

2011年東北地方太平洋沖地震により斜面先破壊した道路盛土の震度法による再現検討

村上 考輝¹・常田 賢一²・橘 愛乃³

¹大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻博士前期課程（〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1）

E-mail: kkmurakami@civil.eng.osaka-u.ac.jp

²正会員 大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻 教授（〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1）

E-mail: tokida@civil.eng.osaka-u.ac.jp

³大阪大学工学部地球総合工学科（〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1）

E-mail: atachibana@civil.eng.osaka-u.ac.jp

2011年東北地方太平洋沖地震においては、中越地震、能登半島地震のような顕著な道路盛土の被害は少なかったと思われるが、常磐高速道路の那珂 IC 付近における盛土被害が特筆できる。同盛土は上り車線の1車線を巻き込むすべり崩壊であるが、筆者らは、被害形態の特徴として、軟弱な基礎地盤上の斜面先破壊であることおよび下り車線側の盛土が無被害であることに着目している。本文は、これらの課題を明らかにすることを目的とし、第1段階として、震度法により堤体の強度特性、基礎地盤の強度特性、周辺状況などの諸要因の影響を比較、検証することにより明らかにした斜面先破壊の再現結果などを報告する。

Key Words: *earthquake, road embankment, sliding failure, seismic coefficient method*

1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震では、2004年新潟県中越地震、2007年能登半島地震のような顕著な道路盛土の被害は少なかったと思われるが、常磐高速道路の那珂 IC 付近における盛土被害が比較的規模が大きく、特筆できる。同盛土は上り2車線の1車線を巻き込む中規模なすべり崩壊であるが、筆者らは、被害形態の特徴として、比較的層厚が薄いものの、軟弱な基礎地盤上の斜面先破壊であること、さらにほぼ同じ構造と思われる下り車線側が無被害であることに着目している。そして、これらの原因が明らかになれば、今後の道路盛土の耐震性の評価あるいは耐震対策の参考になると思われる。

本文は、上記の2つの特徴の原因を明らかにすることを目的としており、第1段階として、震度法に基づいて、堤体の強度特性、基礎地盤の強度特性、周辺状況などの諸要因を変化させて、その影響を比較、検証することにより、斜面先破壊の再現、下り車線側の非崩壊の原因の

解明を行うものである。

本検討により、軟弱基礎地盤上の斜面先破壊の再現に基づいて、関係する要因を明らかにするとともに、下り車線側の盛土の非崩壊の原因を考察した結果を報告する。

2. 解析対象盛土の被害状況

(1) 対象盛土の特性および被害状況

東北地方太平洋沖地震では津波の被害が甚大であり、津波による新たな技術的課題が提起されているが、津波以外の地震動による道路橋、河川堤防などの土木構造物の被害は、既往地震のそれを超えるものは少なかったと思われる。これは、マグニチュードが9.0のプレート境界型の巨大地震であったものの、震源が牡鹿半島から130kmであり、離れていたことなどによると思われる。しかし、震源域が東北地方から関東地方に至る広範囲に渡っており、関東地方でも1,000galを超える地盤加速度が観測される¹⁾など、地震動が局所的に大きい箇所があり、被害が発生している箇所も見られる。

土木構造物のうち、道路盛土については、特に、高速道路盛土における被害を見る限り、2004年新潟県中越地震の関越道あるいは北陸道、2007年能登半島地震の能登有料道路で発生した顕著な被害は少なかったと思われる。その中であって、唯一ともいえる被害箇所が、本文で対象とした常磐自動車道の那珂IC付近の盛土である。

常磐自動車道は東京と東北地方を接続する主要な幹線道路であるが、**図-1²⁾**に示すように、被害箇所は茨城県内の那珂ICの東京方面1km辺りであり、上下4車線のうち、上り車線の盛土が崩壊した。**写真-1**は直後に公開された被害状況³⁾であるが、延長約150mの区間において、最大1.5mほどのすべりが発生した。同写真から、すべりは天端の外側車線と路肩の境で大きいすべりが、2つの車線の境界でやや小規模のすべりが発生していることが分かる。したがって、内側の1車線および下り2車線が無被害であり、震後の復旧などに使用できているので、道路の交通機能の評価からは、中規模な被害と見なせる。

