーター（以下、耐震機能エスカレー

ター）は、図1に示すようにエスカレーターの長手方向における水平地震荷重の一部を負担させることにより、ブレース等の補強部材が省略できるものである。

また、水平地震荷重を負担してもエスカレーターのステップやモーターなどの機械類が損傷したり、エスカレーターが落下したりしないことが前提となる。

【従来工法】



【開発工法】

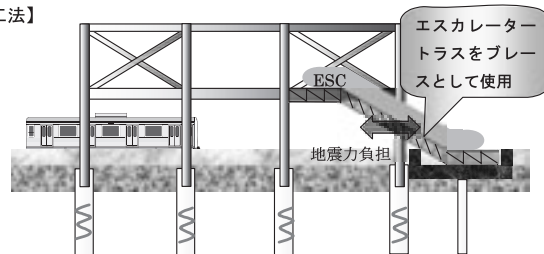


図1 従来工法と開発工法のイメージ

2.2 エスカレーターに負荷する最大水平力の算出

2.2.1 エスカレーターピット杭の最大水平抵抗力

図1に示すとおり、エスカレーターピット下には水平抵抗としての杭を施工し、想定される地盤条件において杭頭の許容変位量¹⁾と杭体の塑性化を許容しないことを勘案して杭の水平抵抗力を算出した。地盤条件は以下の2ケースを検討

し、杭種についてはRC杭（φ1000、φ800、φ600）と鋼管杭（φ318.5）を検討した。なお、杭の本数は1本とした。

地盤条件

CASE 1（想定地盤：低層標準設計例¹⁾）
GL-10m：N値=3、粘性土
GL-10m～：N値=50、砂質土
CASE 2（想定地盤：線間杭打ち工法の開発例）
GL-2m：N値=3、粘性土、
GL-2m～20m：N値=10、シルト・粘性土
GL-20m～：N値=30、砂質土

以上の検討の結果、CASE2のRC杭（φ1000）の水平力が最大となり、その値は500kNとなった。

2.2.2 エスカレーターピット躯体の水平抵抗力

次に、エスカレーターピット躯体前面の受動抵抗土圧、ピット側面および底面の摩擦力を計算し、前項の杭の水平抵抗力と組合せて最大水平抵抗力を求めた。ピットの条件は、前面幅2.2m×側面長さ4.0m×深さ1.1mとし、ピット根入れ部が粘性土の場合と砂質土の場合を算出した。ピットの側面および底面摩擦については、変位量が1.0cm以上の場合の摩擦力を採用した。

以上の条件からピットの受動抵抗土圧とピットの側面摩擦の合計は砂質土のほうが粘性土より大きく182.5kNとなった。よって、最大水平抵抗力は、砂質土におけるφ1000のRC杭のケースであり、その値は、682.5kN（500kN+182.5kN：約70tf）となる。

2.3 耐震機能エスカレーターの仕様検討

2.3.1 耐震機能エスカレーターの仕様目標

今回開発する耐震機能エスカレーターの仕様目標は、下部を固定し、上部へ水平長手方向に約70tfの力を受けた際にエスカレータートラスの変形は許容するが、運転への支障やエスカレーターの落下は許容しない条件とした。このことから、地震時に最大約70tfの地震力を受けた際でもエスカレータートラスの各部材が弾性範囲内の応力となる構造を提案する。

また、最大荷重作用時において変形量およびモード次第ではエスカレーターを構成する機器が衝突する問題が生じる。したがって、最大荷重負荷付与時の変形は現状許容されている支持間長さの1/1000以下(欧州規格EN115)となるようにする。今回の開発では駅舎に導入されているエスカレーターのうち、導入実績の多い階高6m、3分割構造について検討することとした。また、階高2.4mの位置には中間支持を設

けることとした。以上をまとめると最終的な仕様目標は表1に示すとおりである。

表1 耐震機能エスカレーターの仕様目標

仕様目標	
応力	部材強度として245N/mm ² (SS400材の降伏応力)以下
変形	最大支持間長さ7.2m(中間支持から上部折点までの距離)の1/1000

2.3.2 耐震機能エスカレーターのディテール

エスカレーターに地震荷重を負担するためには、エスカレータートラスの耐力をより増強する必要がある。従来のエスカレーターによるフレーム解析を行った結果、エスカレータートラスに水平地震力が作用する際には上部および下部折れ点部が梁の不連続箇所となり強度上問題となることが明らかとなった。したがって、トラス補強構造案として表2および図2に示す耐震機能エスカレータートラスの構造を検討した。

