地震応答特性および地盤強度の不均質性を考慮した 盛土構造物の耐震診断手法の開発

Development of the Seismic Evaluation Method of Embankments considering the Seismic Response Characteristics and the Heterogeneity of Ground Strength

2008年9月

秦 吉弥

【論文要旨】

地震応答特性および地盤強度の不均質性を考慮した盛土構造物の耐震診断手法の開発

秦 吉弥

日本および世界各地で大規模地震のたびに盛土構造物が被災している.特に,道路や鉄道などの 線状構造物では、1ヶ所の崩壊がシステム全体の機能不全につながる事例が多発しており,線状盛 土構造物全体にわたって耐震性を確保する必要性が強く指摘されている.長大な線状盛土全体の耐 震性を評価対象とした場合,有限要素法による有効応力解析のような高度な手法はコストや時間の 面で適用が難しく,一定の精度を確保しつつ簡易な方法で構造物全体の耐震性を評価する技術が求 められている.現行の盛土の耐震設計指針では,Newmark 法などによって算定した変形量を用いて 照査する評価手法が導入されつつあるが,盛土の地震応答特性(上下動も含む),基盤の傾斜,盛 土強度の不均質性,崩壊の範囲など重要な諸要因が考慮できないという問題がある.本研究は,地 盤の応答特性を中心にこれらの諸要因を一定の精度で考慮しつつ簡便な盛土の耐震診断手法を新 たに提案したものである.

第1章では、数値解析レベルを多少落としてでも相対的な弱点箇所を抽出することなどを重 視した線状盛土構造物の耐震診断手法の開発が求められている背景と研究の必要性を述べて いる.そして本研究の目的は、線状盛土構造物のシステマティックな耐震診断スキームに関す る検討であることを示し、本論文の構成を記述している.

第2章では、既往の大地震による斜面の崩壊事例、現行の斜面の耐震設計指針、斜面の耐震 性評価に関する既往の研究についてそれぞれ取り纏め、それぞれの課題を明示することによっ て、本研究の位置付け、すなわち提案する耐震診断手法のコンセプトを明らかにしている.

第3章では、盛土形状を考慮した水平および上下方向の地震応答の簡易な評価手法を新たに 提案している.盛土の地震応答を1質点系の振動モデルおよびクロススプリングモデル(上下 動を考慮する場合)でモデル化し、実験と数値解析によって、本モデルにより水平および上下 方向の地震応答を相互作用も含めて比較的精度良く評価できることを示した.また本モデルの 入力パラメータである盛土の水平方向および上下方向の固有周波数について簡易な算定式を 誘導し、実験等によりその妥当性を検証した.

第4章の盛土の地震時変形量に関する評価では、地震応答の影響、入力地震動の影響、上下 動の影響、傾斜基盤の影響、盛土強度の不均質性の影響を考慮した地震時における盛土の滑動 変位に関する評価手法(以下,地震応答考慮型 Newmark 法と称する)を提案している.地震 応答考慮型 Newmark 法では、地震応答および入力地震動の影響に関しては1質点系のせん断 振動モデル(上下方向の地震応答を考慮しない場合)あるいはクロススプリングモデル(上下 方向の地震応答を考慮する場合)を利用することにより考慮している.上下動がある場合とない場合のそれぞれについて,既往の地震による被災盛土の事例や動的遠心模型実験(水平地盤および傾斜地盤)結果との比較検討を行い,地震応答考慮型 Newmark 法による計算結果が実務上十分な精度で適用できることを確認した.さらに,盛土強度の不均質性の影響に関して,水平互層構造を有する水平層モデルを用い,計算手法としてモンテカルロシミュレーションと従来型 Newmark 法を組み合わせることで評価を行った.実際の高盛土構造物の地盤データに基づいて盛土構造物内の地盤強度定数のばらつきを表現する水平層モデルを決定し,既往の地震被災事例について解析した結果,本手法の計算変形量が被災事例における変形量と近いことを確認した.

第5章の盛土の崩壊範囲に関する評価では,第4章で設定した盛土強度の不均質性を考慮し た水平層モデルに円弧すべりを想定した斜面安定計算結果を応用することによって,地震時に おける盛土の崩壊範囲に関する評価手法として,最大すべり円に着目した崩壊範囲評価方法を 新たに提案した.さらに,一例ではあるが,地震による宅地盛土の被災事例との比較検討を行 い提案手法が崩壊範囲の推定に適用できることを確認した.

第6章では、前章までに示した地震応答考慮型 Newmark 法に基づき、長大な線状盛土構造 物の耐震性評価を簡便に実施する耐震診断手法の構築を行って、本提案手法を実務に適用する ためのフローを示した.次に、構築した手法の実際の高速道路盛土(区間全長約 11km)への 適用例を示した.現場数カ所において簡易な土質調査を行って解析に必要なパラメータを決定 し、複数の断層を想定したシナリオ地震を対象として解析を実施、さらに解析結果を組み合わ せた評価指標を用いることによって、区間 11km 内にある道路盛土の耐震補強の優先順位を求 めることができることを示した.

第7章では,以上の結果を総括し,本論文の結論としてまとめている.

関係論文一覧

■ 学術論文

(J01)秦吉弥,一井康二,土田孝,李黎明,加納誠二,山下典彦:地震時の斜面の変形量評価における解析手法 および入力地震動の選定,地すべり(日本地すべり学会誌), Vol.45, No.1, pp.64-71, 2008.5.

- (J02)秦吉弥,一井康二,加納誠二,土田孝,山下典彦:上下動が盛土の地震時変形に及ぼす影響に関する一考察,地盤と建設,Vol.25, No.1, pp.93-104, 2008.4.
- (J03)Hata, Y., Ichii, K., Tsuchida, T., Kano, S. and Yamashita, N.: A Practical Method for Identifying Parameters on the Seismic Design of Embankments, *Georisk*, Vol.2, No.1, pp.28-40, 2008.3.
- (J04)Kano, S., Sasaki, S. and Hata, Y.: Local Failures of Embankments during Earthquakes, *Soils and Foundations*, Vol.47, No.6, pp.1003-1015, 2007.12.
- (J05)秦吉弥,加納誠二,山下典彦,横井芳輝,土田孝:形状を考慮した簡便な盛土の固有周波数算定式,地盤 工学ジャーナル, Vol.2, No.3, pp. 197-207, 2007.9.
- (J06)秦吉弥,一井康二,李黎明,土田孝,加納誠二:傾斜基盤を有する盛土の地震応答特性に関する動的遠心 模型実験,土木学会地震工学論文集,Vol.29, pp.295-304, 2007.8.
- (J07)秦吉弥,一井康二,土田孝,李黎明,加納誠二:上下動が傾斜基盤を有する盛土の地震時応答に及ぼす影響,土木学会地震工学論文集, Vol.29, pp.305-313, 2007.8.
- (J08)秦吉弥,加納誠二,多賀正記,一井康二,土田孝,山下典彦:傾斜基盤を有する盛土の水平ならびに上下 方向の簡便な固有周波数算定式,土木学会地震工学論文集,Vol.29, pp.314-323, 2007.8.
- (J09)秦吉弥,一井康二,土田孝:地震時における斜面の崩壊範囲に関する一考察,土木学会論文集C, Vol.63, No.3, pp.677-690, 2007.7.
- (J10)秦吉弥,一井康二,土田孝,山下典彦:現場データを用いた盛土の耐震信頼性設計へのアプローチ,構造 物の安全性・信頼性(JCOSSAR2007)論文集, Vol.6, pp.333-338, 2007.6.
- (J11)秦吉弥,杉山仁寶,新屋浩明,倉岡千郎,佐藤誠一,白石保律:過剰間隙水圧の影響を考慮した地すべりの地震応答解析-旧山古志村東竹沢地すべりをモデルとして-,地すべり(日本地すべり学会誌), Vol.44, No.1, pp.39-45, 2007.5.
- (J12)秦吉弥,山下典彦,土田孝,加納誠二:修正 Newmark 法に基づく被災盛土の地震時残留変位量の再現,
 第12回日本地震工学シンポジウム論文集(CD-ROM), Vol.12, No.117, pp.574-577, 2006.11.

- (J13)秦吉弥,山下典彦:地震動特性が地盤強度のバラツキに起因する盛土のすべり変位量の変動に及ぼす影響 に関する一考察,地盤工学シンポジウム論文集, Vol.50, No.60, pp.421-428, 2005.11.
- (J14)秦吉弥,山下典彦: 鉛直地震動が盛土のすべり変位量に及ぼす影響に関する一考察,土木学会地震工学論 文集(CD-ROM), Vol.28, No.66, 2005.8.
- (J15)山下典彦, 竹内健造, 秦吉弥: 地盤強度の不均質性が地震時における盛土のすべり変位量に与える影響, 地盤工学シンポジウム論文集, Vol.49, No.58, pp.415-422, 2004.11.
- (J16)秦吉弥,加納誠二,佐々木康:地震時における堤防の三次元応答に関する振動台実験,土木学会地震工学 論文集(CD-ROM), Vol.27, No.251, 2003.12.
- (J17)加納誠二,佐々木康,秦吉弥,榎野光:堤防湾曲部の地震時応答に関する実験的検討,土木学会地震工学 論文集(CD-ROM), Vo.27, No.249, 2003.12.
- (J18)山下典彦,秦吉弥,原田隆典,竹内翔,田中博文:P-Δ効果による大変形を考慮した1自由度モデルの非 線形応答解析に関する研究,第 11 回日本地震工学シンポジウム論文集(CD-ROM), Vol.11, pp.1383-1386, 2002.11.
- (J19)加納誠二, 秦吉弥, 佐々木康: 地震時における堤防の三次元応答に関する研究, 第 11 回日本地震工学シンポジウム論文集(CD-ROM), Vol.11, pp.969-974, 2002.11.

■ 国際会議

- (I01) Hata, Y., Ichii, K., Kano, S. and Tsuchida, T.: A preparation on practical seismic evaluation method of the existent slopes, Proc, of 14th World Conference on Earthquake Engineering (DVD-ROM), Paper No. 04-02-0027, Beijing, China, 2008.10.
- (I02) Hata, Y., Ichii, K., Kano, S., Tsuchida, T. and Imamura, T.: Seismic performance of expressways evaluated by the slope stability of embankments, Proc. of International Conference on Civil and Environmental Engineering 2008 (CD-ROM), Hiroshima, Japan, 2008.10.
- (I03) Hata, Y., Ichii, K., Kano, S. and Tsuchida, T.: A Study on the Seismic Response of Embankments based on the Estimation of the Natural Frequency in the Vertical Direction, Proc, of 4th International Disaster and Risk Conference (CD-ROM), Paper No. 504, Davos, Switzerland, 2008.8.
- (I04) Hata, Y., Ichii, K., Tsuchida, T., Kano, S. and Yamashita, N.: Effect of Heterogeneous Soil Strength on the Seismic Residual Displacement of Embankments, Proc. of 4th decennial Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics Conference (CD-ROM), Paper No. 172, ASCE, Sacramento, U.S.A, 2008.5.
- (I05) Hata, Y., Ichii, K., Tsuchida, T., Kano, S. and Yamashita, N.: A practical Method of Design Parameters Identification for Seismic Design of Embankments considering Heterogeneity of Soils, Proc. of International Conference on Civil and Environmental Engineering 2007 (CD-ROM), Hiroshima, Japan, 2007.10.
- (I06) Hata, Y., Yamashita, N., Tsuchida, T. and Kano, S.: A Study on the Applicability of the Modified Newmark Method, Proc. of 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (CD-ROM), Paper No. 1307, Thessaloniki, Greece, 2007.6.

- (107) Hata, Y., Yamashita, N., Kano, S. and Tsuchida, T.: A Study on Computation of Seismic Permanent Displacement of Embankments considering Horizontal and Vertical Seismic Motion, Proc. of First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (CD-ROM), Paper No. 904, Geneva, Switzerland, 2006.9.
- (108) Hata, Y. and Yamashita, N.: An Approach to Compute the Permanent Seismic Displacement of Embankments considering Vertical Seismic Motion and Heterogeneity of the Ground Strength, Proc. of International Conference on Recent Developments in Earthquake Geotechnical Engineering, pp.271-278, ISSMGE, Osaka, Japan, 2005.9.
- (I09) Kano, S., Sasaki, Y. and Hata, Y.: Effects of Three Dimensional Response of Dikes on their Local Failures during an Earthquake, Proc. of 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (DVD-ROM), pp.2663-2666, Osaka, Japan, 2005.9.
- (I10) Kano, S., Sasaki, Y. and Hata, Y.: Experiment of Seismic Failure of a Long Embankment, Proc. of Fifth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Paper No.2-64, New York, U.S.A., 2004.4.

■ 研究紀要・講演概要集等

- (B01)秦吉弥,一井康二,加納誠二,土田孝,今村孝志,花川泰治,小村尚史:高速道路盛土における簡易耐 震診断手法の適用,第43回地盤工学研究発表会平成20年度発表講演集(CD-ROM), No.962, pp.1923-1924, 2008.7.
- (B02)秦吉弥,一井康二,加納誠二,土田孝:高速道路盛土における簡易耐震診断手法の提案,第43回地盤工 学研究発表会平成 20 年度発表講演集(CD-ROM), No.961, pp.1921-1922, 2008.7.

(B03)秦吉弥,一井康二,加納誠二,土田孝:既存斜面の実用的な耐震診断手法の提案,広島大学大学院工学 研究科研究報告, Vol.56, No.1, 2007.12. <u>http://ir.lib.hiroshima-u.ac.jp/00020417</u>

- (B04)秦吉弥,一井康二,土田孝,加納誠二,山下典彦:Newmark 法による合理的な盛土の信頼性設計法の提案,土木学会第 62 回年次学術講演会講演概要集(CD-ROM), 3-446, pp.889-890, 2007.9.
- (B05)秦吉弥,杉山仁實,新屋浩明,倉岡千郎,佐藤誠一,白石保律,中島祐一:上下動が地すべりの有効応 力解析結果に及ぼす影響,第46回日本地すべり学会研究発表会講演集,pp.327-330,2007.8.

(B06)秦吉弥,一井康二,土田孝,加納誠二:現場データを用いた地震時における斜面の崩壊範囲に関する検 討,第42回地盤工学研究発表会平成19年度発表講演集(CD-ROM), No.917, pp.1827-1828, 2007.7.

(B07)秦吉弥, 土田孝, 加納誠二, 山下典彦:上下動を考慮した簡便な盛土の地震応答解析手法の提案, 広島 大学大学院工学研究科研究報告, 第55巻, 第1号, pp.27-34, 2006.12. <u>http://ir.lib.hiroshima-u.ac.jp/00017270</u>

(B08)秦吉弥,加納誠二,土田孝,山下典彦:盛土形状を考慮した水平および上下方向の固有周波数算定式, 第41回地盤工学研究発表会平成18年度発表講演集(CD-ROM), No.1056, pp.2111-2112, 2006.7.

- (B09)Hata, Y. and Yamashita, N.: A Study on Computation of Seismic Permanent Displacement of Embankments considering Vertical Seismic Waves and the Heterogeneity of the Ground Strength, Proc. of 40th Japan National Conference on Geotechnical Engineering (CD-ROM), No.1157, pp.2313-2314, 2005.7.
- (B10)秦吉弥,加納誠二,佐々木康:地震時における堤防の三次元応答に関する実験的研究,第 39 回地盤工学 研究発表会平成 16 年度発表講演集(CD-ROM), No.879, pp.1757-1758, 2004.7.

- (B11)秦吉弥, 佐々木康, 加納誠二:地震時の堤防の局所的な破壊に関する実験的研究, 第38回地盤工学研究 発表会平成15年度発表講演集(CD-ROM), pp.1285-1286, 2003.7.
- (B12)秦吉弥,佐々木康,加納誠二:軟弱地盤上の堤防の地震時三次元応答に関する実験的研究,第 57 回土木 学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM), 3-528, pp.1055-1056, 2002.9.
- (B13)秦吉弥,加納誠二,佐々木康:堤防の地震時三次元応答に関する振動台実験,第 37 回地盤工学研究発表 会平成 14 年度発表講演集(CD-ROM), pp.1817-1818, 2002.7.

1	. 序	序論			1-1
	1. 1	研究	の背景と	必要性	1-1
	1. 2	本研	究の目的	と構成	1-3
	第1:	章の参	診考文献-	一覧	1-4
2	. 盛	経土や	斜面の耐	震性評価に関するレビュー	2-1
	2. 1	概要			2-1
	2. 2	既往	の大地震	による斜面崩壊	2-2
	2.	2. 1	はじめに	5	2-2
	2.	2. 2	1961年	北美濃地震	2-4
	2.	2. 3	1962 年	宫城県北部地震	2-5
	2.	2.4	1963 年	越前岬沖地震	2-6
	2.	2. 5	1964年	新潟地震	2 - 7
	2.	2. 6	1965 年	松代群発地震	2-8
	2.	2. 7	1968年	えびの地震	2-9
	2.	2. 8	1968年	日向灘地震	2-10
	2.	2. 9	1968年	十勝沖地震	2-11
	2.	2. 10	1969年	美濃中部地震	2-12
	2.	2. 11	1973年	根室半島沖地震	2-13
	2.	2. 12	1974年	伊豆半島沖地震	2-14
	2.	2. 13	1975 年	大分県中部地震	2-15
	2.	2. 14	1978年	宮城県沖地震	2-16
	2.	2. 15	1978年	伊豆大島近海地震	2-17
	2.	2. 16	1982 年	浦河沖地震	2-18
	2.	2. 17	1983年	日本海中部地震	2-19
	2.	2. 18	1984年	長野県西部地震	2-20
	2.	2.19	1987年	千葉県東方沖地震	2-21