写真-2は復旧工事の状況であるが、横断方向の盛土の被害は法面内に留まっており、**写真-3**および**写真-4**に示すように、斜面先破壊および法面内のすべり崩壊である。なお、法先の側道およびその先の耕作地には変状は見られない。**写真-5**はすべり崩壊地点周囲の衛星写真⁴⁾であるが、類似の崩壊形態は当地点から約400m、那珂IC寄りの上り線側の盛土でも見られる。同地点は、**写真-6**のように大規模な崩壊は発生していないが、**写真-7**のように法先にすべりの変状が見られ、法先の迫り出しにより柵が10m程の延長で傾斜している。その後、伐木・除草がされ、法先の変状がより明確になったが、道路側の



図-1 被害盛土位置



写真-1 被害状況



写真-2 復旧の状況 (3/13)



写真-3 法先の状況 (4/6)



写真-4 法面の迫り出し (3/12)



写真-5 被害盛土の周囲の状況：4) に加筆



写真-6 法先の状況 (3/13)



写真-7 法先の状況 (4/9)



写真-8 取付け盛土の変状 (4/9)



写真-9 のり尻の迫り出し (3/27)



写真-10 下り車線側の盛土 (左側) と法先の状況 (4/30)

遮音壁や斜面に顕著な変状は見られていない。当地点も**写真-1**の地点と同じように、法先に1車線の側道があり、水路、宅地が繋がっているが、すべりによる変状は見られない。したがって、**写真-1**の地点は**写真-5**の地点と同様な法先変状が進み、大規模なすべり崩壊に至ったと考えられる。

さらに、上記の2地点と類似の法先変状は、崩壊盛土から約300m東京寄りの国道118号を跨ぐ橋梁の取り付け盛土でも見られている。**写真-8**は盛土の全景であるが、橋から約30mの区間が地震後に伐木・除草がされており、盛土高の上1/3辺りがずり落ちて、下部が迫り出している形状が読み取れる。**写真-9**は盛土のコーナーから10m程離れた法面での迫り出しの様子であるが、上記の2地

点と同様に、斜面先破壊の形態を示しているが、崩壊には至らず小規模な変形で止まっている。なお、この地点も法先は1車線の側道が付いているが、その先は林地である。

写真-10 は崩壊地点の反対側、つまり下り側の盛土および法先の基礎地盤の様子である。両盛土構造であるにも拘わらず、下り側の盛土ですべりが発生していない点に興味深い。写真あるいは現地状況から、崩壊側の法面と樹木の様子は同じであるが、①法先に広がる平坦地盤が、崩壊側では農地であるが、非崩壊側は林地があること、②側道構造が、崩壊側では1車線であるが、非崩壊側は歩道付きの2車線道路であり、交通量も多いことが挙げられる。

崩壊盛土は高さ10mほどの両盛土であるので、所々に横断ボックスが設置されている。**写真-11** は崩壊地点から70m程那珂IC寄りにある横断ボックス(水戸26)である。内空は幅3m程度、高さ2.5m程度であり、排水側溝が付置してある。下り車線側の出口では、**写真-12**のように左隅に60cm程度の高さまでの砂の噴き上げ跡および噴砂の堆積が見られる。採取した噴砂の粒径加積曲線によれば、礫分が7%、砂分が75%、シルト分が9%、粘土分が9%であり、礫まじりシルト粘性土質砂と分類される。なお、平均粒径は0.22mm、均等係数は32である。

上記の横断ボックスあるいは**写真-8**の橋梁では、構造物境界に噴砂が見られ、崩壊盛土の基礎地盤でも液状化の発生が想定されるが、崩壊盛土の周囲の地盤では噴砂が見られていないことから、液状化したとしても構造物境界では地表に現れるものの、それ以外では地盤内に留まる程度の液状化であったと思われる。



写真-11 横断ボックス (3/13) 写真-12 噴砂の堆積 (3/13)

なお、地震発生後の交通運用の経緯は以下の通りである。

- 3/11 (金) 14:46 地震発生 通行止め
- 3/16 (水) 6:00 三郷～水戸IC 通行止め解除
- 3/21 (月) 10:00 水戸IC～いわき中央IC 通行止め解除