2.4 耐震機能エスカレーターの三次元FEM解析

以上の補強構造および支持構造を施した図3に示すようなモデルにおいて地震時水平力682.5kNを上部フレームエンドの支持部に等分布の面圧（682.5kN/（88.6×88.6（面積）×4（支持点数））として付与し、各点の応力、たわみ等の挙動を確認した結果、部材強度として応力・変形に十分な強度を有することが確認できた。また、表2および図2に示す(5)の下部面板補強を省略した場合においても応力・変形に対して十分な強度を有することが確認できた。

表2 耐震機能エスカレータートラス構造の詳細

部位	ねらい	詳細構造フレーム
(1)上部折点補強	上部折点部の傾斜角度30°を確保(変形抑制)するため	①L125×75×13梁 ②9tの面板 ③L鋼梁内側に12tの板補強 ④梁と下弦材をU125×65×6×8で接続
(2)上部面板補強		①9tの面板
(3)中間部面板補強	傾斜部のたわみ方向の変形を抑制するため	①上弦材下端にF150×9 ②下弦材上端にF150×9
(4)下部折点補強	下部折点部の傾斜角度30°を確保(変形抑制)するため	①下部水平部にU250×90×9×13設置 ②下部傾斜部にL125×75×10設置 ③①と②を接続
(5)下部面板補強		①9tの面板
(6)中間水平トラス	中間傾斜部の剛性増し(幅方向の変形抑制)	①中間傾斜位置にL50×50×6でトラスを構成
(7)底部水平トラス	中間傾斜部の剛性増し(幅方向の変形抑制)	①下弦材下面にU75×40×5×7でトラスを構成
(8)上部受梁	エスカレーターの自重支持	①L250×250×25の下面を上下方向のみ拘束
(9)上部フレームエンド	上部折点部の傾斜角度30°を確保(変形抑制)するためエスカレーターに付与される地震荷重を分散するため	①4隅を□88.6の領域で上下方向のみ拘束
(10)中間支持	エスカレーターの自重支持	①左右のL125×75×13でつなぐ ②L鋼の内側に12tの板補強 ③L鋼下面を上下方向のみ拘束
(11)下部傾斜部補強	下部折点部の傾斜角度30°を確保(変形抑制)するため	①フレームの左右をU250×90×9×13でつなぐ(3箇所) ②U鋼の下面にL125×75×13を接続 ③L鋼下面を完全拘束
(12)下部フレームエンド	下部折点部の傾斜角度30°を確保(変形抑制)するため	①4隅を□88.6の領域で上下方向のみ拘束
(13)下部受梁	エスカレーターの自重支持	①4隅を□88.6の領域で上下方向のみ拘束

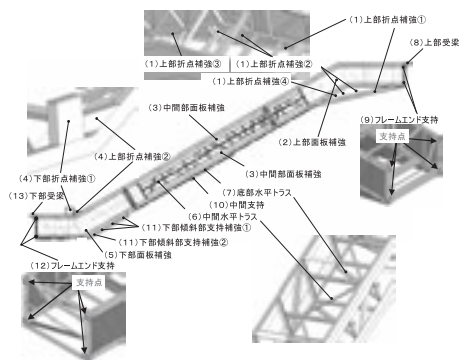


図2 耐震機能エスカレータートラスの詳細

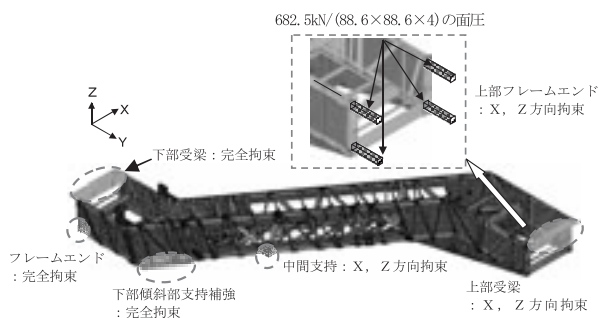


図3 解析モデル

2.5 今後の予定

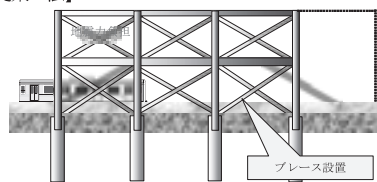
今後は、耐震機能エスカレーターと建物との取合いおよびエスカレーターピットと杭の結合の詳細を検討するとともに、実物大の耐震機能エスカレーターによる動の実験を実施し、耐震機能エスカレーターの実用化に向けて検証していくこととする。