2	2. 2. 20	1993 年 釧路沖地震	- 2-22
2	2. 2. 21	1993 年 能登半島沖地震	- 2-23
2	2. 2. 22	1993 年 北海道南西沖地震	- 2-24
2	2. 2. 23	1994 年 北海道東方沖地震	- 2-25
2	2. 2. 24	1995 年 兵庫県南部地震	- 2-26
2	2. 2. 25	1996 年 宮城県北部地震	- 2-27
2	2. 2. 26	1997 年 鹿児島県北西部地震・第2鹿児島県北西部地震	- 2-28
2	2. 2. 27	1999 年 秋田県沖地震	- 2-29
2	2. 2. 28	2000年 鳥取県西部地震	- 2-30
2	2. 2. 29	2000年 新島・神津島近海地震	- 2-31
2	2. 2. 30	2001年 芸予地震	- 2-32
2	2. 2. 31	2003 年 宮城県北部地震	- 2-33
2	2. 2. 32	2003 年 十勝沖地震	- 2-34
2	2. 2. 33	2004 年 新潟県中越地震	- 2-35
2	2. 2. 34	2005 年 福岡県西方沖地震	- 2-36
2	2. 2. 35	2007 年 能登半島地震	- 2 - 37
2	2. 2. 36	2007 年 新潟県中越沖地震	- 2 - 38
2	2. 2. 37	2008 年 岩手・宮城内陸地震	- 2-39
2	2. 2. 38	まとめ	- 2-40
2.3	斜面	の設計指針	- 2-41
. 2	2.3.1		- 2-41
Ż	2.3.2	道路土工 のり面工・斜面安定工指針 [1999 年 3 月]	- 2-44
2	. 3. 3	設計要領 第一集 土工編 [2006 年 / 月]	- 2-46
2	2.3.4	道路震災対策便覧(震前対策編)[2006 年 9 月]	- 2-47
2	. 3. 5	鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物 [2007年1月]	- 2-49
2	. 3. D	鉄道構造物等設計標準・回解説 耐震設計 [1999 年 10 月]	- 2-52
2	. 3. 1	宅地附農設計マニュアル(条) [2003 年 3 月]	- 2-55
2		七地防火マニュテル [2007年12月]	- 2-57
2	. 3. 9	空格1.小肥設設計基準 [2000 平 0 月]	2-39
2	. 3. 10	裕高の施設の投附上の基準・同群説 [2007年7月]	- 2-60
2	. J. 2, 10	小坦旭政时最上(石田町) - 所祝 [1551 平 5 月]	- 2-01
2 0	. 3. 12	庄木内 (建米茲中仏) □	- 2-03
2 2 1		まこの	- 2 67
د. 4 م	941II 1	いっし	- 2 67
2	· · · ·	ADの耐雪性評価の動向	- 2.68
2		か (μч × / μч / μ×) エ ዞ (Щ × / お) [5]	2-00

2. 4. 3	斜面の耐震評価手法	
2. 4. 4	斜面の地震時応答に関する研究	2-86
2.4.5	過剰間隙水圧が斜面の地震時応答に及ぼす影響	2-96
2. 4. 6	盛土および基礎地盤における地盤強度の不均質性の取り扱いに関する研	「究2-99
2. 4. 7	まとめ	2-103
2.5 本研	究の位置付け	2-104
第2章の	参考文献一覧	2-108
3. 盛土の)地震応答特性の評価方法とその適用性	
3.1 概要	·	3-1
3.2 水平	基盤上における水平方向の盛土の地震応答特性	
3. 2. 1	はじめに	3-2
3. 2. 2	盛土の固有振動数算定手法	
3. 2. 3	振動台模型実験	
3. 2. 4	提案式の妥当性の検証	3-11
3. 2. 5	まとめ	
3.3 水平	基盤上における上下方向の盛土の地震応答特性	3-15
3. 3. 1	はじめに	3-15
3. 3. 2	上下方向の盛土の固有振動数	3-16
3. 3. 3	水平方向と上下方向の盛土の固有振動数の関係	
3. 3. 4	地震動の卓越振動数との関係	3-24
3. 3. 5	まとめ	3-27
3.4 傾斜	基盤上における盛土の地震応答特性	
3. 4. 1	はじめに	
3. 4. 2	傾斜基盤上の盛土の固有振動数算定式	
3. 4. 3	提案式の検証	
3. 4. 4	水平方向と上下方向の固有振動数の関係	
3. 4. 5	まとめ	3-41
3.5 水平	ならびに上下方向の地震応答の相互作用を考慮した盛土の解析手法	
3. 4. 1	はじめに	
3. 5. 2	質点系モデルを用いた盛土のモデル化	3-43
3. 5. 3	数値計算例によるクロススプリングモデルの特徴	
3. 5. 4	水平基盤上の盛土に対するクロススプリングモデルの適用性	3-52
3. 5. 5	傾斜基盤上の盛土に対するクロススプリングモデルの適用性	3-57
3. 5. 6	まとめ	
3.6 結言		3-61

1	第3 章	章の参	送考文献一覧	3-63
4	成	s+の	地震時変形量の評価方法とその適用性	4-1
	11	一概要		4-1
2	1.2	地震	時変形量の計算方法	4-2
	4	2. 1	はじめに	4-2
	4.	2. 2	被災盛十概要	4-3
	4.	2.3	地震動推定手法	4-5
	4.	2.4	計算手法の概要	4-7
	4.	2.5	残留変位量の比較	4-10
	4.	2.6	まとめ	4-10
2	1.3			4-13
	4.	3. 1	はじめに	4-13
	4.	3. 2	動的遠心模型実験	4-14
	4.	3. 3	動的有限要素解析	4-16
	4.	3. 4	実験結果と解析結果の比較	4-17
	4.	3. 5	解析モデルと解析手法の関係	4-20
	4.	3.6	入力地震動の影響	4-21
	4.	3. 7	まとめ	4-23
2	1.4	上下	動の影響	4-24
	4.	4. 1	はじめに	4-24
	4.	4. 2	動的遠心模型実験	4-25
	4.	4. 3	解析条件の設定	4-26
	4.	4.4	実験結果と解析結果の比較	4-27
	4.	4. 5	鉛直地震動が盛土の地震時変形に及ぼす影響	4-30
	4.	4. 6	水平動と上下動の位相関係の影響	4-33
	4.	4. 7	まとめ	4-36
Z	1. 5	傾斜	基盤の影響	4-37
	4.	5. 1	はじめに	4-37
	4.	5. 2	動的遠心模型実験	4-38
	4. !	5.3	実験結果ならびに考察	4-39
	4.	5.4	2 次元動的 FEM 解析を用いた検討	4-47
	4. :	5.5	上下動が残留変位量に及ぼす影響	4 - 54
	4. !	5.6	まとめ	4-58
4	l. 6	地震	時地すべりへの応用	4-59
	4. (6. 1	はじめに	4-59

	4.	6. 2	旧山古志村東竹沢地すべりの概要	4-60
	4.	6. 3	解析条件	4-61
	4.	6.4	解析結果	4-65
	4.	6.5	鉛直地震動の影響	4 - 69
	4.	6.6	まとめ	4-73
	4. 7	地盤	強度の不均質性の影響	4 - 74
	4.	7. 1	はじめに	4-74
	4.	7. 2	不均質地盤モデル	4-75
	4.	7. 3	実測データに基づく盛土内の空間分布のモデル化	4-77
	4.	7.4	地盤強度の不均質性を考慮した地震時滑動変位の計算手法	4-82
-	4.	7.5	解析条件の設定	4 - 83
	4.	7.6	数値解析の考察と被災事例への適用	4-85
	4.	7. 7	入力せん断強度低減法による地盤強度の不均質性の影響に関する検討	4-89
	4.	7.8	まとめ	4-94
4	4. 8	結言		4-95
1	第4:	章の参	》考文献一覧	4-88
5.	螷	整土の	崩壊範囲の評価に関する検討	5-1
ļ	5. 1	概要		5-1
ļ	5. 2	地震	による宅地の崩壞事例	5-2
	5.	2. 1	2001 年芸予地震	5-2
	5.	2. 2	宅地の崩壞事例	5-3
Į	5. 3	地盤	強度の不均質性の考慮した解析手法	5-5
	5.	3. 1	解析フロー	5-5
	5.	3. 2	入力パラメータの設定	5 - 7
Ę	5.4	検討	結果	5-9
	5.	4. 1	入力地震動	5-9
	5.	4. 2	解析結果	5-10
Ę	5.5	斜面	の崩壊に関する規制範囲の検討	5-12
	5.	5. 1	パラメトリックスタディ	5-12
	5.	5. 2	現行の建築禁止距離の設定の課題	5-14
	5.	5. 3	規制すべき範囲の設定に関する提案	5-16
Ę	5.6	結言	·	5-19
ţ	第 51	章の参	*考文献一覧	5-20

6.		盛	社構	造物の耐震診断手法の構築と適用	- 6-1
	6.	1	概要		- 6-1
	6.	2	耐震	診断手法の構築	- 6-2
		6.	2. 1	はじめに	- 6-2
		6.	2. 2	地盤のモデル化	- 6-4
		6.	2. 3	震度法による斜面安定評価と崩壊範囲の評価	- 6-6
		6.	2.4	崩壞程度の評価	- 6-8
		6.	2.5	提案手法の適用性	- 6-10
		6.	2. 6	提案手法の簡便性	- 6-10
	6.	3	耐震	診断手法の適用例	- 6-11
		6.	3. 1	検討対象地点	- 6-11
		6.	3. 2	入力地震動の設定	- 6-12
		6.	3. 3	地盤のモデル化	- 6-15
		6.	3. 4	すべり崩壊の発生の可能性	- 6-18
		6.	3. 5	斜面の崩壊範囲の算定	- 6-19
		6.	3. 6	残留変位量の算定	- 6-21
		6.	3. 7	耐震補強のための優先順位の評価	- 6-24
	6.	4	結言		- 6-27
	第	6 i	章の参	\$考文献一覧	- 6-28
7.		紀	論		- 7-1
	7.	1	本研	究によって得られた成果	- 7-1
	7.	2	今後	の課題	- 7-8

謝辞

第1章

序論

1.1 研究の背景と必要性

地震多発国である我が国では、これまで数多くの地震被害が発生している.今世紀に入ってから も、2001 年芸予地震、2003 年宮城県北部地震、2003 年十勝沖地震、2004 年新潟県中越地震、2005 年福岡県西方沖地震、2007 年能登半島地震、2007 年新潟県中越沖地震、2008 年岩手・宮城内陸地 震と比較的規模の大きな地震が8例も発生しており、その度に構造物に甚大な被害を与えてきた. 中でも 2004 年 10 月 23 日 17 時 56 分に発生した、長岡平野東縁に位置する東山丘陵直下に震源断 層を持つ地震では、盛土・自然斜面・ライフライン等に多大の損壊が発生した(写真-1.1.1).気象庁 により平成 16 年(2004 年)新潟県中越地震と命名されたこの地震は、中山間地域に発生した地震では あるものの、都市を含む被災地域内の居住人口が約 70 万人と多く、避難者約 10 万人、住宅損壊約 9 万棟、被害額約 3 兆円を超える災害となっている.この地震の規模はマグニチュード 6.8 と中程 度であるが、過去最大の加速度・速度が記録されるとともに、地質の脆い活構造地帯に位置するこ と、地震発生の 3 日前に相当量の降雨があったことから、1995 年兵庫県南部地震以後では、我が国 に最大の被害をもたらした(地盤工学会、2007).

一方,我が国は世界有数の山岳国でもあり,国土面積の約7割が山地や丘陵地で占められている ことから急傾斜地における盛土などが数多く存在し,地震による盛土構造物の被害が散見される. 従来,空港やフィルダムなど大規模な特別な盛土は例外として,道路や鉄道,宅地造成などに用い られる一般的な盛土では,これまでの実績や経験を基に定められた標準法面勾配を用いたり,締固 め規定などの施工管理で対応しており,計算に基づく耐震設計は行われてこなかった.稀に耐震設 計が行われる場合でもレベル1地震動程度を想定した震度法に円弧すべり面法を組み合わせる計 算法がほとんどであった.このように耐震設計が行われなかった理由には,盛土は地盤材料の不均 質性や地盤物性の不確定性などを考慮すると必ずしも計算による定量的な判定が馴染まないこと, また壊れても補修が比較的容易であるとの認識があったためである.

しかしながら道路,鉄道,河川堤防などの線状構造物の盛土では,一か所の崩壊がシステム全体 の機能不全につながるため,1995年兵庫県南部地震以降,盛土といえども従来の設計レベルを越え る耐震性を確保する必要があることが指摘された(土木学会,2000).ここで,レベル2地震動 (P.G.A.=600~800gal)に対して震度法による安定計算を行う場合は,土のせん断強度の設計値の設定 法ならびに震度の設定法に問題がある.仮に重力加速度gと地震動の最大加速度Amaxの比をそのま

1-1

ま設計震度 *K_H(=A_{max}/g)とした場合には、K_H=0.6~0.8 となり、安定性を確保することは非常に難しい. このためレベル2 地震動を考慮する場合には、安全率が1以上か以下で塑性変形の有無を照査 基準とするのではなく、どの程度の塑性変形が生じるかを照査基準とするべきであるものと考えられる(日本地震工学会, 2004).*

したがって安全率によらず直接,変形・変位量を照査する設計法あるいは安全率照査法であって も暗に変形・変位量を考慮した設計法が求められている.変形・変位量を直接的に予測評価する具 体的な設計法としては,盛土・地盤系の地震時応答挙動を時刻歴で計算する弾塑性有限要素地震応 答解析法などがある.この解析法は,対象とする盛土の耐震評価結果が建設費を大きく左右するよ うな場合における詳細設計法として,例えば空港盛土などで用いられている(たとえば井合ら,1998). しかしこの解析法は入力データの設定が複雑であり,結果の安定性が十分ではないため,必ずしも 実務的であるとは言い難い.円弧すべり法と同等の簡便さを有し,計算結果の安定性の高い手法と しては,Newmark 法(Newmark, 1965; 舘山ら, 1998)が挙げられ,レベル2地震動に対する設計法と しては有望な手法の1つであると考えられる(地盤工学会, 2000;日本地震工学会, 2005).

道路盛土などの線状構造物における既設盛土の耐震性の評価においては、全線にわたり均一なレベルの耐震診断および耐震対策を行うことは現実的ではない.このため、いかにして相対的に耐震性の低い箇所、たとえば締固め不足の箇所や地震構造的に不安定な箇所などを選別し、効率的に補強を施していくかと言う視点での検討が必要となる(たとえば小路,2008).また、盛土地盤の不均質性などを勘案すると、非常に多数のあるいは延長距離の長い盛土の地震時変形量などを詳細な方法により正確に行うことは煩雑であり、少なくとも相対的な弱点箇所を見つけだせる程度の精度であっても実用的な診断法があると効率的である.すなわち少ないコストと時間で効率的に盛土の耐震性を評価する技術の開発が求められている.



写真-1.1.1 2004 年新潟県中越地震による道路盛土の被災状況(土木学会, 2006)

2 本研究の目的と構成

前節で述べた背景を踏まえ、本研究では、実用性を目指した盛土の耐震診断手法として Newmark 法を改良した手法を構築・提案し、更にその手法を試験的に現場へ適用することで、道路盛土等の システマティックな耐震診断スキームについて検討することを目的とする.その内容は図-1.2.1 に 示すように第1章序論から第7章結論までの全7章から構成される.

第2章では、既往の大地震による斜面の崩壊事例,現行の斜面の耐震設計指針,斜面の耐震評価 に関する既往の研究をそれぞれ取り纏めることによって,斜面(主に盛土)の耐震性評価に関するレ ビューを行い、盛土の耐震診断手法に関する課題を明らかにする.ここで盛土と斜面は必ずしも同 義ではなく,斜面では自然斜面が含まれるが,自然斜面上に盛土が築造されることも多く,また耐 震診断の考え方も類似していることから,あわせて包括的なレビューを行うこととした.そして課 題を踏まえた上での本研究の位置付け,すなわち提案する耐震診断手法のコンセプトを明示する.

第3章では、耐震診断において重要となる盛土の地震応答特性の評価法に関して述べる.

第4章では、第3章で評価した地震時応答に基づき、地震時における盛土の滑動変位に関する評価方法について述べる.

第5章では、第3章で評価した地震時応答に基づき、地震時における盛土の崩壊範囲に関する評価方法について述べる.

第6章では、第3章、第4章、第5章で得られた知見に基づいて実用性を目指した盛土の耐震診 断手法を構築し、構築した手法を国内の高速道路盛土に適用した事例について述べ、道路盛土のシ ステマティックな耐震診断スキームの例を示す.

第7章では、本研究全体で得られた結論が述べられている.



【第1章の参考文献一覧】

- (01) 土木学会(2000):土木構造物に関する第3次提言と解説,第8章,土木構造物の耐震設計法に関する特別 委員会, pp.29-34.
- (02) 土木学会(2006):平成 16 年新潟県中越地震被害調查報告書(CD-ROM),新潟県中越地震被害調查特別委員会編.
- (03) 井合進,一井康二,佐藤幸博,桑島隆一(1998):高盛土の地震応答解析,日本地震工学シンポジウム論文
 集, Vol.10, pp.1557-1562.
- (04) 地盤工学会(2000):レベル2地震に対する土構造物の耐震設計,シンポジウムおよび講習会テキスト,土 構造物への設計用入力地震動に関する研究委員会,366p..
- (05) 地盤工学会(2007):道路・鉄道土工構造物および造成地盛土,新潟県中越地震災害調査委員会報告書 (DVD-ROM), pp.143-293.
- (06) 小路泰広(2008):道路の防災性向上に向けた施策動向と技術開発,性能を考慮した道路盛土の耐震強化・ 補強に関する研究発表会(CD-ROM),特別講演1,大阪大学大学院工学研究科・土木学会関西支部.
- (07) Newmark, N. M. (1965): Effects of earthquakes on dams and embankments, *Geotechnique*, Vol.15, No.2, pp.139-159.
- (08) 日本地震工学会(2004):性能規定型耐震設計法の現状と課題,平成 15 年度報告書,性能規定型耐震設計 法に関する研究委員会,145p..
- (09) 日本地震工学会(2005): 性能規定型耐震設計法-性能目標と限界状態はいかにあるべきか-, 平成 16 年度報告書, 性能規定型耐震設計法に関する研究委員会, 165p..
- (10) 舘山勝, 龍岡文夫, 古関潤一, 堀井克己(1998):盛土の耐震設計法に関する研究, 鉄道総研報告, Vol.12, No.4, pp.7-12.

第2章

盛土や斜面の耐震性評価に関するレビュー

2.1 概要

図-2.1.1 は、本章で取り纏める斜面の耐震性評価に関するレビューに対する概略構成を示したものである。本章は計5つの節から構成されており、2.2節では、過去50年間に日本国内で発生した大地震を対象とした斜面崩壊事例について、2.3節では、現行の斜面の耐震設計指針とその変遷について、2.4節では、斜面の耐震性評価に関する既往の研究事例についてそれぞれ取り纏めを行う。それぞれの項の内容に関しては、図-2.1.1 に示すように相互関係が存在し、斜面の耐震設計指針は、既往の地震による斜面崩壊事例や既往の研究成果を参考に、発刊ならびに改訂が行われている。一方で、斜面の耐震性評価に関する研究は、既往の地震による被災事例や現行の耐震設計指針の問題点を踏まえた上で行われている。そして実際のフィールドでは、現行の設計指針に基づいて斜面の耐震性が評価されており、ごく稀ではあるが、現行の指針によらず研究成果による最新の知見に基づいて耐震性評価が行われた事例も存在する。

本章では、これらの相互関係に基づいて斜面の耐震性評価に関するレビューを行い、最新の知見 を把握することによって、問題点を明示する.そしてこれらの問題点を踏まえて、本研究の位置付 け(2.5節)を明らかにする.