このように、常磐道は福島原発の事故により交通止めとなっている区間を除いて、応急復旧により、地震発生後、10日(9日+19時間)で一般車両に交通開放されている。なお、2004年新潟県中越地震により多数の箇所が被災した関越道は地震発生13日後、2009年駿河湾を震源とする地震により1箇所が被災した東名高速道路は地震発生5日(4日+19時間)後に、一般車両に交通

開放されている。

(2) 対象道路盛土のモデル化

崩壊盛土のモデル化に際して、盛土の形状や規模は、**図-2²⁾**の平面図および横断面図から読み取った。次に、盛土下の基礎地盤の土質定数は、崩壊地から約60m近傍のボーリングデータ(**図-3**参照)の土質分類およびN値に基づいて、(社)日本道路協会:道路土工擁壁工指針³⁾により、間接的に設定した。盛土下の基礎地盤の土質定数は**表-4**の第1層から第3層である。また、盛土部の土質定数は3月13日に崩落部の土塊部における盛土材の一軸圧縮試験の結果²⁾を基に設定した。盛土部の土質定数は**表-4**の第4層である。舗装は、**写真-13²⁾**より第7層の厚さ0.6mを設定し、第5、6層はその半分の厚さを想定した。舗装の土質定数は、表層と基層の土質定数を考慮せず路床と路盤材の主な材料である砂礫を想定して設定した。以上から、設定した崩壊盛土における崩壊前の盛土モデルは**図-4**および**表-1**であり、すべり崩壊再現のための基本モデルとする。

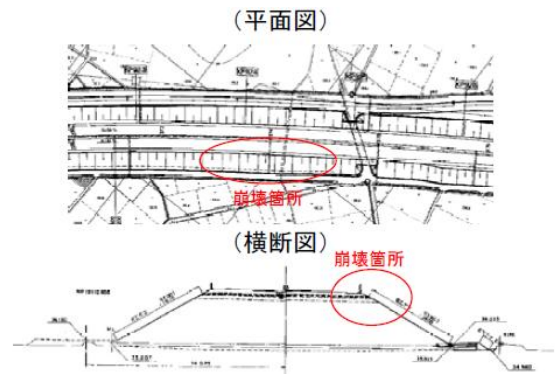


図-2 崩壊盛土の平面図および横断面図



写真-13 崩壊部の道路舗装の様子

土質性状	層厚(m)	深度(m)	S波速度(m/s)	N値
表土	0.45	0.45	86	0.64
粘性土	2.05	2.50	86	0.64
粘性土	1.15	3.65	123	1.88
砂礫	5.80	9.45	246	29.0
工学的基盤			330	

図-3 近傍のボーリング図

表-1 土質定数：基本モデル

層番号	飽和重量(kN/m ³)	湿潤重量(kN/m ³)	内部摩擦角(°)	粘着力(kN/m ²)
1	20.00	20.00	35.86	0.00
2	20.00	16.00	0.00	18.75
3	20.00	16.00	0.00	6.40
4	20.00	19.00	33.70	0.00
5	20.00	20.00	30.00	0.00
6	20.00	20.00	35.00	0.00
7	20.00	20.00	40.00	0.00

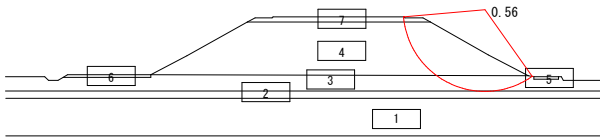


図-4 盛土モデル図：基本モデル

図-4 の基本モデルの円弧すべり解析によれば、常時の最小安全率が 1.0 を大幅に下回り、最小安全率は $F_s=0.56$ である。また、設計震度 $k=0.1$ による破壊形態は盛土下の基礎地盤の粘性土層（図-4 の第 3 層）を含む底部破壊である。崩壊場所とボーリング試験が行われた場所が約 60m 離れていることを考慮し、基本モデルを見直すことにより、軟弱地盤上に存在しているが斜面先破壊を起こした要因を検討する。

3. 円弧すべり解析によるすべり破壊形態の再現

(1) 常時の安定性を満足するモデルの検討

崩壊盛土の斜面先破壊の要因の検討のためにはまず、常時の安定性を満足する、つまり安全率が 1.0 以上で出来るだけ 1.0 に近い状態であることが必要であり、そのための土質定数を検討する。

