

新耐震基準に対応した 既設エスカレーター支持部延長構造の検討

縄田昌彦*
橋丘 豊**

Examination of Existing Escalator Support Extension Structure Corresponding to New Earthquake Resistant Standard

Masahiko Nawata, Yutaka Hashioka

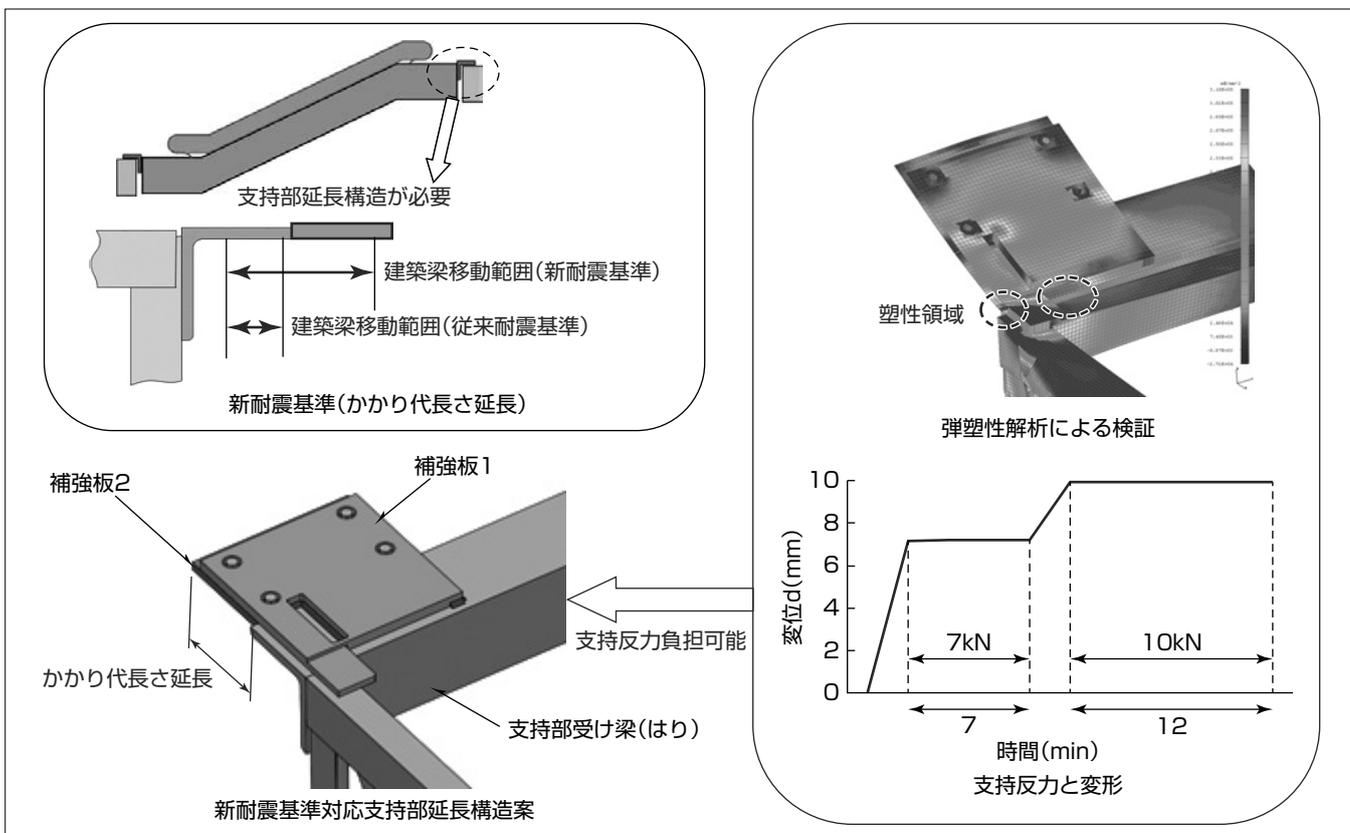
要 旨

2011年の東日本大震災で、複数のエスカレーターが落下する事象が発生し、その原因の1つにエスカレーターの主構造であるトラス支持部での建物とのかかり代長さを超える層間変位が建物に生じたことが挙げられた。これに対し、国土交通省では地震時に想定すべき建物の層間変位をそれまでより大きく設定することを定めた新たな耐震基準を2014年に制定し、2016年に改正した。