2.2 既往の大地震による斜面崩壊

2.2.1 はじめに

本節では、2008年より過去 50年間に日本国内で発生した既往の大地震を対象に、道路盛土、鉄 道盛土、宅地造成盛土などの斜面崩壊事例について取り纏める. 図-2.2.1 は、斜面崩壊事例の取り 纏め対象となった既往の大地震の震央をプロットしたものである. この図より、震央が日本全国各 地に広くほぼ一様に分布していることがわかり、過去 50年の大地震によって斜面崩壊が全国いた る所で発生していたことがわかる. 表-2.2.1には対象となった地震によって被災した盛土や斜面の 一覧を示す. この表によれば、斜面崩壊が発生している地震規模マグニチュードは、M5~M8クラ スまで幅広く、道路盛土および自然斜面が数多く被災していることがわかる. また近年発生した地 震においては、宅地造成盛土の被災が見受けられる. 次項以降では、対象とする地震毎に斜面崩壊 事例の概要について取り纏めを行う.



図-2.2.1 日本国内において斜面崩壊が発生した過去 50 年間の大地震

No.	発生年	地震名	地震規模 マグニチュート	道路 盛土	鉄道 盛土	宅地 盛土	自然斜面
1	1961	北美濃地震	7.0	0			0
2	1962	宮城県北部地震	6.5	0	0		0
3	1963	· 越前岬沖地震	7.0	0	0		
4	1964	新潟地震	7.5	0			
5	1965	松代群発地震	最大5.4				0
6	1968	えびの地震	6.1	0			0
7	1968	日向灘地震	7.5	0			0
8	1968		7.9	0	0		0
9	1969	美濃中部地震	6.6	0			0
10	1973	根室半島沖地震	7.4	0	0		0
11	1974	伊豆半島沖地震	6.9	0			0
12	1975	大分県中部地震	6.4	0			0
13	1978	伊豆大島近海地震	7.0	0			0
14	1978		7.4	0		0	0
15	1982		7.1	0	0		0
16	1983	日本海中部地震	7.7	0	0		0
17	1984	長野県西部地震	6.8	0			0
18	1987	千葉県東方沖地震	6.7				0
19	1993	釧路沖地震	7.5	0	0	0	0
20	1993	能登半島沖地震	6.6	0			0
21	1993	北海道南西沖地震	7.8	0	0	0	0
22	1994	北海道東方沖地震	8.2	0			0
23	1995	兵庫県南部地震	7.3	0	0	0	0
24	1996	宮城県北部地震(本震/余震1/余震2)	6.0/5.4/5.8	0	0		0
25	1997	第1/第2鹿児島県北西部地震	6.3/6.2	0			0
26	1999	秋田県沖地震	5.4	0			
27	2000	新島·神津島近海地震	最大6.4	0			0
28	2000	鳥取県西部地震	7.3	0			0
29	2001	芸予地震	6.7	0		0	0
30	2003	宮城県北部地震(前震/本震/余震)	5.5/6.2/5.4	0		0	0
31	2003	十勝沖地震	8.0	0		0	0
32	2004	新潟県中越地震	6.8	0	0	0	0
33	2005	福岡県西方沖地震	7.0	0		0	
34	2007	能登半島地震	6.9	0		0	0
35	2007	新潟県中越沖地震	6.8	0	0	0	0
36	2008	岩手·宮城内陸地震	7.2	0			0

表-2.2.1 過去 50 年間の大地震による盛土や斜面の被災

○:当該地震において比較的多くの被災が報告されている

2.2.2 1961年 北美濃地震

1961 年 8 月 19 日,岐阜県北部の大日ヶ岳付近(北緯 36 度 6.7 分,東経 136 度 42 分)を震源と して発生したマグニチュード 7.0 の地震である.直下型地震だったため,震源地周辺は激しく揺れ た.震源が山中のため,震度が測れていないが,最低でも震度 5,場所によっては震度 6 以上を記 録したとされている.揺れは中部地方を中心に,東は関東地方,西は中国地方東部,四国地方北部 までの広い範囲で観測されている.

被害は岐阜・石川・福井の3県に集中し,落石や土砂崩れにより,死者8名,負傷者43名,全 壊家屋12戸を出した.岐阜県大野郡白川村では,御母衣第2発電所の建設現場付近で,大規模な 地滑りが発生,作業員8人が生き埋めとなり,4名が死亡した.福井県では,大野市の小池地区が 大きな被害を受けた.総戸数9戸のうち,全てが倒壊し,集落の入り口にあった家は,100m下の 谷底へと転落した.さらに,福井県大野市阪谷では,九頭竜川右岸が崩壊,同市湯上トンネルでは, 山崩れのため,通行中の自動車が埋没した.山間部を中心に,各所で山崩れや地滑りが発生した. その数は,99ヶ所に上り,道路の損壊も120ヶ所におよんだ.

主要な道路被害は,打波川沿いの福井県道および白山登山道におきた. 幅員 3~4m で山腹を切り 開き片盛片切のところが多く,被害も切取り面よりも落石,土砂崩れ,片盛り部分の地割れ,石積 の前傾,一部崩壊が多い. 白山登山道では河内赤岩より牛首川にそう上流約 5km が被害地であり, 打波川沿い県道では鳩が湯小池間 4km が被害地である. (土木学会耐震工学委員会,1963)



図-2.2.2 1961 年北美濃地震概要図(土木学会耐震工学委員会, 1963)

2.2.3 1962年 宮城県北部地震

1962 年 4 月 30 日に宮城県北部で発生した地震. 震源は北緯 38 度 44 分東経 141 度 08 分で, 震源の深さは 19km, マグニチュードは 6.5 であった.

岩手県盛岡市・水沢市・宮城県石巻市・仙台市・山形県新庄市・福島県福島市で震度4を観測した.人的被害は,死者3名,重傷者41名,軽傷者235名にのぼった.物的被害は,住家全壊が369棟,半壊1,542棟,一部被害25,575箇所,非住家被害37,003棟のほか橋梁・道路・鉄道などにも損壊が多発し(公共施設410箇所・水道1,259箇所・道路298箇所・河川390箇所・橋梁187箇所・鉄道298箇所),鉄道や道路の被害が目立った.

この地震による盛土構造物の被害は、これまでの地震と同様で堤軸方向の亀裂、斜面の崩壊、斜面のハラミ出しなどである. 震度V以上では盛土は殆んど被害を受けており、震度Nでも被害が見られた. 沖積層地帯の被害が著しく、大崎平野では沖積層の厚い所の被害が多く、沖積層の土質は細粒のところほど被害が著しかった. 斜面の被害は、大きな水平加速度によって崩壊したと考えられているもの、亀裂のために安定性が失われたと考えられているものがある. 震度Vまたは震度VIの地域でも、1:2.5 より緩勾配な斜面では被害がなかった(ただし高さ 7m 以下). 施工年月の新しいものや旧堤に盛りだしたもの、機械施工のため斜面の締固め不十分なものは被害を受けたと報告されている(河上ら, 1963). 写真-2.2.1 に被害状況の例を示す.



写真-2.2.1 1962 年宮城県北部地震で被害を受けた鉄道盛土(河上ら, 1963)

2.2.4 1963 年 越前岬沖地震

1963 年3月27日早朝6時半頃,越前岬沖約20kmを震源とするマグニチュード7.0の地震である. この地震により敦賀湾および若狭湾に沿い約50kmにわたり被害を生じた.敦賀測候所では,震度 Vおよび加速度は200~250galと推測されている.震度や地震の規模が比較的大きかったにも関わ らず,一般に被害が軽微であったが,敦賀市よりやや震源に近い美浜町早瀬,日向地方では地盤の 関係と湖岸という地盤条件の影響で多少被害は多かった.この地方より約10kmも震源に近い敦賀 半島北部では,地盤が強固な花崗岩であったため軽微な被害となっていた.

鉄道盛土の被害としては、北陸線および小浜線の各所に被害が生じ、特に山腹における斜面上の 築堤箇所において被害が多かったことが報告されている.道路盛土の被害としては、国道27号線、 一般県道常神三方線、白木美浜線などにおいて路面の亀裂および法面崩壊による道路の損傷などの 被害が報告されている(小野ら, 1964). 写真-2.2.2 および写真-2.2.3 に被害状況を示す.



写真-2.2.2 鉄道盛土の被害状況(小野ら, 1964)



写真-2.2.3 道路盛土の被害状況(小野ら, 1964)

2.2.5 1964年 新潟地震

1964 年 6 月 16 日, 新潟県粟島南方沖 40km を震源として発生したマグニチュード 7.5 の地震であ る. 被害は新潟県,山形県,秋田県等日本海側を中心として 9 県に及んだ. 粟島は島全体が約 1m 隆起. 日本海海岸では 5~20cm 沈下した.家屋の全壊は新潟市,村上市,鶴岡市,酒田市など,各 地において発生した.

道路盛土の被害としては、新潟市付近の軟弱な地盤上に造られた盛土は低いものでも被害を受け ており、旧河川敷や破堤跡に造られた盛土についても被害を受けている.また地震の振動により盛 土の法面がすべり破壊を起こしている例が多かったことが確認されている.例えば、山木戸地区の 道路(国道7号線)では、中規模盛土(最大高さ約10m)が、地震によって側方に膨らみ、全体として沈 下していることが確認されている.写真-2.2.4 に示すようにガードレールが曲がりくねり、盛土法 面が滑動してはらみ出しを起こし、写真-2.2.5 に示すような盛土沈下による段差も生じている.



写真-2.2.4 道路盛土の被害① (伊吹ら, 1965)



写真-2.2.5 道路盛土の被害② (伊吹ら, 1965)

2.2 既往の大地震による斜面崩壊

2.2.6 1965 年 松代群発地震

長野県埴科郡松代町(現・長野市)付近で1965年8月3日から約5年半もの間続いた世界的に も稀な長期間にわたる群発地震である.震源地は皆神山付近であり,総地震数は71万1341回を記 録している.このうち,有感地震は6万2826回(震度5:9回,震度4:48回,震度3:413回, 震度2:4596回,震度1:5万6253回)を数えた.最大の地震はM5.4である.群発地震全てのエ ネルギーは,M6.4に相当する.

被害は,道路の地割れや住宅損壊などである.総被害は,負傷者 15,家屋全壊 10 戸,半壊 4 戸, 地滑り・斜面崩壊等 64 件であった.

この群発地震は,発生地域によって5期に分けることができ,第3活動期(1966年8月~1966年 12月)には,第1・2活動期である皆神山付近から,須坂市,川中島(長野市),更埴市,真田町(現・ 上田市)あたりまで地震が発生するようになった.4月5日には最大となるM5.4(震度5)の地震 が発生した.皆神山付近の地割れ群からは湧水が始まり,この時期の総湧水量は約1000万㎡と推 定される.この湧水と地震の振動の影響により,皆神山の南にある牧内地区では地滑りが発生し, 家屋11戸が倒壊した(**写真-2.2.6**).



写真-2.2.6 斜面崩壊による家屋の倒壊 (栗林ら, 1966)

2.2.7 1968年 えびの地震

1968 年 2 月 21 日午前 10 時 45 分頃、宮崎県と鹿児島県境のえびの高原で発生したマグニチュー ド 6.1 の地震である. えびの町(現:えびの市)の真幸地区では震度6を観測した. 21日8時51分 に震度5, また, 翌22日19時19分にも激しい揺れを記録している. 気象庁では21日午前10時 45 分の地震をえびの地震と命名し、8 時 51 分の揺れは前震、翌 22 日 19 時 19 分の揺れは余震とし た、しかし地震の発生状況からこれらは群発地震であると考えられている、揺れはほぼ九州全域で 観測された.

被害は宮崎、熊本、鹿児島の3県におよび、特に真幸地区と鹿児島県の吉松町(現湧水町吉松地 区)の被害が大きく、土地柄、シラス崩壊による被害が多かった。被害状況は死者3名、負傷者44 名, 全壊 498 戸, 半壊 1,278 戸, 一部損壊 4,866 戸. この他にも鉄道, 道路などが分断, 橋の損壊 なども確認されており、交通被害としては、鉄道3箇所、道路226箇所、橋梁22箇所となってい る(宮崎県総務部消防防災課, 1969; 栗林ら, 1976).

写真-2.2.7に斜面崩壊の状況を、写真-2.2.8に道路被害の状況をそれぞれ示す。







写真-2.2.8 道路被害の状況(畑中ら, 1968)

2.2.8 1968年 日向灘地震

1968 年 2 月 27 日早朝,九州東南部を襲ったマグニチュード 7.5 の地震であり,震度V,局地的には震度VIに達する激しいもので,家屋の倒壊および山地崩壊のほか,宮崎県下の土木構造物にも若干の損害を生じた.

この地震では、震度Vの地域があったが、盛土などでも完全に破壊してしまったものは確認されていない。特に顕著な被災事例は、以下の3つに類別されている(大久保ら, 1968).

① 地盤のひびわれ, 陥没に伴う舗装のひび割れ, 沈下など平地で発生するもの

② 盛土のすべり、沈下による天端のひび割れ・移動など盛土上で発生するもの

③ 路床あるいは路盤の急速な圧密による舗装の沈下など、基礎の原因があるもの

写真-2.2.9 に道路路肩部におけるひび割れの状況を,写真-2.2.10 に盛土のすべり・沈下によるひび割れの状況をそれぞれ示す.



(大久保ら, 1968)

(大久保ら, 1968)

2.2.9 1968年 十勝沖地震

1968 年 5 月 16 日に発生した地震であり、本震のマグニチュード 7.9 に余震のマグニチュード 7.5 を伴う大規模なものであった.この地震の震源は、1994 年に発生した三陸はるか沖地震の北東にあたり、本来であれば「三陸沖地震(または三陸はるか沖地震)」と命名されるべきものだったが、津 波警報の発令の際に震源を十勝沖として発表されたため、そのまま流用されて「十勝沖地震」と命名 されている.

この地震による震害は、道路盛土、河川堤防などの土質構造物ならびに自然斜面などに集中して おり、その様相は過去の地震災害の場合と共通していることが報告されている(佐々木ら、1971).た だし、地震発生以前に相当の降雨量があったため、自然斜面、土質構造物、基礎地盤が飽和状態に あったと考えられ、また軟弱地盤上の盛土、河川堤防および山地自然斜面に災害が多発している一 因であろうとされている.被害はおもに盛土部分に集中しており、被害の様相によって以下に示す 4つのパターンに類別できることが報告されている(佐々木ら、1971).

- 路肩沈下および一部の法面崩壊
- ② 法面崩壊および盛土本体の崩壊
- ③ 道路中央部の陥没
- ④ 橋梁等構造物の取り付け部分の沈下

写真-2.2.11, 2.2.12, 2.2.13 ならびに図-2.2.3 に上記の被災パターンの被災状況図を示す.







写真-2.2.12 法面崩壊および盛土本体の崩壊



写真-2.2.13 道路中央部の陥没



図-2.2.3 橋梁等構造物の取り付け部分の沈下 (佐々木ら, 1971)

2. 2. 10 1969年 美濃中部地震

1969年9月9日,岐阜県中部の北緯35度54分,東経137度0分,深さ20kmを震源とするマグ ニチュード7の地震である.震源地は郡上郡北部で,郡上郡と益田郡では震度5を記録した.この 地震動は中部・関東・関西地方全域と東北・中国・四国地方の一部で人体に感じるレベルであった. 岐阜県内では,郡上郡明方村と和良村及び益田郡馬瀬村の南部,金山町北部,萩原町の一部では震 度5,震源地からやや離れた美濃地方南西部と飛騨北部では震度3,その他の大部分の地域では震 度4である.

地震による被害は、山岳地震に特有な山崩れ、崖崩れがいたるところで発生し、このため道路損 壊などの土木被害が目立った. 負傷者や家屋被害は、ほとんど落石が原因によるものであった.

写真-2.2.14に道路盛土天端における亀裂を、写真-2.2.15に住家盛土の崩壊状況をそれぞれ示す.



写真-2.2.14 道路盛土天端における亀裂(岐阜県, 2005)



写真-2.2.15 住家盛土の崩壊状況(岐阜県, 2005)

2. 2. 1 1 1973 年 根室半島沖地震

1973 年 6 月 17 日 12 時 55 分頃に,北海道全域から東北,関東地方にかけてかなり大きな揺れを 記録した地震である.地震規模マグニチュードは 7.4 で,震央は根室半島南東沖約 55km の北緯 42 度 9 分,東経 146 度 0 分,深さは約 40km と報告されている.

この地震による道路盛土の被害は、北海道の一般国道 44 号で9カ所および国道 272 号で1カ所 の計 10 カ所であり、そのうち橋梁取付け道路の沈下は 5 カ所である. しかしながら、これらの被 害の多くは、路面および路肩の小規模な破壊もしくは沈下であった. 一般国道 44 号浜中町姉別お よび一般国道 272 号標茶町中茶安別の 2 カ所については、比較的大きな被害であった.

写真-2.2.16 および写真-2.2.17 に道路盛土と鉄道盛土の被災状況の例を示す.



写真-2.2.16 道路盛土の被災状況 (寒地土木研究所, 1974)



写真-2.2.17 鉄道盛土の被災状況 (寒地土木研究所, 1974)

2. 2. 1 2 1974 年 伊豆半島沖地震

1974 年(昭和 49 年) 5 月 9 日午前 8 時 33 分 27 秒に発生した地震である. 震源は北緯 34 度 34 分, 東経 138 度 48 分の伊豆半島南端・石廊崎沖南南東 35km であった(南伊豆町の入間海岸付近と する説も存在する). マグニチュードは 6.9 であり,静岡県賀茂郡南伊豆町で震度 5 を記録した. 山 崩れなどが多数発生し,死者 30 名,全壊 134 棟など大きな被害を出した. 地震後,石廊崎から北 西方向へ延びる長さ約 5.5km の断層(石廊崎断層)が出現した. この地震以後,伊豆半島の地震活 動が活発になり,1976 年(昭和 51 年)には河津地震(M5.4),1978 年(昭和 53 年)には伊豆大島近海地 震(M7.0)がそれぞれ発生している.

被害が集中したのは南伊豆町である.その中でも中木地区は,城畑山の斜面で幅約60mにわたる 山崩れが起き,山裾の22戸が飲み込まれた.この時に崩れた土砂の量は約5万m³にも及んだとい われる.この山崩れでは27人が生き埋めとなり,後日,全員の死亡が確認された.石廊崎では, 断層直上の灯台が崩壊.航行中の船舶に方位信号を送ることができなくなった.南伊豆町の東に位 置する下田市では人的被害はなかったが,多くの建物が損傷した:家屋の瓦は軒並み落下し,旅館 街のブロック塀が倒壊した. 被害の総計は,死者30名,負傷者102名,家屋全壊134戸,一部損 壊240戸,全焼5戸.山崩れ・崖崩れは101箇所であった.

写真-2.2.18 には、道路斜面の崩壊状況の例を示す.



写真-2.2.18 道路斜面の崩壊状況(日本建築学会, 1980)

2. 2. 1 3 1975 年 大分県中部地震

1975 年 4 月 21 日午前 2 時 35 分頃,大分市の西南西約 20km 付近を震源地とする地震である.大 分および阿蘇山で震度 4 であった.被害は,道路法面崩壊,自然斜面崩壊,鉄筋コンクリート構造 物の破壊,家屋の倒壊など多岐に及んだ.

この地震の強震部は山岳地帯であったため、山腹部の片切片盛した部分に被害が集中しており、 以下に示す3つのパターンに分類できる(土木研究所, 1975).