崩壊盛土の断面によれば、上部が礫まじり細粒分質砂層（5.3m）、下部がローム（3.3m）であるので、まず、図-4 の基本モデルと表-1 の土質定数を基に、盛土部のモデル化を見直し、土質定数を変更した。見直したモデル修正モデル 1 として図-5 に、その土質定数を表-2（着色が変更箇所、以下同じ）に示す。ここで、図-5 の修正モデル 1 は盛土内の土質である第 4 層を 2 層に区分し、第 4 層と第 8 層とした。その土質定数をボーリングデータから得られた N 値ではなく、設計要領第一集土工編⁹によって区分されている土質定数を用いることとした。第 4 層の湿潤単位体積重量を 19.00 (kN/m³) から 14.00 (kN/m³) に変更し、内部摩擦角を 33.7° から 20.0° に、粘着力を 0.00 (kN/m²) から 10.00 (kN/m²) に変更した。なお、盛土下の基礎地盤の土質定数は変更していない。

表-2 土質定数：修正モデル 1

層番号	飽和重量(kN/m ³)	湿潤重量(kN/m ³)	内部摩擦角(°)	粘着力(kN/m ²)
1	20.00	20.00	35.86	0.00
2	20.00	16.00	0.00	18.75
3	20.00	16.00	0.00	6.40
4	20.00	14.00	20.00	10.00
5	20.00	20.00	30.00	0.00
6	20.00	20.00	35.00	0.00
7	20.00	20.00	40.00	0.00
8	20.00	19.00	25.00	30.00

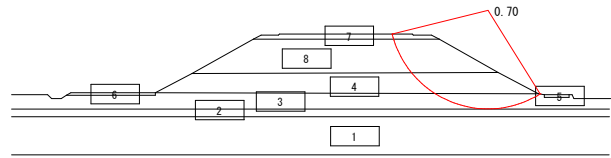


図-5 モデル図：修正モデル 1

修正モデル 1 に対する円弧すべり解析の結果、図-5 のように常時の最小安全率は $F_s=0.70$ となり、図-4 の基本モデルよりも上昇したものの、未だに 1.0 以下のものである。また、設計震度 $k=0.1$ による破壊形態は基本モデルと同様に底部破壊を示す。

次に、盛土部の定数を変えずに基礎地盤の土質定数を設計要領第一集土工編⁹に基づいて、常時の安全率を 1.0 以上になるように変更した。変更したモデルは修正モデル 2 とし、その土質定数を表-3 に示す。第 2 層の内部摩擦角を 0.0° から 10.0° に、第 2 層の内部摩擦角を 0.0° から 10.0° に変更した。表-3 による円弧すべり解析の結果、図-6 のように常時の最小安全率は $F_s=1.04$ となり、破壊形態は底部破壊を示した。また、設計震度 $k=0.1$ による破壊形態は底部破壊であり、今回の事例の斜面先破壊とは異なる。なお、設計震度 $k=0.1$ の最小安全率は $F_s=0.85$ であった。

表-3 土質定数：修正モデル 2

層番号	飽和重量(kN/m ³)	湿潤重量(kN/m ³)	内部摩擦角(°)	粘着力(kN/m ²)
1	20.00	20.00	35.86	0.00
2	20.00	16.00	10.00	18.75
3	20.00	16.00	10.00	6.40
4	20.00	14.00	20.00	10.00
5	20.00	20.00	30.00	0.00
6	20.00	20.00	35.00	0.00
7	20.00	20.00	40.00	0.00
8	20.00	19.00	25.00	30.00