従来基準に沿って設置されている既設のトラスに新基準を適用させる場合には、新基準に対応したかかり代長さを確保する支持部の追加延長構造が必要となる。この構造には、建物の層間変位が想定される最大となって延長構造のほぼ先端位置に反力が作用した場合でも、その反力を負担し得る強度が求められる。

今回検討した構造では、反力が支持構造の先端に作用した条件を想定し、材料が塑性領域に達した後の状態も考慮した弾塑性解析による検討を行った。この検討結果に基づき、構造の一部に局所的な塑性領域となる応力が生じても、塑性領域が拡大せず荷重負担能力を維持可能な構造を検討した。加えて検討した構造に対し、支持反力による応力状態を確認するための縮小部分構造実験を行い、局所的に塑性領域の応力が発生した後も、変形は進行せず支持反力を負担し続けることが可能であることを確認した。

この検討による構造を基に、既設トラスの新耐震基準に対応した既設エスカレーターの改修工事を今後進めていく予定である。



新耐震基準に対応した支持部延長構造の弾塑性解析による検討

大規模地震時に想定すべき建物層間変位を大きく設定した新耐震基準に対応する支持構造には、支持部先端に支持反力が作用した際にエスカレーター本体を脱落することなく支える強度が要求される。今回、弾塑性解析によって一部塑性領域が生じるものの支持反力を負担できる延長構造の検討を行った。さらに、発生する応力値とその分布を確認するための縮小部分構造実験によって、塑性変形が生じた後も支持反力が負担できることを確認した。

1. ま え が き

東日本大震災の際に発生したエスカレーターの落下事象に対し、支持部でのかかり代長さを超える層間変位が建物に生じたことが落下原因の1つと考え、2014年に国土交通省によって地震発生時に発生する建物の想定層間変位を大きくした耐震基準の見直しが行われ(平成25年国土交通省告示第1046号)、2016年に改正された。

これに対し、既に従来の基準に沿って設置されている既設トラスに新基準を適用させる場合には、新基準に対応したかかり代長さを確保する支持部の追加延長構造が必要となる。この構造は、かかり代長さの延長分を既存の支持部から先端に向けて追加するものであり、支持反力の作用する位置が先端に移ることから、支持構造には従来より大きなモーメント荷重が作用する。

今回は、構造体の一部に塑性領域の応力が発生することも想定し、弾塑性解析を用いた構造検討を行った。さらに、実際の構造の応力分布を確認するための部分構造試験を行い、局所的に塑性領域が生じた構造がその後も支持反力を負担し得ることの確認を実施した。

2. 新耐震基準

2.1 かかり代長さの延長

平成25年国土交通省告示第1046号に示された新耐震基準の概要を述べる。図1に示すとおり、エスカレーターは上階、下階でアングル材に代表される受け梁構造で建物に

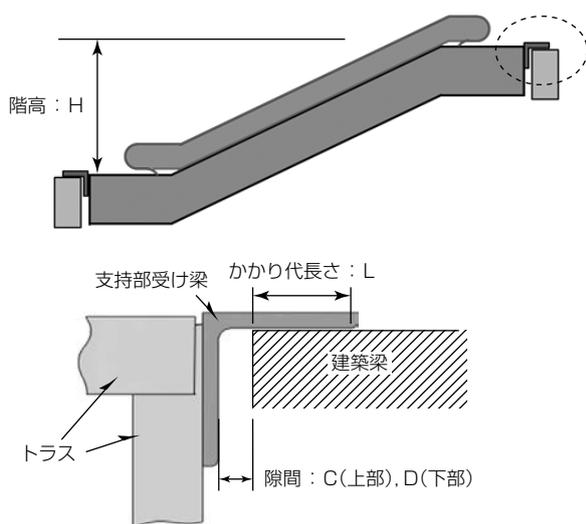


図1. エスカレーター支持部の構成と寸法関係

表1. かかり代長さの比較(両端非固定支持の場合)