3. 隣接建物を利用した耐震補強工法

3.1 開発の概要

橋上駅舎等の耐震補強工法として、図4に示すように隣接する建物を利用することにより補強量を軽減する方法を検討する。都市部においては土地の有効利用が進捗しており、建物が密集して建設されている。このような状況の中、耐震補強が必要な既存不適格の駅舎についても隣接する建物がある、あるいは増築の計画がある場合が多い。そこで、隣接建物を当該建物の付加振動系とし、付加系の運動エネルギーや連結する部材のエネルギー吸収により、当該建物の地震時応答を低減する方法が考えられる。これにより既存建物の耐震性能が相対的に向上し、補強量を軽減することができる。ここでは、この隣接建物を利用した耐震補強工法について、簡易モデルによる応答解析により動的挙動を把握することによりその有効性を検証した。

【従来工法】



【開発工法】

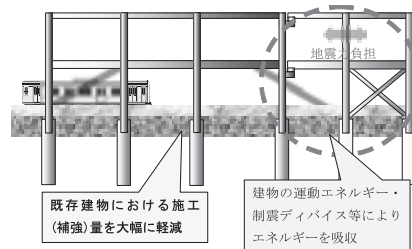


図4 従来工法と開発工法のイメージ

3.2 検討概要

3.2.1 解析モデル

既存不適格建物と隣接する建物とをバネおよびダンパーにより連結した状態を簡易なバネ・マス系でモデル化し、時刻歴応答解析によって地震時応答の変化を把握した。

図5に示すように、各々1質点の2つの振動系を種々の減衰装置によって連結した振動モデルを用いてパラメトリックスタディを行った。振動系の諸元を表3に示す。今回の解析では、標準的な橋上駅舎に小規模な増築を行う場合を想定している。双方の振動系の重量比(M_s/M_m)は0.1、剛性比(K_s/K_m)は0.333とした。

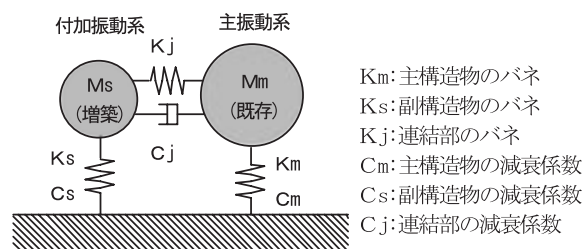


図5 質点系モデル

表3 振動系諸元

主振動系			付加振動系		
Mm (kN)	Km (kN/cm)	Tm (sec)	Ms (kN)	Ks (kN/cm)	Ts (sec)
6,000	600	0.634	600	200	0.347

※M: 質量 K: バネ剛性 T: 固有周期

3.2.2 連結装置

連結装置には、変位依存性のある弾塑性バネ、速度依存性のあるオイルダンパー、粘弾性ダンパーの3種類を選定し、表4～6に示すように特性を変化させた。

表4 弾塑性バネの諸元

ケース	K j (kN/cm)	Qy j (kN)
BIL-1	0.1 Ks (20)	0.05 Ms (30)
BIL-2	1.0 Ks (200)	0.05 Ms (30)
BIL-3	1.5 Ks (300)	0.1 Ms (60)
BIL-4	3.0 Ks (600)	0.2 Ms (120)
BIL-5	3.0 Ks (600)	0.5 Ms (300)

※K : 弾性剛性 Qy : 弾性限荷重 降伏後の剛性は弾性剛性の1%とする

表5 オイルダンパーの諸元

ケース	K j (kN/cm)	C j (kN・s/cm)
OD-1	0.1 Ks (20)	2
OD-2	1.0 Ks (200)	20

※K : 剛性 C : 減衰係数

表6 粘弾性ダンパーの諸元

ケース	K1 (kN/cm)	K2 (kN/cm)	Keq (kN/cm)	Qy j (kN/cm)
HDR-1	90	15	23	27
HDR-2	180	30	46	54