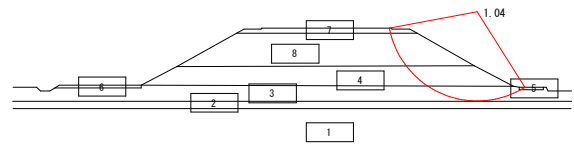


図-6 モデル図：修正モデル 2

(2) 斜面先破壊となる土質定数の検討と地震動による破壊形態の確認

修正モデル 2 により、常時の安全率が 1.0 を満足するモデルを設定したが、さらに土質定数の変更により、円弧すべり解析により常時の安全率が 1.0 以上を維持したまま、常時と設計震度 $k=0.1, 0.2, 0.3$ の場合に斜面先破壊をする土質定数を検討した。表-4 が変更結果（修正モデル 3）であるが、第 2 層の内部摩擦角を 10.0° から 20.0° に、第 3 層の内部摩擦角を 10.0° から 15.0° に、粘着力を 6.40 (kN/m²) から 13.00 (kN/m²) に変更。さらに、第 4 層の粘着力を 10.00 (kN/m²) から 5.00 (kN/m²) に、第 8 層の粘着力を 30.00 (kN/m²) から 10.00 (kN/m²) に変更した。つまり、盛土部の強度を弱く、基礎地盤の強度を強くするように変更した。また、設計震度は $k=0.1, 0.2, 0.3$ を想

定した。表-4 による円弧すべり解析の結果、図-7 は常時の解析結果であり、図-7 のように常時の安全率 1.0 以上を維持したまま、常時と設計震度 $k=0.1, 0.2, 0.3$ のそれぞれに対して斜面先破壊する結果となった。

表-4 土質定数：修正モデル3

層番号	飽和重量(kN/m ³)	湿潤重量(kN/m ³)	内部摩擦角(°)	粘着力(kN/m ²)
1	20.00	20.00	35.86	0.00
2	20.00	16.00	20.00	18.75
3	20.00	16.00	15.00	13.00
4	20.00	14.00	20.00	5.00
5	20.00	20.00	30.00	0.00
6	20.00	20.00	35.00	0.00
7	20.00	20.00	40.00	0.00
8	20.00	19.00	25.00	10.00

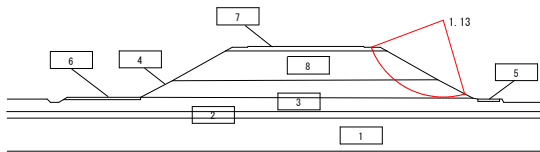


図-7 モデル図：修正モデル3

以上の盛土モデルでは地下水位を想定しなかったため、修正モデル3において下り車線側の側道脇の溝の底の位置を地下水位と想定し、地表から0.59mの位置とした。想定した盛土モデル（修正モデル4）は図-8の通りである。なお、水の単位体積重量は10.00kN/m³とした。しかし、図-8および表-4の修正モデル4による円弧すべり解析の結果、設計震度 $k=0.1, 0.2, 0.3$ の時の破壊形態は底部破壊を示した。このとき、常時での破壊形態は斜面先崩壊であり、最小安全率 $F_s=1.13$ である。

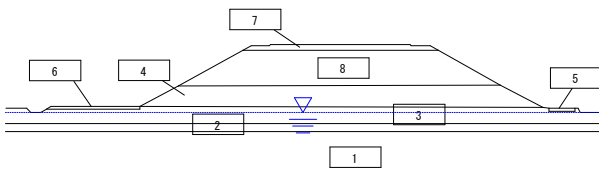


図-8 モデル図：修正モデル4

そこで、常時と設計震度 $k=0.1, 0.2, 0.3$ に対して斜面先破壊となるように、表-5に示すように第8層の内部摩擦角を25.0°から20.0°に変更した。図-9は修正モデル4および表-5による、 $k=0.2$ の場合の結果例であるが、常時と設計震度 $k=0.1, 0.2, 0.3$ のいずれでも斜面先破壊する結果となった。このとき、常時の最小安全率 $F_s=1.087$ である。

表-5 土質定数：修正モデル4

層番号	飽和重量(kN/m ³)	湿潤重量(kN/m ³)	内部摩擦角(°)	粘着力(kN/m ²)
1	20.00	20.00	35.86	0.00
2	20.00	16.00	20.00	18.75
3	20.00	16.00	15.00	13.00
4	20.00	14.00	20.00	5.00
5	20.00	20.00	30.00	0.00
6	20.00	20.00	35.00	0.00
7	20.00	20.00	40.00	0.00
8	20.00	19.00	20.00	10.00