- ① 不安定な巨石が、地震動によって動き出して斜面を滑り落ち道路を塞いだ
- ② 切土部では風化した凝灰岩が地震動によって滑り落ちた.地震の直前の1週間にこの地方で約 120~130mmの雨が降ったため、風化した凝灰岩が弱化していたことも考えられる.
- ③ 道路盛土部のすべり:山岳地帯の道路であるため、山腹に片側盛土した箇所にこの種の被害が 集中した、盛土の勾配もきつく、締め固めも十分に行っていないものと報告されている。

別府阿蘇道路での被害は特に甚大であり、数箇所の切土斜面の崩壊と、3カ所の盛土部の崩壊(若 干すべったという程度のものではなく、崩壊土量も多く、完全に滑りきってしまっている)が主な ものである. 写真-2.2.19 に別府阿蘇道路の被災状況を示す.



写真-2.2.19 別府阿蘇道路の被災状況(土木研究所, 1975)

2. 2. 1 4 1978年 宮城県沖地震

1978年における宮城県沖地震は6月12日の午後5時14分に発生したマグニチュード7.4の地震 である.都市ガス(仙台市ガス・塩釜ガス・石巻ガス・古川ガス)の13万戸供給停止が発生し, 老朽化したブロック塀の倒壊,造成された新興住宅地の地盤崩壊など,宮城県内(特に仙台市)を 中心に大きな被害が生じた.この地震ではライフライン等が停止し都市生活が麻痺した.これは, 50万人以上の大都市(当時旧仙台市は人口およそ65万人)が経験した初めての都市型地震災害で ある.

この地震により道路盛土の崩壊や斜面崩壊などの被害を被った地域は,主として北上川,鳴瀬川, 阿武隈川の川筋の沖積平野であり,盛土高の高い道路盛土あるいは斜面の切取箇所が少なかったた めに,被害は小規模であった.しかしながら宮城県松島町の主要地方道松島~松島公園線における 崖崩れをはじめとして,この地震の震源域に近かった牡鹿半島においては,非常に多数の崖崩れが 発生した(写真-2.2.20).また橋梁取付部(背面土)の沈下,路肩の沈下・亀裂などは宮城県下の各 地でみられた(写真-2.2.21).



写真-2.2.20 切取斜面における崩壊(岩崎ら, 1978)



写真-2.2.21 路肩の沈下・亀裂などの被害(岩崎ら, 1978)

2. 2. 15 1978年 伊豆大島近海地震

1978 年 1 月 14 日午後 0 時 24 分,伊豆大島西岸沖約 15km を震源として発生したマグニチュード 7.0 の地震である.伊豆大島と神奈川県横浜市で,震度 5 を観測したが,震源域が陸におよんでい たため,静岡県賀茂郡東伊豆町では,震度 6 相当の揺れに襲われた.この地震による被害の総計は, 死者 23 名,負傷者 211 名,全壊 96 戸,半壊 616 戸,地滑り・崖崩れ 191 箇所,道路損壊 1141 箇所 であり、伊豆半島東部に被害が集中した.

この地震による道路盛土の被害特徴は、以下に示す3つである(佐々木ら,1982).

① 路面より下の長大斜面の崩壊に伴って片切片盛の盛土部分が崩壊

② 片切片盛道路の片盛部の盛土の沈下に伴う路面の沈下とクラックの発生

③ 路面が健全であっても土の路肩が沈下

写真-2.2.22 および写真-2.2.23 に盛土の崩壊および盛土の沈下の被害状況の例を示す.



写真-2.2.22 盛土の崩壊(佐々木ら, 1982)



写真-2.2.23 盛土の沈下(佐々木ら, 1982)

2.2.16 1982年 浦河沖地震

1982 年 3 月 21 日午前 11 時 32 分,北海道日高支庁浦河郡浦河町南西沖 20km,北緯 42 度 4 分, 東経 142 度 36 分,を震源として発生したマグニチュード 7.1 の地震である.震源に最も近い浦河町 では震度 6,札幌市,帯広市,小樽市,岩見沢市,苫小牧市,倶知安町,広尾町,青森県むつ市で 震度 4 を観測し,北海道で史上初めて震度 6 を観測した.被害は浦河町とその周辺に集中した.日 高地方の海岸線を走る唯一の幹線道路である一般国道 235 号の被害が特に大きく,地域社会に及ぼ す影響も大きかった.一般国道 235 号の主な被害は,静内町入船地区および三石町鳧舞地区の斜面 崩壊などである.一般国道 235 号と平行して走る国鉄・日高本線においても,静内-様似間で土砂崩 壊,路盤陥没などの被害が 106 箇所で発生した.

写真-2.2.24 および写真-2.2.25 に道路盛土の被害状況の例を示す.



写真-2.2.24 道路盛土の路面のクラック(岩崎ら, 1983)



写真-2.2.25 道路盛土の斜面崩壊(岩崎ら, 1983)

2.2.17 1983 年 日本海中部地震

1983 年 5 月 26 日 11 時 59 分に,秋田県能代市西方沖約 100km の地点で発生した地震で,マグニ チュードは 7.7 であった.秋田市・むつ市・深浦町で最大震度 5 を観測した.

能代南バイパスでは、地盤の液状化により道路盛土が大きく陥没するとともに側方に滑り、舗装 版が一部で盛り上がった.

津軽山地の山間部を通る山岳道路である青森県内の主要地方道である今別蟹田線においても道 路盛土に被害が発生しており、地形が谷型であり水が集まりやすく盛土の含水率も高い箇所、盛土 が腐植土・粘性土のような軟弱な地盤上に構築されている箇所などに被害が多かったことが報告さ れている.写真-2.2.26および写真-2.2.27に被害状況の例を示す.



写真-2.2.26 能代南バイパスにおける被害状況(大日方ら, 1985)



写真-2.2.27 青森県主要地方道今別蟹田線の道路盛土被害(大日方ら, 1985)
2.2 既往の大地震による斜面崩壊

2.2.18 1984年 長野県西部地震

1984年9月14日午前8時48分,長野県西部にある長野県木曽郡王滝村を震源として発生したマ グニチュード6.8の直下型地震である.王滝村では,震度6を記録し,被害が集中した.この地震 時における被害は少なかったものの,降り続いていた雨のため,地震発生直後に各所で大規模な土 砂崩れが発生した.

道路の被害は,震央から約15kmの範囲内にある県道福島御岳線,御岳王滝黒沢線,越木曽福島 線などで発生し,大規模斜面崩壊による路体流失,埋没,切土部の法面崩壊,片切片盛部の盛土沈 下などの被害が生じた.

写真-2.2.28 および写真-2.2.29 に被害状況の例を示す.



写真-2.2.28 路肩の破壊(大日方ら, 1991)



写真-2.2.29 路面の亀裂・陥没(大日方ら, 1991)

2. 2. 1 9 1987 年 千葉県東方沖地震

1987年12月17日,千葉県東方沖太平洋沿岸で発生したマグニチュード6.7のスラブ内地震である.千葉県の広範囲で震度5を記録し,死者2名,負傷者144名以上,建物全壊10,一部破損60,000余で,被害の中心は千葉県であった.道路の陥没や傾斜地の崩壊,屋根瓦の崩落やブロック塀の倒壊などの住宅被害が千葉県九十九里浜沿岸地域を中心に発生した.

この地震による斜面崩壊の特徴を以下に示す(吉松ら, 1990).

- ① 斜面崩壊は地震発生前後の降雨がない自然乾燥状態下の斜面において発生した
- ② 急傾斜地崩壊危険区域として法面工事施工済のところでは斜面崩壊は発生していない
- ③ 地震後2週間以上は降雨がなかったが、地震発生の2~3日後にも斜面崩壊が発生した 写真-2.2.30 および写真-2.2.31 に被害状況の例を示す.



写真-2.2.30 不同沈下による道路の波打ち(吉松ら, 1990)



写真-2.2.31 切土斜面の崩壊(吉松ら, 1990)

2.2.20 1993 年 釧路沖地震

1993 年1月15日午後8時6分ごろ,北海道釧路沖太平洋で発生したマグニチュード7.5 の地震 である.釧路市では、当時の気象庁震度階級での震度6を観測したが,死者2名、負傷者966名と、 規模のわりには人的被害が少なかった.震源が深かった(107km)のと、津波がなかったのが被害を 最小限にとどめたものと考えられている.道路が陥没しマンホールが浮きあがる液状化現象や、国 道の斜面が崩落したほか、落橋、水道管破損による中心市街地の床下浸水、家屋倒壊、都市ガスお よび鉄道の壊滅的被害などが発生し、都市インフラの復旧には半年を要した.

この地震による大きな斜面災害は,道路・河川を除けば,ほとんどが釧路市東部の緑ヶ岡地区お よび材木町地区で斜面崩壊が発生し,家屋が全壊するなどの甚大な被害が発生している.

道路の主な被害は、釧路川周辺と十勝川周辺で多く発生しており、①切土/盛土の境界部または沢 部における盛土の大崩壊、②切土/盛土の境界部または沢部における盛土の縦断亀裂・沈下、③路肩 の崩壊などによるもので、切土法面や自然斜面の崩壊による被害は報告されていない.

写真-2.2.32 および写真-2.2.33 に被害状況の例を示す.



写真-2.2.32 宅地造成盛土の崩壊(古賀ら, 1994)



写真-2.2.33 道路盛土の崩壊(古賀ら, 1994)

2. 2. 2.1 1993 年 能登半島沖地震

1993年2月7日22時27分に石川県能登半島の北方沖で発生したマグニチュード6.6の地震である. このクラスの地震は,能登半島付近の地震としては,ほぼ100年ぶりの地震であった.石川県 珠洲市の被害が大きく,数千世帯が一時断水した.

この地震において特に大きな被害を受けたのは,道路施設であり,公共土木施設被害総額の約3/4 を占めている.また能登半島の主要な道路である国道および県道は,海岸線を通る道路と山間部を 通る道路があり,地すべりあるいは落石・斜面崩壊による等,被害形態は広範囲にわたった.国道・ 県道・市町村道の被害は,斜面の崩土および路面の亀裂であり,道路機能が損なわれるほどの被害 ではなかった.しかし,海岸線を通る主要地方道大谷狼煙飯田線および珠洲市の平坦部を通る市道 では路体に達するまでの亀裂あるいは路面陥没等の比較的大きな被害が生じた.

写真-2.2.34 および写真-2.2.35 に被害状況を示す.



写真-2.2.34 道路盛土の被害(地盤工学会, 1994)



写真-2.2.35 自然斜面の崩壊例(地盤工学会, 1994)

2. 2. 2.2 1993年 北海道南西沖地震

1993 年 7 月 12 日 22 時 17 分頃,北海道南西沖の日本海海底で発生したマグニチュード 7.8 の地 震である.震源に近い奥尻島を中心に火災や津波で大きな被害を出し,死者 201 名,行方不明者 29 名に及んだ.

この地震では、北海道南西部を中心として多数の斜面崩壊が発生し、中でも渡島半島西方の日本 海上に位置する奥尻島における被害が多かった.

道路の被害は、土砂崩壊、盛土崩壊、路肩欠壊、路面陥没・隆起、津波による路面冠水であり、 北海道南西部において直轄国道 90 箇所、北海道道 506 箇所、市町村道 132 箇所で発生した.道路 被害のうち、道路盛土の被害は、次の3種類に分類できる(川島ら, 1994).

① 道路盛土下および周辺地盤の液状化など支持力低下による盛土崩壊

② 道路盛土下および周辺が泥炭性軟弱地盤であるなど支持力不足による盛土崩壊

③ 橋の取付道路における盛土崩壊

写真-2.2.36 および写真-2.2.37 に被害状況の例を示す.



写真-2.2.36 道路盛土の被害(川島ら, 1994)



写真-2.2.37 自然斜面の崩壊例(川島ら, 1994)

2.2.23 1994 年 北海道東方沖地震

1994年10月4日22時22分,北海道東方沖の深さ28kmを震源とするマグニチュード8.2の地震 である.この地震では、釧路市と厚岸市で震度6を観測したほか、北海道から東北、関東、中部地 方の広い範囲で震度1以上を観測した.全体での被害は釧路市で被害が最も多く、負傷者437人、 住宅全半壊409棟であった.死者9人、行方不明者2人は全て択捉島で発生した.このほか、道路 損壊・崖崩れ・マンホール浮き上がりなど多数発生した.埋立地を中心に液状化現象も発生した.

道路盛土の被害は、釧路・根室地方を中心に発生し、国道、北海道道、町村道に生じている.被 害形態は、盛土の片側もしくは両側で、路肩に亀裂が入る、路肩が下がる、法面が滑る、車線を含 めて法面が滑るなどである.軟弱地盤上の低盛土では、法面が地盤を含めて大きく変状している. 一方で、丘陵地形においては、沢地形を切土・盛土で渡る区間において、路肩の亀裂・沈下、滑り が生じている場合が多い.特に高盛土では、大きな崩壊を起こしている例が多い.

写真-2.2.38 および写真-2.2.39 に被害状況の例を示す.



写真-2.2.38 道路盛土の被害①(寒地土木研究所, 1994)



写真-2.2.39 道路盛土の被害②(寒地土木研究所, 1994)

2.2.24 1995年 兵庫県南部地震

1995 年 1 月 17 日午前 5 時 46 分に発生したマグニチュード 7.3 の内陸直下型地震である.初めて 震度 7 が記録され,兵庫県南部を中心に大きな被害を生じて,死者数が日本の戦後最多となった地 震である.この地震による被害は,日本でも数十年に1回程度しか発生しないような甚大なもので あり,死者は 6,434 人,怪我人は重傷約 10,700 人,軽症約 33,100 人,被害建物約 653,000 棟,被害 総額は約 10 兆円に達した.

この地震では、直轄国道の盛土については目立った被害は報告されておらず、県道や市町道にお いて災害復旧申請が行われた.大規模被害箇所(盛土・法面等が崩壊に至っている箇所)は 11 地 点であり、そのうち3箇所が沢部の盛土、6箇所が谷側あるいは山側に池がある箇所であった.沢 部および山側に池がある場合には盛土内に地表水が浸透するため、盛土自体の強度が低下していた 可能性が指摘されている.また、谷側に池がある場合は盛土周辺の地下水位が高く、盛土及び支持 層の強度が低かった可能性が指摘されている.一方で、沢部及び周辺に池がある箇所以外では、2 箇所を除いて軽微な被害であった.写真-2.2.40 および写真-2.2.41 に被害状況の例を示す.



写真-2.2.40 道路盛土の被害①(上田ら, 1996)



写真-2.2.41 道路盛土の被害②(上田ら, 1996)

2.2.25 1996年 宮城県北部地震

1996 年 8 月 11 日,秋田県内陸南部から宮城県北部にかけて発生した最大マグニチュード 6.0 の 地震である.同 3 時 12 分にマグニチュード 6.0,同 3 時 54 分にマグニチュード 5.4,同 8 時 10 分 にマグニチュード 5.8 と 3 回の地震が発生した.宮城県栗駒町沼倉では,震度 5 を 3 回観測した. 余震活動は一時的な回数の増減はあったものの,ほぼ規則的に減少し,概ね本震-余震型の経過を たどった.地震回数は 9 月 30 日までに 5,666 回(山形金山の地震計)を観測し,このうち 136 回が有 感である.これら一連の地震活動で最大の地震は 8 月 11 日 03 時 12 分に発生したM6.0 の地震であ ったが,被害のほとんどは 8 月 11 日 08 時 10 分に発生したM5.8 により発生している.被害は,宮 城県鳴子町鬼首地区を中心に秋田・山形県で負傷者 16 名(うち重傷者 1 名),住家半壊 28 棟,道路・ 橋梁及び公共施設などに生じた.

写真-2.2.42 および写真-2.2.43 に被害状況の例を示す.



写真-2.2.42 道路盛土の被害(仙台管区気象台, 1996)



写真-2.2.43 自然斜面の崩壊例(仙台管区気象台, 1996)

2.2.26 1997 年 鹿児島県北西部地震·第2 鹿児島県北西部地震

1997 年 3 月 26 日に鹿児島県北西部で発生したマグニチュード 6.3 の地震(1997 年鹿児島県北西部地震)である.川内市,阿久根市および宮之城町で震度 5 強を記録し,負傷者 31 名,住家全壊4 などの被害が生じた.この地震の震源域の深さは 8km と浅く,東西方向の左横ずれの断層運動による地震である.4月3日に川内市で震度 5 強を記録した最大余震(M5.5)が発生し,負傷者 5 名, 住家半壊 6 などの被害が生じた.

5月13日には1997年鹿児島県北西部地震の震央から南西5km,深さ8kmのところでマグニチュ ード6.2の地震(1997年第2鹿児島県北西部地震)が発生し,川内市で震度6弱,宮之城町で震度 5強を記録し,負傷者43名,住家全壊4,同半壊29などの被害が生じた.

両地震による道路盛土などの斜面被害としては比較的軽微な被害が報告されている.

写真-2.2.44 および写真-2.2.45 に被害状況の例を示す.



写真-2.2.44 道路盛土の被害①(鹿児島大学, 1998)



写真-2.2.45 道路盛土の被害②(鹿児島大学, 1998)

2.2.27 1999年 秋田県沖地震

平成11年2月26日14時18分頃,東北地方の日本海側を中心とした広い範囲の地震である.秋田県象潟町と山形県遊佐町で震度5弱を記録した.気象庁および秋田地方台によると,震源地は秋田県沖で,震源の深さは約20km,マグニチュードは5.4と推定されている.この地震により青森県から新潟県の広い範囲で揺れを生じ,最大震度は秋田県象潟町浜ノ田,山形県遊佐町,遊佐町舞鶴で震度5弱を観測した.

道路盛土の被害としては、以下のとおりである.

- 一般国道7号:山形県飽海郡遊佐町大字吹浦字鳥崎地内で、センターライン上に約20m,海側 路肩に約220m,最大幅3~4cm,深さ10cm程度の亀裂が発生
- ② 一般県道鳥海公園小滝線:象潟町小滝付近の約80mの区間において道路盛土のはらみだしと道路縦断方向の開口亀裂が発生.
- ③ 象潟町町道:小砂川(アマクラ線,小砂川本線,観音森線,清水場線,小田線),大砂川(川 袋通学線),中ノ沢(上浜上郷線,中ノ沢南回線),関(大阪線,関本町線)で沈下,亀裂,歩 道部と路肩部の間の隙間などが発生
- ④ 遊佐町町道: 箕輪(箕輪赤坂線, 箕輪村中線),西楯(南光坊線),菅野(西浜菅野線,西浜(鳥 海道の駅線,西浜団地北線,西浜団地南線,西浜団地東西線),中山(洗沢線),上蕨岡(上蕨 岡坂下線),西浜(西浜吹浦小野曽線)で亀裂,石垣崩落などによる被害発生
- ⑤ 林道:遊佐町鳥崎で 5cm の沈下発生
- ⑥ 農道:遊佐町高瀬で路面クラック4箇所,水槽破損1箇所,地盤沈下が発生.写真-2.2.46に被害状況の例を示す.