※K1 : 初期剛性 K2 : 降伏後剛性 Keq : 等価剛性 Qy : 弾性限荷重

3.2.3 入力地震波

本解析に用いた入力地震波は、国土交通省による告示：平12建告第1461号に示される加速度応答スペクトルを目標とした模擬地震波とした³⁾。稀に発生する地震動について、工学的基盤における加速度応答スペクトルを160 (cm/sec²)とした。表層地盤における増幅については、第2種地盤を想定し1.5倍とした。

3.3 解析結果

各振動モデルの最大応答せん断力係数、最大応答加速度を表7に示す。BIL-4において主振動系の応答低減効果が大きく、OD-2でもほぼ同等の効果が見られるが、副振動系の応答値は増幅している。主、副振動系ともに応答が低減しているのはBIL-1、2、OD-1およびHDR-1、2である。全体的に連結部のエネルギー吸収によって主振動系の応答値は低減する。ダンパー量が過大になると主振動系の応答低減量は大きくなるが、相対的に剛性の高い副振動系により大きな応答値が発生する傾向が見られる。

3.4 今後の予定

以上の簡易モデルによる検討により、単純な建物の連結でも適切な組み合わせにより相当量の応答低減効果が期待できることがわかった。今後、実建物への適用を図るために主として以下の検討を行う予定である。

- ・建物を1つの質点に置換することでは評価できない局所的な応答性状について把握する。
- ・建物は地震時に立体としての挙動を示すため、その影響を把握する。
- ・既存不適格建物では耐震性能が不足していることから地震時に著しい非線形性を示す場合も少なくない。非線形性を考慮した場合の応答性状について詳細な検討を行う。

表7 最大応答値

(a) 主振動系

モデル記号	μC	R(Q)	Amax	R(A)
独立振動系	0.39	1.00	395	3.58
剛結振動系	0.33	0.83	396	3.59
BIL-1	0.34	0.87	348	3.16
BIL-2	0.27	0.70	280	2.54
BIL-3	0.25	0.63	259	2.35
BIL-4	0.24	0.61	264	2.39
BIL-5	0.36	0.92	416	3.77
OD-1	0.33	0.82	331	3.00
OD-2	0.26	0.66	292	2.65
HDR-1	0.30	0.76	311	2.82
HDR-2	0.28	0.70	295	2.67

(b) 付加振動系

モデル記号	μC	R(Q)	Amax	R(A)
独立振動系	0.35	1.00	347	3.15
剛結振動系	1.09	3.14	396	3.59
BIL-1	0.26	0.75	209	1.89
BIL-2	0.24	0.68	177	1.60
BIL-3	0.36	1.03	218	1.98
BIL-4	0.55	1.59	325	2.95
BIL-5	1.06	3.06	536	4.86
OD-1	0.22	0.64	200	1.81
OD-2	0.50	1.44	207	1.88
HDR-1	0.25	0.73	173	1.57
HDR-2	0.32	0.92	204	1.85

μC : 最大応答せん断力係数 R(Q) : 独立振動系の最大応答せん断力係数に対する比率 Amax : 最大応答加速度 R(A) : 入力加速度に対する応答倍率

4. おわりに

以上のように、駅舎の新しい耐震補強工法として「昇降機を利用した新しい耐震機構」と「隣接建物を利用した橋上駅耐震補強工法」について解析的検討を行ってきたが、今後は構造実験やパラメータの追加による解析的検討を引き続き行うことで本研究の深度化を図っていく。また、実構造物への適用を実現するために設計基準類の制定や構造評定取得についても検討していくこととする。

最後に、2章で述べた「昇降機を利用した新しい耐震機構」については、株式会社日立製作所との共同研究開発件名であり、本文執筆において日立製作所都市開発システムグループの齋藤氏、小嶋氏をはじめ、日立製作所機械研究所の皆様、水戸事業所の皆様から多くのご助言をいただいた。ここに誌面を借りて謝意を表する。

参考文献

- 1) 「線路上空建築物（低層）構造設計標準（鉄道総合技術研究所編）」2002.6
- 2) 「昇降機技術基準の解説（2002年版）」：国土交通省住宅局指導課，編集：（財）日本建築設備・昇降機センター，（社）日本エレベーター協会
- 3) 建設省：建設省告示第1461号、官報（号外第106号）、平成12年5月30日