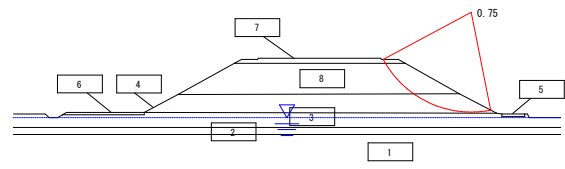


図-9 修正モデル4および表-5による結果例： $k=0.2$

以上、盛土の土質構造、土質特性さらに基礎地盤の土質特性が明確でない状況において、盛土モデルの修正により斜面先崩壊の再現を試みたが、盛土と基礎地盤の土質特性の相互関係により、斜面先崩壊の発生の可能性が明らかになった。

4. 両盛土のすべり崩壊の差異の原因の検討

(1) 上り側盛土と下り側盛土の安全率の差異

今回、崩壊したのは上り線側の盛土であり、下り線側の盛土は発生していない。盛土の横断構造は両盛土であるので、両側ですべりが発生する可能性があるが、片側で発生した原因について検討した。検討に用いたのは図-8および表-5の修正モデル4であり、設計震度 $k=0.1, 0.2, 0.3$ による円弧すべり解析を行い、最小安全率と破壊形態により比較、検証した。下り側の盛土の解析結果について、設計震度 $k=0.1$ の場合の結果を図-10に例示するが、斜面先崩壊である。また、設計震度 $k=0.1, 0.2, 0.3$ に対する最小安全率の比較を表-6に示す。破壊形態はいずれの場合も斜面先破壊となっていた。

表-6 安全率の比較

	下り側車線安全率	上り側車線安全率
常時	1.094	1.087
$k=0.1$	0.902	0.896
$k=0.2$	0.758	0.754
$k=0.3$	0.645	0.642

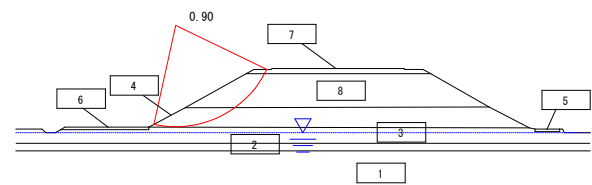


図-10 下り側の解析結果例： $k=0.1$ の場合

表-6によれば、下り車線側の最小安全率は、いずれの設計震度においても、上り車線側のそれよりわずかに大きくなったが、明確な違いがあるとは言えず、安全率から崩壊の差異の要因を見つけ出すことはできなかった。

(2) 道路舗装による滑り抑制効果の検討

上り車線側と下り車線側の盛土の相違点として、隣接する道路の構造の違いがある。つまり、上り車線側は1車線の側道であるのに対し、下り車線側に隣接している道路は上・下2車線の構造である。

本文では、道路舗装の強度の影響の有無に着目した。用いた盛土モデルは図-9 であるが、土質定数は表-4 を用いることにした。この理由は、底部破壊を示している修正モデル3において、側道の強度を変化させることにより、舗装の影響を確認するためである。ここで、舗装の構造のモデル化は、表-4 において上り側盛土に隣接する側道の舗装である第5層の土質定数 ($c=0 \text{ kN/m}^2$, $\phi=30^\circ$)、つまり強度を変更することにより行なった。具体的には、底部破壊が斜面先破壊に変わる土質定数を見つけることとしたが、設計震度 $k=0.1, 0.2, 0.3$ に対する結果を表-7 に示す。常時の場合斜面先崩壊であるので検討の対象にせず、表には設計震度 $k=0.1, 0.2, 0.3$ の場合の解析結果を示している。

表-7 法先崩壊になる道路舗装の強度と最小安全率

	内部摩擦角(°)	粘着力(kN/m ²)	安全率
k=0.1	30	0.0	0.924
	30	10.0	0.933
	40	8.0	0.933
k=0.2	30	0.0	0.769
	30	16.0	0.783
	40	15.5	0.783
k=0.3	30	0.0	0.651
	30	22.0	0.667
	40	21.0	0.667

表-7 の土質定数であれば斜面先破壊になるが、これは道路舗装の強度、つまり内部摩擦角および粘着力を高めることにより、底部破壊を斜面先破壊に変える、つまりすべり破壊を制御することの可能性が示唆されている。