写真-2.2.46 道路盛土の被害(若松・久保, 1999)

2.2.28 2000年 鳥取県西部地震

2000 年 10 月 6 日に鳥取県西部を震源として発生したマグニチュード 7.3 の地震である.鳥取県 日野郡日野町根雨および鳥取県境港市東本町では,最大震度 6 強を観測した.幸い,死者は 1 人も 出なかったが,鳥取県を中心に被害が生じ,負傷者 182 名,住家全壊 435 棟,住家半壊 3,101 棟, 住家一部破損 18,544 棟が報告されている.

斜面崩壊などの道路施設の被害としては、震源に近い溝口町、日野町、西伯町の国道および主要 地方道において、モルタル吹付け法面の崩壊、盛土斜面の変形が原因と考えられる路面の亀裂があ る.高速道路では、米子道において橋梁取付け部の段差およびボックスカルバート部の段差による 軽微な損傷が確認されているが、道路交通機能に支障はきたさなかった.直轄国道においては、特 に被害が確認されていない.補助国道においては、180号線および181号線において、橋梁取付け 盛土の段差、斜面崩壊等により通行止めもしくは片側通行止め箇所が多数報告されている.写真 -2.2.47 および写真-2.2.48 に被害状況の例を示す.



写真-2.2.47 道路盛土の被害①(常田ら, 2000)



写真-2.2.48 道路盛土の被害②(地盤工学会, 2000)

2. 2. 2.9 2000 年 新島·神津島近海地震

東京都の三宅島,新島・神津島周辺における 2000 年 6 月末以来,活発な地震活動が繰返し発生 していた中で,2000 年 7 月 1 日および 9 日に発生したマグニチュード 6 クラスの地震により,神津 島では,斜面崩壊が多発した.

この地震による道路沿いの法面・斜面災害の特徴を以下に示す.

- 主要な被害形態は、山側自然斜面の表層崩壊および道路法面崩壊、谷側擁壁の膨み出しに伴う 路面段差
- ② 崩壊箇所数から見れば火砕堆積物からなる斜面が大半を占めており、溶岩などの他の地質から なる斜面では相対的に少ない
- ③ 舗装面に縦断方向の亀裂・段差が発生した.いずれも中央車線の継ぎ目地に亀裂が生じていた. 一般に、片切片盛の道路では、地震動により盛土部分が変位するものの、地山は堅硬であって 変位がきわめて小さいことにより、盛土部と地山部の間に相対変位が生じることが亀裂段差発 生の原因とされている.このとき、切盛境に近いところに中央車線が位置することが多いこと、 かつ打継目である中央車線は舗装版の弱点であることから、上記のように中央車線に沿って縦 断亀裂が発生したものと推定されている.

写真-2.2.49 に被害状況の例を示す.



写真-2.2.49 道路盛土の被害(松尾ら, 2000)

2.2.30 2001年 芸予地震

2001 年 3 月 24 日 15 時 28 分,安芸灘の深さ 46km で発生したマグニチュード 6.7 の地震である. 最大震度は、東広島市河内町中河内、広島県豊田郡大崎上島町中野、広島県安芸郡熊野町において 震度 6 弱であった.広島県および愛媛県を中心とした中国・四国地方で被害が発生しており、死者 2 名,重傷者 43 名,軽傷者 245 名,住家全壊 70 棟,住家半壊 774 棟が報告されている.

道路施設の被害については、図-2.2.4 に示すとおり広い範囲での被害が発生されているが、全体 として崩壊を伴うような大きな被害は生じていない.これらの多くは路面のひび割れや法面崩壊に よる土砂流出によるものである.また中国自動車道と山陽自動車道の一部では、道路に亀裂が発生 した.写真-2.2.50 に被害状況の例を示す.



図-2.2.4 道路施設の被害分布(広島県地震防災対策調査検討委員会, 2003)



写真-2.2.50 道路施設の被害例(広島県地震防災対策調査検討委員会, 2003)

2.2.31 2003年 宮城県北部地震

2003 年 7 月 26 日に発生した宮城県北部を震源とする地震であり、前震、本震、余震と見られる 震度 6 以上の地震が連続 3 回襲った.なお、この地震は、宮城沖の地震とは異なるものである.

- ・ 前震:7月26日00時13分(M5.5)震源深さ:12km,最大震度:震度6の弱
- ・ 本震:7月26日07時13分(M6.2)震源深さ:12km,最大震度:震度6の強
- ・ 余震:7月26日16時56分(M5.4)震源深さ;10km,最大震度:震度6の弱

道路盛土の被害としては、特に震源に近い鳴瀬町、河北町、河南町、涌谷町、矢本町において、 路面沈下、路肩陥没、路面亀裂等の被害が多い. 直轄国道では、国道 45 号線および 108 号線にお いて、路肩陥没および路面沈下により、全面通行止ないしは片側通行止となる被害が生じた. 有料 道路では、三陸自動車道および仙台松島道路の一部において路面亀裂および一部盛土崩落により全 面行止となる被害が生じた. 写真-2.2.51 および写真-2.2.52 に被害状況の例を示す.



写真-2.2.51 道路盛土の被害①(国土交通省国土技術政策総合研究所, 2003)



写真-2.2.52 道路盛土の被害②(国土交通省国土技術政策総合研究所, 2003)

2.2 既往の大地震による斜面崩壊

2. 2. 3 2 2003年 十勝沖地震

2003 年 9 月 26 日午前 4 時 50 分に十勝沖の深さ 42km で発生したマグニチュード 8.0 の地震であ る.最大震度は、北海道新冠町、静内町、浦河町、鹿追町、幕別町、豊頃町、忠類村、釧路町、厚 岸町において震度 6 弱を記録した.この地震では釧路市が最も大きな被害を受け、釧路港などでは 液状化現象が多数発生したほか、道東の各地方都市と釧路市を結ぶ鉄道、国道が途絶し復旧には数 ヶ月を要した.道路盛土の被害の特徴を以下に示す(国土交通省国土技術政策総合研究所, 2005).

- ① 主な被災箇所の地盤条件は軟弱であったことが確認されている.
- ② 被災の箇所数は多いが、被災程度としては、路肩または歩道の沈下・陥没が多く、車道にまで 被災は及んだ箇所は比較的少なかった。
- ③ 被災の主な主要因としては,軟弱な基礎地盤,地形や盛土構造の変化部,道路下の横断構造物 の影響が指摘されている.



写真-2.2.53 および写真-2.2.54 に被害状況の例を示す.

写真-2.2.53 道路盛土の被害①,(国土交通省国土技術政策総合研究所,2005)



写真-2.2.54 道路盛土の被害②,(国土交通省国土技術政策総合研究所,2005)

2.2.33 2004年 新潟県中越地震

2004年10月23日午後5時56分に新潟県のほぼ中央に位置する北魚沼郡川口町を震源として発 生したマグニチュード 6.8、震源の深さ 13km の直下型の地震である。川口町では 1995 年兵庫県南 部地震以来となる最大震度の震度7を観測した.小千谷市,十日町市,長岡市,見附市周辺で,高 齢者や子供を中心に 68 名が死亡した. 道路は、北陸自動車道や関越自動車道などの高速道路、国 道 17 号や国道 8 号などの多くの一般国道,多くの県道や生活道路も亀裂や陥没,土砂崩れ・崖崩 れによって寸断された.山古志村は村域に通じる全ての道路が寸断された.

道路盛土では、河岸段丘沿いの盛土や、山間部の盛土に甚大な被害が生じた、特に山岳部盛土に おける沢部盛土の大規模な被害が目立った.写真-2.2.55~写真-2.2.60に被害状況の例を示す.





写真-2.2.55 道路盛土の被害①(地盤工学会, 2007a) 写真-2.2.56 道路盛土の被害②(地盤工学会, 2007a)





写真-2.2.57 道路盛土の被害③(地盤工学会, 2007a) 写真-2.2.58 道路盛土の被害④(地盤工学会, 2007a)





写真-2.2.59 道路盛土の被害⑤(土木学会, 2006) 写真-2.2.60 道路盛土の被害⑥(土木学会, 2006)

2. 2. 34 2005年 福岡県西方沖地震

2005 年 3 月 20 日午前 10 時 53 分 40.3 秒,福岡県北西沖の玄界灘で発生したマグニチュード 7.0 の地震である.人的被害は,死者が 1 名 (福岡県),負傷者が 771 名 (福岡県: 754 名) である.住 家被害も福岡県に集中しており,全壊 443 軒のうち 442 軒,半壊 1000 軒のうち 999 軒が福岡県となっている.この地震では福岡県の中でもより震源地に近かった福岡市西区玄界島に被害が集中し,島民ほぼ全員が避難した.

国道,県道,市道そして高速道路で,地震後ただちに緊急点検が行われた.国道および高速道路 では,比較的軽微な被害であったことが報告されている.県道では,53路線144箇所の被害が確認 され,そのうち路面の亀裂による全面通行止が1箇所および片側通行止が1箇所であった.市道で は,舗装の隆起・陥没による道路被災が140箇所および法面崩壊7箇所の被害が確認されている. 写真-2.2.61および写真-2.2.62に被害状況の例を示す.



写真-2.2.61 道路盛土の被害①(地盤工学会, 2005)



写真-2.2.62 道路盛土の被害②(土木学会西部支部, 2005)

2.2.35 2007年 能登半島地震

2007年3月25日9時42分に石川県能登半島沖の日本海で発生した,マグニチュード6.9の地震 である.本震では,石川県の七尾市,輪島市,穴水町で震度6強(計測震度の最大地点:輪島市門 前町 6.4)を観測したほか,北海道南部から中国・四国地方まで広範囲で揺れが感じられた.人的 被害としては,石川県輪島市で女性が倒れてきた石灯籠で頭を強打して亡くなったほか,石川県・ 富山県を中心に負傷者 279人である.

道路盛土の被害としては,海岸線や山間を走る道路が盛土や斜面の崩壊,落石によって不通となった.道路の通行止は,地震直後に18路線24箇所に及んだ.主な被害道路は,国道249号,国道470号,能登有料道路等である(河西,2008).写真-2.2.63および写真-2.2.64に被害状況の例を示す.

また能登空港盛土では、切り盛りの境において最大幅・段差 2cm の横断方向のクラックが滑走路 で発生したことが報告されている.また最大盛土高 30m の位置では、最大 7cm の沈下量が確認さ れている(水上, 2007).



写真-2.2.63 道路盛土の被害①(地盤工学会, 2007b)



写真-2.2.64 道路盛土の被害②(土木学会・地盤工学会, 2007)

2.2 既往の大地震による斜面崩壊

2.2.36 2007年 新潟県中越沖地震

2007 年 7 月 16 日 10 時 13 分頃に発生した新潟県上中越沖を震源とするマグニチュード 6.8 の地 震である.最大震度は,新潟県長岡市小国地域,同柏崎市西山町,同刈羽村,長野県飯綱町三水地 区において震度 6 強である.人的被害は,死者 14 名,重軽傷者:1,957 名となっている.建物被害 は,建物全壊:1,082 棟,建物大規模半壊:348 棟となっている.

北陸自動車道では、この地震による路盤崩落などの影響により、柿崎インターチェンジから西山 インターチェンジ間で1車線通行もしくは対面通行となった.また国道8号では、長岡市大積地内 で発生した土砂崩れによる路盤崩壊のため全面通行止となり、国道352号も刈羽村から柏崎市西山 町にかけての区間で土砂崩れや陥没のため通行止となった.

写真-2.2.65 および写真-2.2.66 に被害状況の例を示す.



写真-2.2.65 道路盛土の被害①(土木学会ほか, 2007)



写真-2.2.66 道路盛土の被害②(土木学会ほか, 2007)

2. 2. 37 2008年 岩手·宮城内陸地震

6月14日8時43分頃, 岩手県内陸南部(北緯39度01.7分・東経140度52.8分)で発生した深さ8km, マグニチュード7.2の内陸直下型地震である.この地震の発震機構は,西北西-東南東方向に圧力軸を持つ逆断層型の地殻内地震である.この地震により,岩手県奥州市と宮城県栗原市で震度6強,宮城県大崎市で震度6弱を観測したほか,東北地方を中心に北海道から関東・中部地方にかけて広い範囲で震度5強~1を観測した.

この地震による地盤災害は,特に 2004 年新潟県中越地震と同様に地震時地すべりが多発したものの,盛土の被害は比較的少なく,道路盛土の被害は数箇所で確認されているものの,鉄道盛土や 宅地造成盛土の被害は確認されていない.

写真-2.2.67 および写真-2.2.68 は岩手県から宮城県栗駒ダム方面への国道 49 号線の道路盛土の被 害状況である.この盛土は完全な法面崩壊には至っていないものの,その直前的な状態にあると報 告されており,歩道部分の側方への崩壊亀裂,盛土が下り方向に変形し,歩道部のアスファルトの 所々の盛り上がりなどが確認されている(中村, 2008).



写真-2.2.67 道路盛土の被害①(中村, 2008)



写真-2.2.68 道路盛土の被害②(中村, 2008)

2.2.38 まとめ

2.2.2~2.2.36項までに取り上げた計36の既往の大地震において斜面崩壊等による被害が発生している.構造物の種類として道路盛土,高速道路盛土,鉄道盛土,宅地造成盛土,空港盛土などの 土構造物や急傾斜斜面において被害が発生していることがわかった.切土部分での斜面崩壊事例も 報告されているものの,その数は非常に少なく,盛土部分の斜面崩壊事例が大部分を占めている. 一般の道路盛土の被害では,締固めをしやすい砂分が多いと,それだけで安心してしまい十分な締 固めが行われていなかったことが原因の1つであることが報告されている(たとえば國生,2005).し かしながら技術基準のしっかりとしている高速道路盛土や空港盛土等においても 2003 年宮城県北 部地震,2004 年新潟県中越地震,2007 年能登半島地震などにおいて被害が発生していることから, 設計条件に比べて大きな地震動が作用していることが指摘されている(たとえば國生,2005).

図-2.2.5 は、常田ら(2005)による盛土の横断面方向の被害形態を分類したものである. この図では、 盛土の被害形態は、亀裂、沈下、法面崩壊、天端崩壊の4つに大きく分類されている. また盛土形 状に関しても平坦基盤上の盛土と傾斜基盤上の盛土の2つに大別され、さらに傾斜基盤上の盛土に 関しては両盛土と片盛土に分類されている. 傾斜基盤上の盛土の被害に関しては、上述したように 1975 年大分県中部地震、1978 年伊豆大島近海地震、1984 年長野県西部地震、1993 年釧路沖地震、 2000 年新島・神津島近海地震、2004 年新潟県中越地震、2007 年能登半島地震などにおいて、山間 部を中心とした山腹部の片側切土・片側盛土部分において被害が多発したことが報告されている. 天端崩壊などの大規模な斜面崩壊に関しては、1968 年十勝沖地震、1995 年兵庫県南部地震、2004 年新潟県中越地震、2007 年能登半島地震などにおいて沢部の盛土や地震前の先行降雨によって盛土 が大規模な崩壊に至ったケースなどが報告されているものの、前項までの地震による被害状況の例 の写真等によれば、盛土の崩壊範囲や段差などの残留変形量が限定的で、地震後に盛土の機能が維 持された事例が多い(杉田、2008)ことも読み取れる.



図-2.2.5 盛土の横断方向被害形態の分類(常田ら, 2005)

3 斜面の設計指針

2.3.1 はじめに

本節では,現行の斜面の耐震設計指針に関する取り纏めを行う.図-2.3.1 に本節の対象となる斜面を示す.本研究では,2.2.38項で示したとおり既往の大地震において斜面崩壊事例が確認されている道路盛土,高速道路盛土,鉄道盛土,宅地造成盛土,空港盛土の土構造物の耐震設計指針に加え,急傾斜斜面の設計指針についても調査対象とした.なお,地震時における液状化に起因する崩壊が主要因である河川堤防(たとえば佐々木ら,1998),河川砂防,フィルダムなどの耐震設計指針に関しては対象から除外した.対象とした設計指針を以下に示す.

- 道路盛土:道路土工のり面工・斜面安定工指針,設計要領第一集,道路震災対策便覧
- · 鉄道盛土:鉄道構造物等設計標準·同解説(耐震設計編,土構造物編)
- 宅地盛土:宅地耐震設計マニュアル,宅地防災マニュアルの解説
- ・ 空港盛土:空港土木施設設計基準,港湾の施設の技術上の基準・同解説
- · 特殊盛土:水道施設耐震工法指針·解説
- · 急傾斜斜面:建築基準法第19条第4項(崖条例)

表-2.3.1 は、対象とした斜面の耐震設計指針に関する変遷に対して、2.2節で取り上げた斜面崩 壊事例が確認されている地震を比較したものである.この表より、既往の大地震を受けて設計指針 の発刊または改訂が行われており、近年、多発している大地震により設計指針の改訂が相次いでい ることが読み取れる.表-2.3.2 は、現行の斜面の耐震設計指針に関する概要を示したもので、地震 レベルについては、レベル1地震動ならびにレベル2地震動の両方が対象となっている指針が多数 を占めており、評価方法については、レベル1・2地震動に関わらず、震度法を用いた円弧すべり 法が多数を占めている.次項以降では、上記の設計指針の該当部分を引用しつつ概要を取り纏める.