		旧耐震基準	新耐震基準
層間変形角		1/100	1/24
かかり代長さ	圧縮なし	$\gamma H + D + 20$	$\gamma H + D + 20$
	圧縮 $\leq 20\text{mm}$	$2\gamma H - D + 20$	$\gamma H + D + 20$
	圧縮 $> 20\text{mm}$		$2\gamma H - D$

架設支持されている。地震による建物揺れを想定し、建物との接触と建物からの脱落を避けるために隙間C、Dとかがかり代長さLが設定されている。

これらを決定するために想定する建物の層間変位は、各設置トラスの上階と下階の高低差(階高:H)を基準にした層間変形角 γ によって求められ、新耐震基準ではこの層間変形角 γ の値が規定された。

表1に新旧耐震基準でのかかり代長さの比較を示す。ここで上下に設けられた隙間C、Dに対して建物の層間変位 γH が大きい場合、建物が接近する方向に変形するとエスカレータートラスは建物と衝突し圧縮されることになる。これに対して新耐震基準では、実大トラスを用いた圧縮試験の結果⁽¹⁾を踏まえて、トラスの弾性的復元量を20mmとしてかかり代長さの緩和が行われた。

次に既設エスカレーターの一般的な仕様から、新旧耐震基準に沿ったかかり代延長量の計算例を示す。階高を5,000mm、隙間C、Dを30mmとすると、旧耐震基準では必要かかり代長さが100mmになるのに対し、新耐震基準では387mmとなり287mmのかかり代長さ延長が必要になることが分かる。実際の既設トラスでは算出値に対して余裕を持って架設されている場合が多く、それらを差し引いた値が必要な延長量である。

2.2 強度要件

大規模地震時にかかり代長さが最小になった場合に要求されることは、その状態で支持反力を負担して自立できることである。そのためにはかかり代長さが最小になった状態の支持反力に対し、変形の進行や亀裂、破断に発展しない強度が必要である。

今回は既設トラスの設置現場を想定した支持部延長構造を検討し、その構造に対して塑性領域も考慮した弾塑性解析と、さらにその応力分布の計算結果を模擬した縮小部分構造による負荷実験を行い、反力負担能力の検証を行った。

3. 弾塑性解析による構造検討

3.1 支持部延長構造

図2に今回検討した既設トラス支持部延長構造を示す。アングル材で構成された支持部受け梁の上面に補助板1を設ける。支持部受け梁の先端からは支持部受け梁と同じ厚みでかかり代長さ延長量に応じた補強板2を設置する。大規模地震時にかかり代長さが最小になった状態では、補強板2の先端から20mmの範囲で支持反力を受けることとなり、この状態で反力を負担する必要がある。

3.2 弾塑性解析モデル

今回の構造では、荷重作用点先端側に位置するため、支持部受け梁の根元には延長しない状態に対して大きなモーメント荷重が作用することになり、部分的に弾性領域を超える応力の発生が予想される。そのため、モデルに用