5. おわりに

本文は、東北地方太平洋沖地震における常磐高速自動車道的那珂 IC 付近における盛土被害について、比較的層厚が薄いものの、軟弱な基礎地盤上の斜面先破壊であることと、ほぼ同じ構造と思われる下り車線側が無被害であることに着目し、震度法に基づいて、堤体の強度特性、基礎地盤の強度特性などの諸要因を変化させて検討した。そして盛土の崩壊事例に特徴的な斜面先破壊を再現し、下り車線側の盛土の非崩壊の原因を考察したことにより、以下の幾つかの知見が得られた。

1) 東北地方太平洋沖地震による高速道路盛土の被害は、既往地震による被害よりも比較的小規模であったが、唯一とも言える常磐自動車道的那珂IC付近にある、やや軟弱な基礎地盤上の両盛土構造の盛土では、従来の知見からやや異なる斜面先破壊の崩壊形態を示した。

- 2) 1)の崩壊盛土の付近より得られたボーリング試験などのデータを用いて、震度法により斜面先破壊の再現を試みた。その結果、実データでは再現が出来なかったが、盛土材あるいは基礎地盤の強度特性を変化させることにより、再現が可能であることを明らかにした。これによると、基礎地盤の弱層が薄く、その強度が盛土材のそれと比較して大きい場合は、基礎地盤を含む底部破壊でなく、斜面先破壊になるものと思われる。
- 3) 高速道路盛土に隣接する側道と盛土の崩壊形態の関係に着目して、震度法により舗装の強度による盛土のすべり抑制効果を検討し、その可能性を明らかにした。これにより、盛土の安定性の評価において、側道の影響を考慮する必要性、さらに対策の一要素としての活用の可能性が示唆される。
- 4) 被害盛土(上り車線側)と無被害盛土(下り車線側)の差異に着目して、震度法により原因を明らかにしようとしたが、今回の検討からは明確な差異を得るには至らなかった。これは、盛土の横断構造に大差がないモデルであること、震度法であることから必然であるとも言える。

なお、今後は、盛土の造成過程の把握、予測地震動⁹⁾による動的応答特性およびすべり変形特性の解明などが課題である。

謝辞：本研究が対象とした盛土の構造諸元に関するデータの収集に際しては、(株)高速道路総合技術研究所の横田聖哉氏の協力を得ている。ここに、紙面を借りて厚く感謝の意を表す。

参考文献

- 1) (独)防災科学技術研究所HP：
http://www.bosai.go.jp/kyoshin/topics/html20110311144626/main_20110311144626.html
- 2) (株)高速道路総合技術研究所の資料より
- 3) (株)東日本高速道路 関東支社：(6報)地震による高速道路の通行止・被害などの状況、平成23年3月11日、20時00分現在。
- 4) ©2011 Google, 地図データ©2011 ZENRIN.
- 5) (社)日本道路協会：道路土工 擁壁工指針, pp.19, 1999.
- 6) 東日本高速道路株式会社, 中日本高速道路株式会社, 西日本高速道路株式会社 編著 NEXCO中央研究所 発行：設計要領第一集土工編, pp.1-44, 2006.
- 7) 秦吉弥・一井康二・常田賢一・野津厚・横田聖哉・金田和男：サイト特性置換手法に基づく2011年東北地方太平洋沖地震とその最大余震における盛土被災地点での地震動の推定, 第31回土木学会地震工学研究発表会講演論文集, 2011.11 (投稿中)。

**SIMULATION STUDY WITH SEISMIC COEFFICIENT METHOD
ON TOE SLIDING FAILURE OF HIGHWAY EMBANKMENT
IN THE 2011 OFF PACIFIC OCEAN OF TOHOKU EARTHQUAKE**

Kouki MURAKAMI, Ken-ichi TOKIDA and Aino TACHIBANA

In the 2011 Off Pacific Ocean of Tohoku Earthquake, very huge damages of civil engineering structures etc. occurred by tsunami attacks along the ria coast and plain coast of the Pacific Ocean. Although road embankments of highways are almost less damaged comparing with the past ones, the only one embankment damaged a little severely at the Joban Expressway are remarkable, because the sliding failure form of the embankment is the toe sliding one at the soft base ground. In this paper, the analytical simulation with use of the seismic coefficient method are conducted to clarify the causes of the toe sliding failure which will be necessary to reduce the same type of slid failures in the future earthquakes. As the results of this study, the possibility to simulate the toe sliding failure can be obtained by changing the factors such as the shear strength of the road embankment and the one of the soft foundation ground.