図-2.3.1 本研究において耐震設計指針の調査対象とした斜面

年代	地震 発生年	地震名(マグニチュード)	発刊年 改訂年	耐震設計指針の変遷
	1958		1958	
1 9 6 0 年代	1961 1962 1963 1964 1965 1968 1968	北美濃(M7.0) 宮城県北部(M6.5) 越前岬沖(M7.0) 新潟(M7.5) 松代群発(最大M5.4) えびの(M6.1)・日向灘(M7.5)・十勝沖(M7.9) 美濃中部(M7.0)	1966	水道施設耐震工法指針•解説 発刊
	1000			
1 9 7 0	1973 1974 1975	根室半島沖(M7.4) 伊豆半島沖(M6.9) 大分県中部(M6.4)	1972	道路土工-のり面工・斜面安定工指針 発刊
年代	1978	伊可大島近海(M7-0)·宮城県沖(M7-4)	1977	建設省土木研究所:新耐震設計法(案)
			1979 1979 1979	港湾の施設の技術上の基準・同解説 発刊 道路土工-のり面工・斜面安定工指針 改訂 水道施設耐震工法指針・解説 改訂
1 9 8	1982 1983 1984	浦河沖(M7.1) 日本海中部(M7.7) 長野県西部(M6.8)	1983 1984	設計要領第一集土工編 発刊 宅地耐震設計指針(案) 発刊
年代	1987	千葉県東方沖(M6.7)	1986 1988 1988	道路土工-のり面工・斜面安定工指針 改訂 宅地防災マニュアル 発刊 道路電災対策便覧(雲前対策編) 発刊
			1989	空港土木施設設計基準 発刊
	1993	釧路沖(M7.5)•能登半島沖(M6.6)•北海道南西沖(M7.8)	1992	鉄道構造物等設計標準·同解説-土構造物 発刊
1 9 9	1994 1995	北海道東方沖(M8.2) 兵庫県南部(M7.3) 宮城県北部(島土)(6.0)	1994 1995	<u>空港土木施設設計基準 改訂</u> 港湾の施設の技術上の基準・同解説 改訂
0 年 代	1990	置弧综纪部(取入M0.0) 鹿児島県北西部(最大M6.3)	1997 1998 1998	水道施設耐震工法指針・解説 改訂 設計要領第一集土工編 改訂 宅地防災マニュアル 改訂
	1999	秋田県泙地震(M5.4)	1999 1999 1999	港湾の施設の技術上の基準・同解説 (以訂) 道路土工-のり面工・斜面安定工指針 改訂 鉄道構造物等設計標準・同解説-耐震設計 発刊
	2000 2001	新島·神津島近海(最大M6.4)·鳥取県西部(M7.3) 芸予地震(M6.7)	2000 2001	鉄道構造物等設計標準·同解說-土構造物 改訂 空港土木施設設計基準 改訂
2 0	2003 2004 2005	宮城県北部(M6.2)•十勝沖(M8.0) 新潟県中越(M6.8) 福岡県西方沖(M7.0)	2002 2003 2004	道路震災対策便覧(震前対策編) 改訂 宅地耐震設計マニュアル(案) 改訂 空港土木施設設計基準 改訂
0 年 代	2007	能登半島(M6.9)·新潟県中越沖(M6.8)	2006 2006 2006 2007 2007	設計要領第一集土上編 改訂 道路震災対策便覧(震前対策編) 改訂 空港土木施設設計基準 改訂 港湾の施設の技術上の基準・同解説 改訂 宅地防災マニュアル 改訂
	2008		2007	鉄道構造物等設計標準·同解説-土構造物 改訂

表-2.3.1 本研究で対象とする斜面の耐震設計指針の変遷

対象 構造物	耐震設計指針名称	地震 レベル	評価方法	目標性能
	道路土工 のり面工・斜面 安定工指針 [1999年3月]	L1 一部で L2	円弧 すべり法 (他の方法 でも可)	盛土が地震によって大きな損傷を受けないこと 地震規模,地形,地質条件等を考慮し,変形レベルを照査 地震後の構造物の復旧の難易性に対する性能 L1:列車(車両)の走行性
道路盛土	設計要領 第一集 土工編 [2006年7月]	明示 されて いない	円弧 すべり法	盛土の安定性にあたっては,盛土材料,基礎地盤の状況,盛土形状, 地形,地下水,降雨,地震等の条件を十分に考慮する必要がある. 安定計算を行う場合の盛土の計画安全率は,1.25を目標とする
	道路震災対策便覧 (震前対策編) [2002年4月]	L1 一部で L2	円弧 すべり法 (他の方法 でも可)	 広域幹線道路および緊急輸送道路 L1:損傷により通行に支障をきたさないこと L2:限定された損傷にとどめ、応急対策によって緊急車両の 通行を可能とし、道路ネットワークの多重性・代替性を確保 一般の道路 L1:損傷により通行に支障をきたさないこと L2:致命的な損害を防止
	鉄道構造物等 設計標準・同解説 土構造物 [2007年1月]	L1 L2	L1: 円弧 すべり法 L2: Newmark法	地震規模,頻度,重要性等を考慮し,要求性能の水準を設定 L1:土構造物が使用者や周辺の人の生命を脅かさないための性能 L2:土構造物が損傷を受けないための性能または 損傷を受けた場合に性能回復が容易に行えるための性能
鉄道盛土	鉄道構造物等 設計標準·同解説 耐震設計 [1999年10月]	L1 L2	L1: 円弧 すべり法 L2: Newmark法	盛土が地震によって大きな損傷を受けないこと 地震規模,地形,地質条件等を考慮し,変形レベルを照査 地震後の構造物の復旧の難易性に対する性能 L1:列車(車両)の走行性
宅地盛土	宅地耐震設計 指針(案)・マニュアル [2003年3月]	L1 L2	L1, L2: 円弧 すべり法 L2: 変形解析	L1:宅地の機能に重大な支障を生じないこと【修復性】 L2:人命に重大な影響を与えないこと【安全性】
	宅地防災マニュアル [2007年12月]	L1 L2	円弧 すべり法	L1:宅地の機能に重大な支障を生じないこと L2:人命に重大な影響を与えないこと
空港盛土	空港土木施設 設計基準 [2006年6月]	明確化 されて いない	円弧 すべり法 有限要素法 による 動的解析	円弧すべり面法等慣用法による安定解析(常時・地震時) 有限要素法による解析(常時・地震時・地震後) 地震後の残留変形解析は必要に応じて行う
港湾 関連施設	港湾の施設の技術上 の基準・同解説 [2007年7月]	L1 L2	円弧·直線 すべり法 変形解析	極限平衡の状態として、せん断抵抗力の設計用値が 作用に基づいて生じるせん断力の設計用値を上回ることを確認 土構造物が損傷を受けないための性能または 損傷を受けた場合に性能回復が容易に行えるための性能を確保
特殊盛土	水道施設耐震工法 指針•解説 [1997年3月]	L1 L2	円弧 すべり法 (他の方法 でも可)	 重要度ランクA L1:無被害であること L2:人命に重大な影響を与えないこと、個々の施設に 軽微な被害を生じてもその機能保持が可能であること. 重要度ランクB L1:個々の施設に軽微な被害が生じても、その機能保持が可能であること L2:個々の施設には構造的損傷があっても、水道システム全体としての 機能を保てること、また早期の復旧が可能なこと
急傾斜 斜面	建築基準法 第19条第4項 (崖条例)	明示 されて いない	経験式	斜面上に構造物を築造する場合の建築禁止距離を規程 がけ崩れ等による被害を受けるおそれのある場合を想定

表-2.3.2 本研究で対象とする斜面の耐震設計指針の概要

2.3.2 道路土工 のり面工・斜面安定工指針〔1999 年 3 月〕

(1) 概要

のり面・斜面の地震時の安定については、通常規模の地震においては被害が限定的であること、 および橋梁等の鋼あるいはコンクリートでできた構造物に比べて復旧が容易であること等の理由 により、これまで特別の場合を除き必ずしも力学的な耐震設計がなされていなかった.しかし、平 成7年1月に発生した兵庫県南部地震を契機として、道路をはじめとする公共土木施設の地震に対 する安全性のより一層の向上が求められるようになったこと、また、道路のネットワークとしての 機能を考慮すれば、橋梁、トンネル、のり面・斜面等の土工部において耐震性のバランスを確保す る必要があることから、のり面・斜面においても従来以上の耐震性を確保することが望まれる.

ただし,のり面・斜面は延長が膨大であるため,一律に耐震性を向上させるのは財政的制約ある いは投資効率等の観点から必ずしも現実的ではないことから,確保すべき耐震性については,構造 物の重要度,復旧の難易度等を考慮して設定するのが望ましい.

(2) 対象構造物

復旧が困難または重要度が高い道路盛土

(3) 地震動

表-2.3.3 に設計地震動の一覧,表-2.3.4 に設計水平震度の標準値を示す.設計水平震度に関しては, 同表の値に地域別補正係数を乗じて使用する.

	復旧の	難易度
里安皮	四難	~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~
重要	耐震検討を行う (中規模地震動対応) (ただし、きわめて重大な 二次的被害のおそれの あるものについては 大規模地震動対応	耐度検討を行う (中規模地震動対応)
その他		

表-2.3.3 地震時の安定検討における設計地震動(日本道路協会, 1999)

注)・重要とは、崩壊すると、隣接する施設等に重大な損害を与える場合、迂回路がなく交流ができなくなる場合を判断の目安とする、 ・復旧の難易度が困難とは、万一崩壊すると復旧に長時間を要し、道路機能を著しく阻害する場合を判断の目安とする。 ・大規模地震動とは、供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ激しい地震動を意味する。 ・中規模地震動とは、供用期間中に発生する確率が高い地震動を意味する。

表−2.3.4	設計水平震度の標準値	〔日本道路協会,1999〕

		I種	Π種	Ⅲ種	
地盤の物性値 T_G (sec)		<i>T_G</i> <0.2	$0.2 \le T_G < 0.6$	$0.6 \leq T_G$	
中田塔地電動	過剰間隙水圧算定用	0.12	0.15	0.18	
十	慣性力用	0.08	0.10	0.12	
大規模地震動	慣性力用	0.16	0.20	0.24	

(4) 照查方法

(I) 中規模地震動対応の場合

(i) 円弧すべり面を仮定した震度法による安定計算法

- 地盤の液状化が盛土の安定性に損なう可能性が高い場合には、慣性力を作用させず、地震動に よって発生する過剰間隙水圧の上昇のみを考慮する。
- ② 山岳盛土で地下水の影響が少なく地震時の土の強度低下がないような場合には、過剰間隙水圧の影響を考慮せず、慣性力として作用する地震力のみを考慮する。
- ③ 上記①および②の場合を含むより一般的な場合には、土の動的強度を採用する.ただし動的強 度は、破壊ひずみ基準として 5%程度が採用されることが多い.
- (Ⅱ) 大規模地震動対応の場合

(i) 地震時に盛土に発生する沈下や変形量を評価する手法を用いるのが望ましい.しかしながら 大規模地震時の盛土の沈下量や安定性を評価できる信頼性のある手法は現時点ではまだないとさ れている.

(ii) 平地地盤上の盛土について動的強度を用いた安定計算を行うと、最小安全率を与えるすべり 面が非現実的に大きなものとなることがある.この問題に対する明確な解決策は見出されていない が、便宜上、すべり面範囲を水平方向には盛土の法尻から盛土高さの2倍程度以内に制限するのが よいとされている.

(5) 要求性能

最小安全率 1.0 以上を確保する.

(6) 荷重係数

地震と豪雨が重なることは少ないので、地震時には豪雨による浸透水を考慮しなくてもよいとさ れている.

2.3.3 設計要領 第一集 土工編〔2006年7月〕

(1) 対象構造物

盛土のり面は,のり面勾配,小段,土羽土,施工方法,排水処理などの基本的事項を十分検討の うえ設計するものとする.特にのり面勾配の検討にあたっては,盛土材料,基礎地盤の状況,盛土 箇所および周辺の地形・地質,気象,防災などを考慮する必要がある.盛土のり面勾配は,盛土材 料および盛土高さに応じて表-2.3.5を標準としている.また盛土高さが10m以上ののり面では,原 則としてのり面の途中に小段を設けるものとしている.

(2) 照査方法

盛土の安定性検討にあたっては、盛土材料、基礎地盤の状況、盛土形状、地形、地下水、降雨、 地震等の条件を十分に考慮する必要がある. 表-2.3.6 に示す盛土条件に該当する場合には、安定検 討を考慮するものとしている. 盛土の安定計算は、原則としてテンションクラックを考慮した修正 フェレニウス法による単一すべり円弧を用いた全応力法により実施することとなっており、計画安 全率は 1.25 を目標とすることとなっている.

盛土材料	盛土高 ^{注)} (m)	のり面勾配
粒径幅の広い砂	0~6	1:1.5
	6~15	1:1.8
	0~10	1:1.8
山中、光の	0~10	1:1.5
石地・9 り	10~20	1:1.8
砂質土。硬い粘質土・硬い粘土	0~6	1:1.5
(洪積層の粘性土,粘性土など)	6~10	1:1.8
軟らかい粘質土(関東ローム等)	0~6	1:1.8

表-2.3.5 盛土材料および盛土高に対する標準のり面勾配(東日本高速道路株式会社ほか, 2006)

注) 盛土高とは、路肩からのり尻までの直高をいう

表-2.3.6 安定検討を考慮する盛土(東日本高速道路株式会社ほか, 2006)

区分		盛土条件
盛土自体	の条件	 ①盛土高が上表の標準値を超えるような場合 ②のり面勾配が上表の標準値より急な場合 ③盛土材料の含水比が高く,特にせん断強さの低い場合(例:高含水比の火山灰質土) ④盛土材料がシルトのように間隙水圧が増加しやすい土の場合
周 辺 辺 ①万一破壊すると隣接物等に重大な損害を与える場合(鉄道, 外 条 ②万一破壊すると復旧に長期間を要し,道路機能を著しく阻害 的 件		①万一破壊すると隣接物等に重大な損害を与える場合(鉄道,パイプライン等) ②万一破壊すると復旧に長期間を要し,道路機能を著しく阻害する場合
条 件	地盤条件	①基礎地盤が軟弱地盤や地すべり地のように不安定な場合 ②地形条件によって,盛土内へ水の浸透が多い場合(傾斜基盤上の盛土・沢地の盛土等) ③洪水時等に冠水したり,のり尻部が浸食される場合(盛土が堤体の一部となるような場合等)

2.3.4 道路震災対策便覧(震前対策編)〔2006年9月〕

(1) 概要

道路被害をもたらした昭和 39 年新潟地震,昭和 53 年伊豆大島近海地震,同宮城県沖地震,昭和 58 年日本海中部地震,平成5年釧路沖地震,平成6年北海道東方沖地震,平成7年兵庫県南部地震 等の大規模地震の経験に基づき,地震による道路の被害を最小化し,施設被害が発生した場合の影 響を抑止するとともに,早期に被害を復旧するために必要な事項を,道路の震災対策に携わる実務 者に参考となるように纏めたもので,画一的に適用されるべき基準を示すものではないとしている.

道路の震災対策は、地震に起因する施設被害とその影響を軽減する種の包括的な対策をいい、震 前対策と震災復旧からなる.このうち、地震時に被災が生ずる可能性が大きいと判定される盛土で は、事前対策を施すことが必要と考えられる区間で、各種条件を考慮して適切な耐震対策を検討す ると記されている.

なお当便覧は,画一的に適用されるべき基準ではないことが当資料内に明記されていることから、 本研究による提案手法との比較検討については実施していない。

(2) 対象構造物

道路盛土を対象とする.

(3) 地震動

盛土の耐震性について,安定計算を要する詳細判定手法において設定される.ただし,本編で詳 細判定に関する詳細な記述はなされていない.

(4) 照査方法

(I) 既往の震災経験を統計的に分析した簡易判定手法

地形条件・地盤条件・盛土条件・変状履歴の判定項目により配点された結果を用いて、その合計 点数が高いほど耐震性は低く、点数が低いほど耐震性は高いと判定される.ただし、判定基準の目 安は示されていない.

(II) 土質調査および安定計算に基づく詳細判定手法

上記(I)により抽出された詳細調査を必要とする箇所について,円弧すべり面を仮定した安定 計算法およびその他の適切な方法により耐震性判定を行う.なお,対策の必要性については,盛土 の地震時崩壊による影響として,地域における道路の機能,道路周辺の状況,復旧のしやすさ等を 考慮して判断する.

(5) 要求性能

道路が一旦被災した場合に生じる機能支障を考慮し、地方あるいは国といった広域における経済 活動に対して著しい影響を及ぼす広域幹線道路、地域の緊急時の活動等に大きな影響を与える緊急 輸送道路、その他の道路の3つに分け、それぞれ異なる性能が要求される(図-2.3.2).

2-47

- (I) 広域幹線道路及び緊急輸送道路
- 構造物の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動に対して、限定された損 傷にとどめ、応急対策によって緊急車両の通行を可能とし、道路ネットワークとしての多重性・ 代替性(リダンダンシー)を確保することを目標とする。
- ② 構造物の供用期間中に1~2度発生する確率を有する地震動に対して損傷により通行に支障を きたさないことを目標とする。
- (Ⅱ)一般の道路
- 構造物の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動に対して、致命的な被害 を防止することを目標とする.
- ② 構造物の供用期間中に1~2度発生する確率を有する地震動に対して損傷により通行に支障を きたさないことを目標とする。



図-2.3.2 目標とすべき道路の耐震性(日本道路協会, 2006; 建設省, 1996)

(6) 荷重係数

特に記述はなされていない.

2.3.5 鉄道構造物等設計標準·同解説 土構造物〔2007 年1月〕

(1) 概要

これまで土構造物に関する設計標準は、のり面勾配や盛土の施工方法、締固め管理値などを中心 に仕様を規定し、性能を意識した設計が行われることはなかった.しかし、鉄道のように RC や鋼 構造、トンネルなど異種の構造物が連なる線状構造物では、一ヶ所の破壊がシステム全体の機能不 全につながることになる、このため、地震や雨など同じ外的作用に対して、それぞれ構造種別毎に 違った性能を有することは基本的には好ましくない.したがって重要度の高い線区では、土構造物 といえどもこれまでの認識とは異とし、所要の性能が得られることを照査するとされている.

ただし、特別な検討によって本標準に定める性能を満足することを確かめた場合、あるいは新し い技術が開発されて、それを適用した方が、よりよい調査、性能の照査、施工が行われることを確 かめた場合には、本標準によらず最も適切と考えられる方法を採用してもよいとされている.

(2) 対象構造物

本線の新設時に適用されることを基本とするが、既設の土構造物を性能照査する場合、側線にお いて土構造物を新設する場合、河川改修・立体交差等に伴う線路付替、停車場の新設・改良等の場 合においても準用してよいとされている. さらに既設の土構造物を補修、補強する場合においても 必要に応じて本標準を参考としてよい. また、実験や解析もしくは経験的に、設定された要求性能 を満足することが確認されている仕様(適合見なし仕様)に基づいて構築された土構造物について は、この限りではないとされている.

(3) 地震動

設計想定地震動は、次の2つのレベルの地震動とする.

- レベル1地震動:構造物の設計耐用期間内に数回程度発生する確率を有する地震動.
- レベル2地震動:構造物の設計耐用期間内に発生する確率は低いが非常に強い地震動(陸 地近傍に発生する大規模な海洋型地震と内陸型地震を対象).

上記の2種類の地震動は、工学的基盤で設定された地震動であり、これを表層地盤の応答計算を 行い設計用の地震動とする(鉄道総合技術研究所, 1999).

ただし Newmark 法においては, 耐震標準の設計地表面地震動に対してバンドパス・フィルター で補正した波形を作用させることとする(室野ら,2002).

(4) 照査方法

盛土の性能照査は,照査指標や取扱う作用の種類に応じて,妥当性が検証された材料特性,解析 モデル,解析手法を用いて応答値を算定し,次式により照査を行うことを基本としている.

$$\gamma_i \cdot \frac{I_{Rd}}{I_{Ld}} \le 1.0$$

ここに、*I_M*は設計応答値、*I_L*は設計限界値、パは構造物係数である.構造物係数は、構造物の重 要度、限界状態に達したときの社会的な影響度、防災上の重要性等を考慮した安全係数であり、一 般には 1.0~1.2 で設定される.

(Ⅰ)円弧すべり法による安定の照査

レベル1地震動に対しては、図-2.3.3に示すような円弧すべり計算を用いて安定性の照査を行う.

$$\gamma_i \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Id}} \le 1.0$$

ここに, *M_{Rd}*は設計応答モーメント, *M_{Ld}*は設計抵抗モーメント, *_K*は構造物係数(一般に 1.0 としてよく,基本的に修正フェレニウス法に震度法を適用した円弧すべり法による安全率)である.