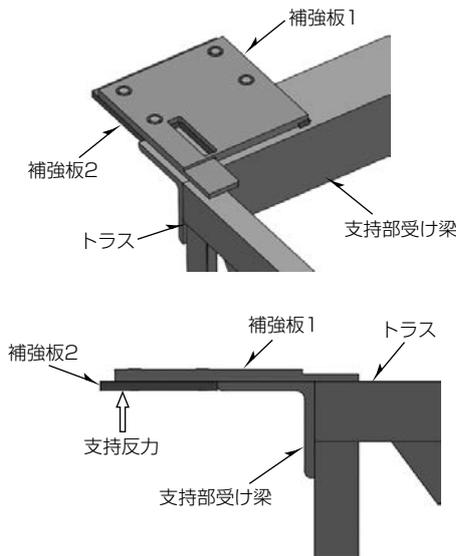


図2. 支持部延長構造

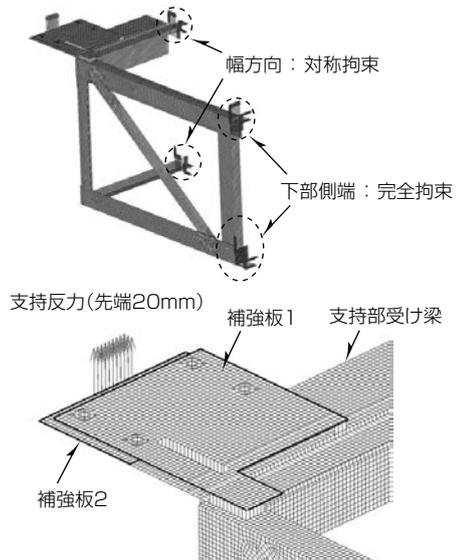


図4. 弾塑性解析モデル

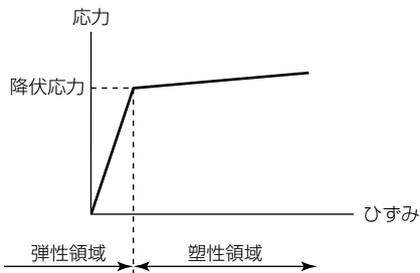


図3. 弾塑性の2直線近似

表2. 弾塑性解析モデルの仕様

要素	シェル要素
材料特性(SS400)	降伏応力235MPa 弾性係数E1=206GPa, 塑性後E2=2.06GPa
境界条件	下部側端：完全拘束, 幅方向：対称拘束
荷重	先端20mm, 70kN
支持部延長量	240mm ($\gamma = 1/24$, 階高5,000mm相当)

いる材料は、図3に示すように弾性係数を弾性領域と塑性領域とで区別する2直線の近似によって、塑性領域の状態も表現できるようにした。

表2に弾塑性解析モデルの仕様を、図4に弾塑性解析モデルを示す。かかり代長さ最小時を想定した支持反力は、補強板2に相当する要素の先端から20mmの位置に実機据付け時床面と接する範囲に上向きの力として付加する。モデル化範囲はエスカレータートラスの1区間分とし、モデルの拘束は下部側端で6自由度とした。また、エスカレータートラスは左右対称構造のため、幅方向片側だけをモデル化し、幅方向中心部で対称拘束を設定した。

3.3 解析結果

図5に解析結果を示す。支持部受け梁の根元付近に降伏応力を超える応力の発生が見られるが、破断強度(400MPa)に対して十分小さく、高い応力が発生している領域は局所的であることから、支持反力を負担可能な強度を持っている。

4. 縮小部分構造による検証

4.1 縮小部分構造解析

3.3節で支持部の荷重負担能力を解析によって確認したが、この結果の妥当性を確認するため、縮小部分構造による検証を行った。

縮小部分構造は実機と同じ材料で構成しているが、実機の支持部と周辺の形状や剛性が異なるため、評価したい部分の変形や応力分布が実機と同様になるよう、評価時に固定する部分の寸法や形状を調整している。

図6に今回用いた縮小部分構造と荷重条件を示し、図7にこの構造での解析結果を示す。縮小部分構造では、延長する板の先端に10kNの荷重(実機の支持反力に相当する等価荷重)を上向きに付加した。図5に示す実機の解析結果と比較すると、縮小部分構造の支持部受け梁根元部の応力分布がおおむね一致しており、その変形状態も実機を模擬できていると判断できる。

4.2 反力負担実験

この検討の弾塑性解析では、降伏応力を使用材料SS400に対して規格値である235MPaとし、塑性領域での弾性係数を弾性領域の1/100で近似している。一般に実際の材料は降伏点を超える塑性領域の応力とひずみの関係は直線とはならない。そのため、塑性領域では応力の絶対値は解析で正確に表現できていないことが考えられ、弾性領域での応力を比較することによって解析モデルの整合性検証を行った。測定点は実機と縮小部分構造実験のどちらの構造でも支持反力に対して塑性領域となった周辺の2点(図6のA・B部)を選択した。