(Ⅱ)地震時残留変形量による照査

地震時残留変形量は,図-2.3.4 に示すように Newmark 法に基づく地震時滑動変位量と累積損傷度 理論に基づく揺すり込み沈下量の和で求められる.



(5) 要求性能

(Ⅰ)土構造物の要求性能

土構造物の要求性能は,表-2.3.7 に示すようにその使用目的や設計耐用期間に応じて,以下に基づいて設定することを原則とする.

- 土構造物の要求性能は、施工中および設計耐用期間において、設計の目的に適合するために要求される性能に対して設定することとする。
- ② 土構造物では、一般に安全性、使用性、復旧性に対する要求性能を設定するものとする.
- ③ 安全性は、想定される作用のもとで、土構造物の使用者や周辺の人の生命を脅かさないために 保有すべき性能である.なお、安全性には構造体としての安全性と機能上の安全性がある.
- ④ 使用性は、想定される作用のもとで、土構造物の使用者や周辺の人が快適に使用または生活す るための性能である.
- ⑤ 想定される作用のもとで、土構造物が損傷を受けないための性能、または、損傷を受けた場合 に性能回復が容易に行えるための性能である.

		and to the last test		
要求性能	性能項目		考慮する作用	
	破壞	土構造物の内部破壊危険度(円弧すべり 法など), 変位・変形	 ・設計耐用期間中に生じる全ての 作用およびその繰返し ・発生頻度は少ないが,影響の大きな 偶発作用(レベル1地震動) 	
安全性	安定	支持地盤の安定(円弧すべり法), 変位・変形(圧密沈下量など)		
	列車走行	変位·変形(繰返し累積変位,動的変位)		
	乗り心地	変位·変形(起動整備基準值,動的変位)	・設計耐田期間中に頻繁に生じる	
使用批	起動保守の作業性	変位・変形(繰返し累積変形, 沈下速度)	作用およびその繰返し	
使用住	振動·騒音	振動レベル,騒音レベル	・設計耐用期間中に比較的しばしば	
	概観	変形, クラックなど	生しる大ささの作用	
復旧性	変形,損傷, 残留耐力	地盤や土構造物の地震残留変形, 降雨時変形など	・発生確率はきわめて小さいが,影響の 大きな偶発作用(レベル2地震動)	

表-2.3.7 要求性能と照查項目,照查指標の例(鉄道総合技術研究所,2007)

(Ⅱ) 土構造物の性能ランク

土構造物の全体系に対する要求性能の水準を区分する際には,表-2.3.8 ならびに以下に示す性能 ランクを用いるものとする.

- 性能ランクI:常時においては小さな変形であり、きわめて稀な偶発作用に対しても過大な変 形が生じない程度の性能を有する土構造物.
- ② 性能ランクⅡ:常時においては通常の保守で対応できる程度の変形は生じるが、きわめて稀な 偶発作用に対しても壊滅的な破壊には至らない程度の性能を有する構造物.
- ③ 比較的しばしば生じる作用に対しては破壊しない程度の性能を有する土構造物.

表-2.3.8 性能ランクと要求性能水準,適用のイメージ(鉄道総合技術研究所,2007)

要求性能	性能ランクI	性能ランクⅡ	性能ランクⅢ
安全性	常時においては極めて小さな変形 であり、レベル2地震動や極めて 稀な豪雨に対しても過大な変形が 生じない性能を有する土構造物	常時においては,通常の保守で 対応できる程度の変形は生じるが, レベル2地震動や極めて稀な豪雨 に対しても壊滅的な破壊に至ら ない性能を有する土構造物	常時においての変形は許容する が, レベル1地震動や年に数度程度の 降雨に対して破壊しない程度の 性能を有する土構造物
使用性	例えば, 省力化軌道を支持する土構造物	例えば, 重要度の高い線区の 有道床軌道を支持する土構造物	例えば, 一般的な線区の 有道床軌道を支持する土構造物

(6) 荷重係数

地震荷重のほかに,永久作用(死荷重など)を作用させるが,他にも従たる変動作用を含めている 場合がある.ここで,変動作用として,列車荷重,衝撃荷重,風荷重,降雨,凍結融解などが挙げ られている.ただし,荷重の組み合わせについては,性能項目と照査指標に応じて適切に組み合わ せると記述されている.

2.3 斜面の設計指針

2.3.6 鉄道構造物等設計標準·同解説 耐震設計〔1999年10月〕

(1) 概要

これまで鉄道盛土は、盛土材の不均質性や施工時の締固め程度の差異による強度のバラツキが大 きい(渡辺ら,2005)こと、被災時における復旧の容易さなどから、盛土勾配、盛土材料、締固め材料 などの施工管理を中心に規定され、特に耐震設計を行うことなく構築されてきた.しかし、兵庫県 南部地震を契機に、盛土に対しても耐震設計を行おうという機運が高まり、本指針より鉄道盛土に 対して耐震設計が導入されてきた.これは、鉄道のような線状構造物では、全ての構造物が連続的 に安定性を確保できなければ、結局、機能を失うことになることから、盛土といえども RC や鋼構 造物と同様の考え方で所定の耐震性を確保する必要があるためである.

(2) 対象構造物

鉄道盛土は総延長の長い構造物であり、鉄道全線にわたり耐震設計を行うことは現実的ではない ために、耐震設計を行う必要がある構造物を特殊な鉄道盛土に限定している.

ここで、特殊な盛土とは、被災した場合に社会に与える影響が大きい線区や、経営上の判断などから高い耐震性を確保する必要がある線区において、盛土形状や地形、地質条件などから判断して 地震時に大きな被害が想定される盛土のことである.

ただし、大きな被害が想定されなくとも、搬入路の確保が難しく復旧が容易に行えない箇所や、 省力化軌道が敷設されていて小さな変形しか許容できない盛土は耐震設計が必要である。逆に、大 きな変形が予想される断層上の盛土については、断層変位に抵抗することが困難であることから早 期復旧対策により対応するとしている。

(3) 地震動

設計想定地震動は、次の2つのレベルの地震動とする.

- レベル1地震動:構造物の設計耐用期間内に数回程度発生する確率を有する地震動.
- レベル2地震動:構造物の設計耐用期間内に発生する確率は低いが非常に強い地震動(陸 地近傍に発生する大規模な海洋型地震と内陸型地震を対象).

上記の2種類の地震動は、工学的基盤で設定された地震動であり、これを表層地盤の応答計算を 行い設計用の地震動とする.

(4) 照査方法

盛土の耐震設計は、盛土が地震によって大きな損傷を受けないことを目標とし、地震の規模、地 形、地質条件、復旧の難易度を考慮し、その変形レベルを照査するものとする.各地震動レベルに 応じて、以下に示す照査法に基づくものとする.

(I) レベル1地震動に対して次式を満足すること.

$$F_s \ge F_a$$

ここに, F,は円弧すべり法による安全率であり,修正フェレニウス法に震度法を適用した方法を 基本としている. また F_aは 1.0 を標準とした所要の安全率である.

(Ⅱ) レベル2地震動に対して次式を満足すること.

$S_{t} \leq S_{a}$

ここに、S,は盛土上面の地震時の沈下量である.また S_aは盛土上面の許容沈下量であり、Newmark 法により滑動変位量を算定するものとし、必要に応じて揺すり込みによる変形量、軟弱地盤の流動 に起因する盛土および地盤の残留変形量等を考慮するものとする.ただし、動的弾塑性 FEM など の手法を排除するものではない.

(5) 要求性能

(I) レベル1 地震動に対する要求される安定性能

レベル1 地震動に対して要求される性能を表-2.3.9 に示す.

表-2.3.9 応答値の設定方法と所要安全率(レベル1地震時)(鉄道総合技術研究所, 1999)

設計震度の設定方法	設計水平震度K _h	所要の安全率 <i>F</i> s
地震応答計算などでPGA を求めて算出した場合	$K_{h} = k_{eq} \cdot PGA/G$ $\sum_{k \in q} = 1, G = 980 \text{ gal}$	1.0 (1.1)
ー義的に定めた設計震度 を用いる場合	$K_h = v_a \cdot K_h = 0.20 v_a$ ここに、 v_a :地域別係数	1.1 (1.2)

注):()内は構造物系のり面工を用いた場合の所要安全率

注):PGA:想定最大地表面加速度

(Ⅱ) レベル2地震動に対する要求される安定性能

レベル2地震動に対して要求される変形性能は、地震の規模や構造物の特性、使用条件、復旧に 要する時間などを総合的に判定して定められるものである. 表-2.3.10 は既往の震害事例を参考に、 盛土における地震時沈下量と災害復旧の程度を示したものである. 一般的には、レベル1 地震動時 で変形レベル1~2、レベル2 地震時で変形レベル2~3 に設定することが目安となるが、計算精 度や復旧の難易度、社会的重要性などを勘案して、適宜定めるものとする.

しかしながら、この方法では、地震動や許容沈下量に設定如何では、全線にわたり耐震補強を行 わなければならない場合も起こりうるが、これは現実的ではない.むしろ多くの断面における沈下 量を相対的に比較し、耐震性の低い盛土を抽出するほうが重要である場合も多いと思われる.この 場合には、計算された盛土の地震時沈下量を線路延長方向に条件が異なる盛土断面の耐震性を相対 的に評価する上で指標と捉えていることになる.こういった考え方は、既設盛土の耐震性評価法と しても準用できると記されている.

2.3 斜面の設計指針

変形レベル	被害程度	沈下量の目安
1	無被害	無被害
2	軽微な被害	沈下量20cm未満
3	応急処置で復旧が可能な被害	沈下量20cm以上50cm未满
4	復旧に長時間を有する被害	沈下量50cm以上

表-2.3.10 盛土の被害程度と沈下量の目安(レベル2地震時)(鉄道総合技術研究所, 1999)

(6) 荷重係数

考慮する全ての荷重に対して 1.0 とする. また安定計算を行う場合の荷重の組み合わせに関して は,死荷重+地震荷重を基本とする. よって一般的な条件では,起動重量を施工基面全幅に作用さ せ,列車荷重は考慮しなくてよいとされている. 2.3.7 宅地耐震設計マニュアル(案)〔2003年3月〕

法面の安定性に対する耐震診断のフローを図-2.3.5に示す(橋本, 2007).

(1) 概要

宅地造成の耐震設計は、ほとんど行われてこなかったが、昭和 59 年 3 月の宅地耐震設計指針(案) において、地盤の液状化、のり面、擁壁の安定性に関しての中規模地震に対する耐震設計が必要な

場合が盛り込まれた.その後,兵庫県南部地 震の経験を経て,大地震に対する対応方針を 示され,1995年兵庫県南部地震以後に改訂さ れた道路,河川等の他の関係指針との整合が 図られている.

(2) 対象構造物

公団都市整備事業で造成される宅地の地 盤・のり面のうち, 地盤条件, 盛土材, 規模, 2次災害の程度等により耐震性検討が必要 とされるもの.

(3) 地震動

耐震設計においては,原則として以下に示す2つのレベルの地震動を考慮するものと する.

- ・ 中地震:宅地または当該宅地を敷地 とする建築物等の供用期間中に1
 ~2度程度発生する確率を持つ一 般的な地震動
- 大地震:発生確率は低いが、直下型 または海溝型巨大地震に起因する さらに高いレベルの地震動
- (Ⅰ)のり面の安定検討

標準水平震度として,下記の値を標準とす ると記されている.

- 中地震:0.15
- 大地震:0.25



図-2.3.5 法面の安定性に対する一般的な検討の流れ (都市基盤整備公団,2003;橋本,2007)
ただし,実際の計算に用いる設計水平震度は,上記値に地域別補正係数,地盤別補正係数,用途 別補正係数を乗じて得た値とする.

(Ⅱ) 地震時応答解析等

大地震の検討において地震応答解析等を行う場合,地域防災計画や地震環境等を考慮して設定し た地震動を用いてもよい.ただし,地震動は耐震設計上の工学的基盤において定義する.

(4) 照査方法

(Ⅰ)のり面の安定検討

のり面の安定においては、震度法に基づく円弧すべり面法によって行うことを標準とする.ただ し、検討対象となるのり面の地下水位深に液状化の可能性のある飽和砂質土が分布する場合には、 地震時の過剰間隙水圧を考慮した円弧すべり面法を用いるものとする.大地震の検討には、のり面 の変状の程度を予測できる変形解析等を用いてもよいものとされている.

(Ⅱ) 変形解析

のり面安定検討として、Newmark 法, 擬似永久変形解析法, 動的弾塑性有限要素法が例示されている.ここで, 擬似永久変形解析法とは, FEM による地震時の低下剛性を用いた自重解析を意味している.

(5) 要求性能

のり面の安定に必要な最小安全率は、1.0 以上を標準とする.ただし、変形解析等を用いる場合 はこれに従わなくてもよいとされている.

(6) 荷重係数

通常,地震と豪雨が重なる可能性は低いことから,地震時の検討で豪雨等による浸透水は考慮しない.また,のり面上部に住宅等が建設されることを想定し,のり面の地震時安定性の検討に際し,のり面上部に積載荷重を考慮することが望ましいとされている.

2.3.8 宅地防災マニュアル〔2007年12月〕

(1) 概要

開発事業に伴うがれ崩れ、土砂の流出等による災害及び地盤の沈下、溢水の障害を防止するため に、切土、盛土、法面の保護、擁壁、軟弱地盤の対策、排水の処理等についての基本的な考え方及 び設計、施工上留意すべき点を整理したものである。1995 年兵庫県南部地震における宅地の被災実 態等を踏まえた耐震対策、宅地防災に係る新技術・新工法・環境に配慮した防災技術等が新たに加 わるかたちで、改定されている。今後、宅地造成等規制法に基づく宅地造成に関する工事及び都市 計画法に基づく開発行為の審査、実施にあたっては、本マニュアルを参考とするとされている。

(2) 対象構造物

宅地造成規制法(昭和36年法律第191号)の許可等を必要とする宅地造成に関する工事および都市 計画法(昭和43年法律第100号)の許可を必要とする開発行為を対象とする.次の項目のいずれかが あてはまる場合,一般的に,地震時の安定性の検討を行うものとする.

- のり高が特に大きい場合
- ② 盛土が地山からの湧水を受けやすい場合
- ③ 盛土箇所の原地盤が不安定な場合
- ④ 盛土が崩壊すると隣接物に重大な影響を与える恐れがある場合
- ⑤ 腹付け盛土となる場合

(3) 地震動

耐震設計においては、原則として以下に示す2つのレベルの地震動を考慮するものとする.

・中地震:宅地または当該宅地を敷地とする建築物等の供用期間中に1~2度程度発生する確率を 持つ一般的な地震動

 ・大地震:発生確率は低いが、直下型または海溝型巨大地震に起因するさらに高いレベルの地震動 設計震度は、設計水平震度に地域別、地盤別、用途別補正係数を乗じた水平震度とし、鉛直震度 は、中地震時で 0.2 および大地震時で 0.25 とする.

(4) 照查方法

盛土のり面の安定性に関する検討では、震度法を標準とする.また、円弧すべり面法のうち簡便 式、すなわちスウェーデン式によることを標準とし、現地状況等に応じて他の適切な安定計算式を 用いる.ただし、安定計算に用いる粘着力および内部摩擦角は、現場含水比および現場の締固め度 に近い状態で供試体を作成し、せん断試験を行うことにより求めることを原則とする.また盛土の 下部または側方からの浸透水による水圧を間隙水圧とし、必要に応じて、雨水の浸透によって形成 される地下水による間隙水圧および盛土施工に伴って発生する過剰間隙水圧を考慮する.すなわち 強度定数に関しては、表-2.3.11 に示すように土の透水性に見合った排水条件による静的試験から求 めることを基準とするとされている. 表-2.3.11 全応力法,有効応力法による安定計算に用いる強度定数および間隙水圧

(宅地防災研究会, 2007)

	全応力法		有劾応力法		
地震時		透水性が低い場合	$c_{\rm cu}$, $\phi_{\rm cu}$, u_0	c', ¢', u _{0,} u _E	
		透水性が高い場合	c_d, ϕ_d, u_0		
$c_{\rm cu}, \phi_{\rm cu}$:	圧密非排水試験(CU)より求められる強度定数			
c_d, ϕ_d	:	圧密排水試験(CD)より求められる強度定数			
c', ¢'	:	間隙水圧の測定を伴う圧密排水試験(CU)より求められる強度定数			
<i>u</i> ₀	:	通常の地下水による間隙水圧			
u _E	:	地震時に発生する間隙水圧			

必要最小安全率 F_s は、次式を満足することを標準とすると記されている. ①盛土施工直後: $F_s \ge 1.5$

ただし、盛土の安定計算に用いる土質定数を、水浸させた資料について行われたせん断試験から 求めるなど、入念な調査に基づき設定した場合で、かつ土地利用計画上も支障のない場合には、F。 ≧1.2 とすることができる.

②大地震時: F_c ≥1.0

(5) 要求性能

(I) 中地震に際して、宅地の機能に重大な支障が生じない.

原則として地震によって宅地に被害が発生しないことを要求する水準であり、地震発生後におい て通常の維持・管理の範疇を上回る補強工事や改築工事等の対策を要しない.

(Ⅱ) 大地震に際して、人命に重大な影響を与えない.

宅地自体にある程度の被害が発生することは許容するが、宅地としての機能が失われ、崩壊や倒 壊等により直接人命に危害を与えない.

(6) 荷重係数

荷重係数の組み合わせに関しては、地震と豪雨の重なることは少ないので、地震時には豪雨によ る浸透水を考慮しないのが一般的であるとされている. 2. 3. 9 空港土木施設設計基準 [2006 年 6 月]

(1) 概要

空港用地を切盛土工によって造成する場合,用地範囲の平坦性を確保する場合,用地範囲の平坦 性を確保するため,高盛土の設計を行わなければならないことがある.このような場合には,高盛 土体の短期および長期的な安定性を確保するために,設計条件,施工条件を明らかにし,これらの 諸条件を勘案しつつ,安全かつ経済的な設計を行わなければならないとされている.

(2) 検討事項

高盛土工の設計においては、次の各項目について検討する.

① 基礎地盤における地質・土質条件の良否, 湧水の有無など

② 盛土材質の特質

③ 盛土斜面の安定(特に地震)

④ 地形条件,気象条件,地下水条件,排水条件,盛土安定などを考慮した法面勾配および小段の 設置高さ・幅員

⑤ 盛土の安定を考慮した盛土内排水の必要性

上記のうち地震力に関する設計においては、地震力に対して地盤の液状化検討および構造物の耐 震性検討が安全性の重要な要素になっているため、地震に関する条件を把握することとされている.



図-2.3.6 高盛土の調査・設計フロー(港湾空港建設技術サービスセンター, 2005)

2.3.10 港湾の施設の技術上の基準・同解説 [2007 年 7 月]

(1) 斜面安定一般

自重または載荷重による斜面すべりの破壊に関する安全率は,円弧または直線のすべり面を仮定 して,一般に二次元問題として解析することができる.このとき,すべりを生じる原因のうち重要 なものとして,土の自重,載荷重,水圧,地震動,波浪などが挙げられている.斜面の安定解析は, 斜面の安定性が最も低下する場合について行う必要があり,安定性照査は,土のせん断強さとある 仮定したすべり面に生じるせん断応力との比が 1.0 以上になることを確認することによって行うこ とができるとされている.