各測定点における応力値の整合性確認結果を図8に示す。弾性領域での発生応力では、解析と実験がよく一致しており、弾性領域での解析の妥当性が確認できた。また、縮小部

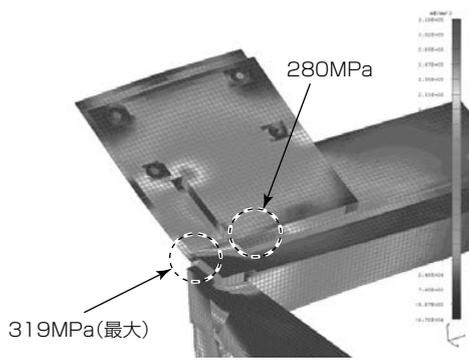


図5. 延長部の応力分布

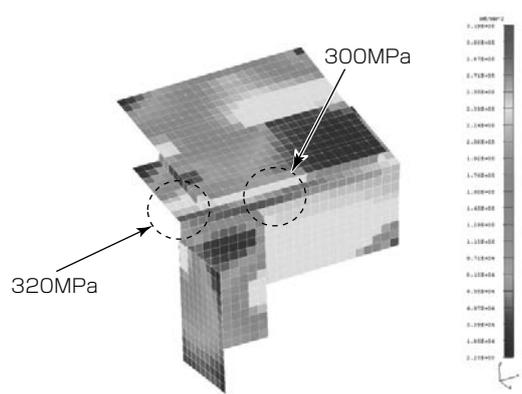


図7. 縮小部分構造の応力分布

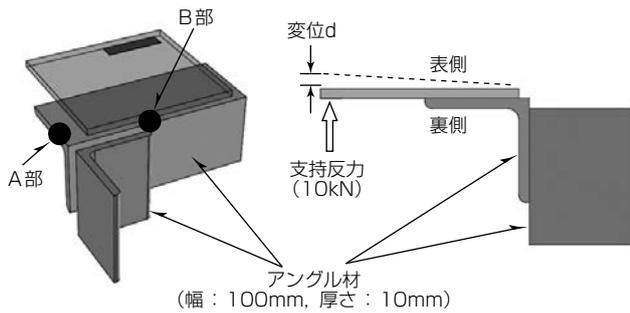


図6. 縮小部分構造

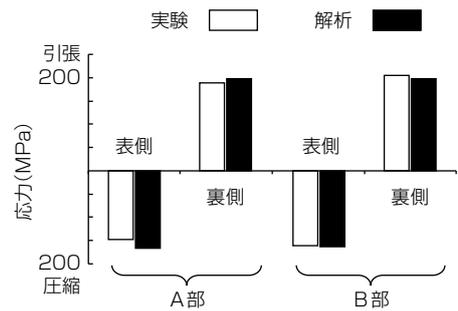


図8. 発生応力の比較

分構造の実験で、支持反力を除荷後も塑性変形が残っていることから、塑性領域の応力が発生していたことが確認できた。

次に塑性変形が残る状態で支持反力の値を一定に保った場合の支持部先端の変位dを図9に示す。今回は2種類の支持反力で、一定時間での変位の進行を観察したが、塑性後に変形が進行することはない、支持反力を負担し続けられることを確認した。

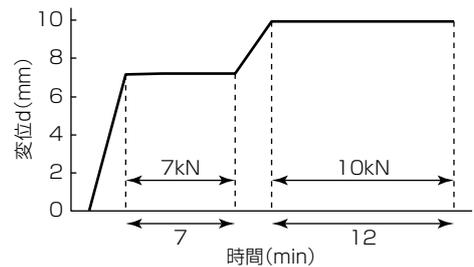


図9. 支持反力と変形

5. むすび

大規模地震時に想定する建物の層間変位を従来よりも大きく設定した新耐震基準に対応する、既設エスカレーターの支持部延長構造について弾塑性解析を用いた強度検討を行った。また、局所的に塑性領域の生じる構造で支持反力を負担できることを縮小部分構造実験によって検証した。

参考文献

- (1) 学校法人東京電機大学：エスカレーターの安全対策のあり方に関する検討，平成26年度建築基準整備促進事業（2014）