(2) 地震動

レベル1 地震動については、地震動の実測値をもとに、震源特性、伝播経路特性及びサイト特性 を考慮して、工学的基盤相当の確率論的時刻歴波形を策定する。策定にあたっては、一様ハザード フーリエスペクトルの再現期間を 75 年とし、対象地点の周辺における個々の地震が定常ポアソン 過程に従って過去の履歴に関わらず時間的に無作為に発生するもとであるとの仮定の上で設定す ることとなっている.

レベル2地震動については、地震動の実測値、想定される地震の震源パラメータ等をもとに、震 源特性、伝播経路特性及びサイト特性を考慮して時刻歴波形を策定する.策定にあたっては、歴史 地震、当該地点周辺の活断層による地震、中央防災会議や地震調査研究推進本部などの想定地震、 地域防災計画の想定地震、M6.5 の直下地震の中から、それらの想定地震によりもたらされる地震動 の最大震幅、周期、継続時間、構造物に与える影響の大きさ等を考慮して、レベル2地震動を設定 するための地震を選定する.そして想定する地震の特性を考慮して、震源パラメータ(巨視的震源 パラメータ・微視的震源パラメータ)を設定することになる.

(3) 地震作用

本指針で用いられる解析法は、等価静的解析と動的解析に分類され、更に地盤-構造物系の相互作 用の取り扱いに応じて簡易解析と詳細解析に分類される.その結果、耐震性能の照査に用いられる 解析法は計4通りに分類される.地震作用の方法として、以下の4つが明示されている.

- ① 震度法
- ② 修正震度法
- ③ 応答変位法
- ④ 地盤-構造物系の地震応答解析

上記のうち,震度法および修正震度法に関しては,レベル2地震動に対して適用することは現実 的ではない,若しくは不向きであるとされている.応答変位法は,線状構造物などのように,見か けの単位体積重量や剛性が小さく延長が大きい構造物への適用に向いているとされている.地盤-構造物系の地震応答解析は,有限要素法(特に有効応力法)に基づくことが多く,レベル1地震動お よびレベル2地震動を問わず,適用可能な手法である. 2.3.11 水道施設耐震工法指針·解説 [1997 年 3 月]

(1) 概要

水道施設の地震対策は、地震前の適切な被害予測とそれに基づく予防対策,発災直後の緊急対応 と効果的な応急復旧等の防災計画,およびその後復旧が完了するまでの期間における復旧施工体制 の綿密な計画を総合的に考慮して行うこととされている.重要な施設については、地震の影響を十 分に考慮に入れた合理的な計算によってその構造を定め、また、地震によって施設が被害を受けて も水道システム全体として給水機能をできるだけ保持しうるように留意して建設しなければなら ないとされている.土構造物については、通常は構造規定に従うことによって、地震時の安定計算 を省略してよいとされている.

(2) 対象構造物

下記の項目に該当する土構造物

- ① 寸法がそれぞれの構造物において経験的寸法を超える場合
- ② 盛土材料の含水比が高く、特にせん断強度の低い土からなる場合や、水で飽和した砂質土のように地震時に間隙水圧が上昇し、せん断強度が低下しやすい土からなる場合
- ③ 地山からの湧水の影響を受けやすい場合
- ④ 土構造物の大部分が常時水没している場合
- ⑤ 軟弱地盤や地下水位が高く緩い砂質地盤で、地震時に間隙水圧の上昇等により、強度が低下する可能性のある場合
- ⑥ 万一,破壊すると隣接物や人命等に多大な損害を与える場合
- ⑦ アースダムを設計する場合

(3) 地震動

土構造物の耐震設計は、地震動レベル1に対して行うことを原則とするが、重要度が高い場合や 二次災害が予測される場合には、地震動レベル2を考慮することとされている。

- ・地震動レベル1:施設の供用期間中に1~2回発生する確率を有する地震動
- ・ 地震動レベル2:発生確率は低いが大きな地震動

(4) 照查方法

土構造物の耐震計算法は、次の各項によるものとされている.

(I) 地震の影響

土構造物に対する地震の影響としては、構造物の自重に起因する慣性力・土圧・間隙水の影響を 考慮する.安定については、すべり破壊に対する安全率を求めて判断しており、安定が失われた場 合に、それが流動的な破壊に至るかの判断の手法は、確立されていない.しかしながら、過去の経 験を考慮し、流動的な破壊が生じないように留意することが大切であるとされている. (Ⅱ) 安定計算法

土構造物の地震時の安全は、間隙水の影響を考慮した安定計算によって確かめる.ただし、慣例 的な構造規定によって経験的に安全性が確かめられているものは除外してもよいとされている.

(5) 要求性能

本指針における要求性能の一覧を表-2.3.12に示す.

表-2.3.12 地震レベルと施設重要度に応じた要求性能一覧 (日本水道協会, 1997)

地震動レベル 施設重要度	レベル1	レベル2
ランクA	無被害であること	人命に重大な影響を与えないこと. 個々の施設に軽微な被害が 生じても,その機能保持が 可能であること.
ランクB	個々の施設に軽微な被害が 生じても、その機能保持が 可能であること	個々の施設には構造的損傷が あっても、水道システム全体 としての機能を保てること. また早期の復旧が可能なこと.

ただし, ランクAの施設は, 以下に挙げる事項を総合的に判断して, それぞれの事業主体が責任 を持って決定する.

- ① 重大な二次災害を起こす可能性のある施設
- ② 水道システムの中でも上流に位置する施設
- ③ 基幹施設であって代替施設のないもの
- ④ 重要施設などへの供給管路
- ⑤ 復旧困難な基幹施設
- ⑥ 被災時の情報収集の中心となる施設

(6) 荷重係数

常時荷重(自重および常時の積載荷重)と地震の影響を組み合わせた状態に対して照査すると記 されている.

2.3.12 崖条例(建築基準法)

建築物の敷地については、建築基準法第19条第4項において、「建築物が崖崩れ等による被害を 受けるおそれのある場合においては、擁壁の設置その他安全上適当な措置を講じなければならな い.」と規定されており、崖下および崖上における建築物のセットバックについて、崖条例が存在 する.各都道府県の建築基準に関する条例(2005年7月末現在のものを使用)中の崖付近に建築物 を建築する場合に関する崖条例部分について内容を整理分類した概略を図-2.3.7 に示す.



図-2.3.7 崖条例の概略(平出ら, 2006)

2.3 斜面の設計指針

この図より,各崖条例で崖高 H は, 2m または 3m を超える場合を規定されているものが多いが, 5m を超える場合や具体的数値を規定していないものも存在する. 崖の角度(斜面法勾配)については, 30 度を超える場合を対象としているものが多いが,具体的数値を規定していないものも見られる. また,基点を崖の上端又は下端とするものの他に,崖表面の中心線を基点とするものも見られる. なお,長野県と大阪府においては,建築基準に関する条例中に該当する条文が無いので検討対象か ら除いている.各崖条例は,建築物を建築する場合の水平距離 L(m)の規定内容から以下に示す9夕 イプに分類することができる(平出ら,2006).

<u>1) 崖の上端または下端から L(m)以上の水平距離を保つもの.【17 府県】</u>

崖付近に建築物を建築する場合に、崖上面に建築する場合は崖の下端から、崖下面に建築する場合は崖の上端から、それぞれ *L*(m)以上の水平距離を確保するもので、水平距離 *L* は、崖高 *H* の 2 倍以上とする(同図中 A1~A4)ものの他に、崖高 *H* の 1.5 倍以上とするもの(同図中 A5)もある. なお、擁壁設置による除外規定を設けている.

2) 崖の上端または下端から水平距離 L(m)内の建築を原則禁止するもの. 【3県】

崖の上端または下端から水平距離 L(m)内の建築を原則禁止するもので,水平距離 L は, 崖高 H の2倍以内(同図中 B2)または2倍未満(同図中 B3)としている.また,水平距離 L を崖上面では崖高 H の 1.5 倍以内, 崖下面では崖高 H の 2 倍以内と区別しているものもある(同図中 B1).なお, 擁壁 設置による除外規定を設けている.

3) 崖の上端または下端から水平距離 L(m)内に建築する場合, 擁壁を設けるもの. 【14 県】

崖の上端または下端から水平距離 *L*(m)内に建築物を建築する場合には擁壁を設置しなければな らないとするもので,水平距離 *L* は,崖高 *H* の 2 倍以内(同図中 C1~C6)とするもののほか,崖高 *H* の 1.75 倍以内(同図中 C7), 1.5 倍以内(同図中 C8)とするものもある.また,擁壁の類,擁壁または これに代わる措置とされているもの(同図中 C5)もある.

<u>4) 崖の下端から水平距離 L(m)以上の水平距離を保つもの.【1県】</u>

1)と同様に*L*(m)以上の水平距離を確保するものであるが,崖上面および下面ともに,水平距離 *L*を崖の下端からとするものである.なお,擁壁設置による除外規定を設けている.

5) 崖の下端から水平距離 L(m)以内に建築する場合, 擁壁を設けるもの. 【1都4県】

3)と同様に崖近傍の水平距離 L(m)内に建築物を建築する場合には擁壁を設置しなければならな いとするものであるが,水平距離 L を崖下端からとし,崖高 H の 2 倍以内とするものである.なお, 崖高 H については,崖角度との関係で規定しているもの(同図中 E1 および E2)もみられる. 6)崖の中心線から水平距離 L(m)以上の水平距離を保つもの.【1 県】

1)および4)と同様に *L*(m)以上の水平距離を確保するものであるが,水平距離 *L* の基点を崖表面の中心線とし, 崖高 *H* の 1.5 倍(崖高 *H* が 2m 以内は 1 倍)とするものである. なお, 擁壁等の設置による除外規定を設けている.

7) 崖の中心線から水平距離 L(m)内の建築を原則禁止するもの. 【1県】

2)と同様に水平距離L(m)内の建築を原則禁止するもので、水平距離Lの基点を崖表面の中心線からとし、水平距離Lを崖高H以内とするものである.なお、擁壁設置の除外規定を設けている.

8) 崖の上端または下端から水平距離 L(m)内に建築する場合, 擁壁を設けるもの. 【1県】

3)および7)と同様に崖近傍の水平距離 L(m)内に建築物を建築する場合に擁壁を設置しなけれ ばならないとするものであるが,水平距離 L の基点を崖上面の場合は崖上端,崖下面の場合は崖下 端とし,水平距離 L を崖高 H 以内とするものである.

9) 崖の上面および下面でそれぞれ規定する崖高 H に応じた水平距離 L(m)を採用するもの. 【2 県】

崖の上面および下面で規定する崖高 H がそれぞれ異なり, 崖高 H の 1.75 倍以内の水平距離 L では, 擁壁を設置しなければならないとするもの(同図中 H1)と崖高 H の 1.7 倍以上の水平距離 L を確保しなければならないとするもの(同図中 H2)とがあり, 崖高 H を 5m 以上として上面より大きな数値を採用している.

図-2.3.8 は、図-2.3.7 を参考に崖条例中の建築物を建築する場合の天端における法肩からの水平距離の規定に着目した整理を行ったものを示す.なお、同図中では崖条例中の建築物を建築する場合の水平距離 L(以下,建築禁止距離 L とよぶ)に着目して7タイプに分類整理しており、崖高 H および崖の角度θに対する規定が若干異なっていても同じタイプに分類していることに留意されたい. この図より建築禁止距離 L に関して法尻を始点として崖の高さの2倍とする規定(タイプ1)が最も多いことがわかる.タイプ1は他のタイプの崖条例と比較して、最も安全側の評価となる.また法尻からの距離 L により規定されているケース(タイプ1~4)がほとんどであり、法肩からの距離により規定されているケース(タイプ5)や崖の中央からの水平距離により規定されているケース(タイプ6,7)も見受けられる.すなわち現在の崖条例による規定は、同図に示すタイプ5,6,7を除いて、崖の角度θが 30deg.を超える場合という前提条件は存在するものの、同図に示す崖条例における建築禁止距離に関する規制の数式上では、法勾配の影響がほとんど考慮されていないと言い換えることができる(秦ら,2007a).



図-2.3.8 建築禁止距離に着目した崖条例の概略(秦ら, 2007a)

2.3.13 まとめ

1995年の兵庫県南部地震以後,従前は耐震設計が行われなかった多くの盛土構造物に耐震設計が 導入され,各設計指針が整備されてきた.鉄道盛土を除いて,道路盛土や宅地盛土をはじめとする 盛土構造物に対して耐震設計が要求されているのは,重要度が高いあるいは復旧が困難であるなど の特殊な盛土に限られており,一般の盛土構造物については耐震設計の対象となっていない.また 鉄道盛土以外の盛土構造物では,耐震性検討の対象となる場合でも,検討対象となる構造物が膨大 な数にのぼることから,一般に地形や地盤条件,過去の被災経験などの簡易的な評価によるスクリ ーニングを行った後,円弧すべり法などの検討を行うフローが採用されている.

次に,目標性能に関しては,現行の耐震設計指針の中には仕様規定型の設計体系に基づくものも 含まれていることから,必ずしも全ての指針において性能規定の明記を意識した記述形態がなされ ているわけではないが,多くは解説欄などにおいて目標性能に関する記述がなされている.ここで 鉄道盛土では,性能設計型の基準を指向していることもあり,目標性能が目次からも検索可能な陽 な形で示されている.

評価方法に関しては、盛土構造物の設計耐用期間内に数回程度発生する確率を有するレベル1ク ラスの地震動に対して、ほとんどの設計指針では、円弧すべりを想定した震度法による安全率で評 価している.また、盛土構造物の設計耐用期間内に発生する確率は低いが非常に強いレベル2地震 動に対しては変形を許容し、変形量を照査可能な評価手法を推奨している.例えば、鉄道盛土にお いては、妥当性が予め検証された手法に基づくこととし、レベル1地震動に対する震度法による円 弧すべりの危険度、レベル2地震動に対する Newmark 法による残留変形量を照査指標として例示 している.宅地盛土においてもレベル2地震動に対して、Newmark 法や動的弾塑性有限要素法など の動的解析に基づく方法を選択することが可能となっている.

しかしながら現行の設計指針では、安定計算のみに基づいて盛土の耐震性を検討しているものが 未だ多く残されており、性能評価手法が限定されているものも少なくない. これらの各種基準類の 多くでは、制定されてから数年が経過しており、基準の性能設計化への流れ、技術の進展、被害地 震での経験を踏まえて、基準類の見直しが進められており、近い将来に改訂が行われる予定である (古本, 2007). また道路盛土では、要求性能と検証方法を明確化することにより、新工法を導入しや すい環境を整える予定となっている(大下ら, 2005).

上述したように盛土構造物に対しても、変形量で照査可能な評価手法が徐々に導入されつつある. とはいえ、現行の耐震設計指針では、Newmark 法や動的解析などを採用した場合に得られた沈下量 をそのまま判断値としており、①盛土の地震応答特性、②地盤強度の不均質性、③地震時における 過剰間隙水圧の発生、④採用した解析手法に起因する差異などに対する考慮が総合的な見地からな されていない(土木学会,2007).また現行の性能照査型の耐震設計指針では、天端における鉛直方向 の残留変位量、すなわち沈下量に対しの規定がほとんどであり、地震時における盛土斜面の崩壊範 囲に関しては、各都道府県の崖条例に関する建築禁止距離に関する規定がバラバラに存在するだけ で、明確な考え方の基準は設けられていない(秦ら,2007b).

2.4 既往の研究

2.4.1 はじめに

2.3節で述べたように,現行の性能規定型の耐震設計指針では,Newmark 法や動的解析などを 用いて性能照査が行われているが,盛土の地震応答特性の影響,地盤強度の不均質性の影響,地震 時における過剰間隙水圧の影響,採用した解析手法の影響などが十分に性能設計に反映されていな いことが問題点として挙げられる.2.4節では,これらの問題点を踏まえ,既往の研究に関する レビューを図-2.4.1 に示すように分類した.

2.4.2項では、斜面の耐震性評価に関して、まず、地震時の性能設計の現状や今後の動向について取り纏めた後に、次に、地震時における斜面の要求性能に関する既往の研究を紹介し、最後に、 今後の検討課題について述べる.

2.4.3項では、耐震性評価手法に関して、まず、耐震性評価手法の種類およびその課題について述べる.次に、各々の評価手法の概要ならびに適用事例について紹介する.そして最後に採用する評価手法よる差異に関する既往の研究を紹介する.

2.4.4~2.4.7項では、地震応答特性に関して、①斜面の幾何学的形状が地震応答及ぼす影響、②傾斜基盤を有する盛土の地震応答特性、③鉛直地震動が地震応答に及ぼす影響、④線状構造物特有の地震時における3次元応答に関する既往の研究をそれぞれ紹介する.

2.4.8項では,過剰間隙水圧の影響に関して,沢部の盛土や地震前の先行降雨などによって, 地震時において発生する過剰間隙水圧が斜面の地震応答に及ぼす影響について紹介する.

2.4.9項では、地盤強度の不均質性の影響に関して、地盤強度の不均質性を考慮した耐震性能 評価事例、すなわち残留変位量算定に関する既往の研究について算定手法毎に紹介する.

2.4.10項では、既往の研究成果を再度整理することで最新の知見を把握し問題点を明示する.



図-2.4.1 本研究で検討対象とする既往の研究の分類

2.4 既往の研究

2.4.2 斜面の耐震性評価の動向

(1) 従来の設計法の問題点

従来,空港やフィルダム,補強土など,特別な盛土においては耐震設計が行われることもあった が,道路や鉄道,宅地造成などに用いられる一般的な盛土では,これまでの実績や経験を基に定め られた盛土材料ごとの標準法面勾配の採用や締固め度の規定で対応しており,計算による耐震設計 は行われてこなかった(たとえば日本道路協会,1967).稀に耐震設計が行われる場合でもレベル1地 震動程度を想定した震度法に円弧すべり面法を組み合わせる計算法がほとんどであった(たとえば 佐々木,1984).このように耐震設計を行わなかった理由には,盛土は土質や地盤の不均質性などを 考慮すると必ずしも計算による定量的な判定が馴染まないこと,また壊れても補修が比較的容易で あるとの認識があるためである.したがって,標準法面勾配で設計された盛土であっても時として 崩壊に至ることがあったが,その程度の被災は暗黙のうちに許容してきたことになる.

1995年に発生した兵庫県南部地震以降,盛土構造物に対しても従来の設計レベルを越える耐震性 を確保する必要があることが指摘された.しかしながらレベル2地震動に対して震度法による安定 計算を行うには、土のせん断強度の設計値の設定法ならびに震度の設定法に問題がある.仮に重力 加速度 g と地震動の最大加速度 A_{max} の比率をそのまま設計震度 $k_{H}(=A_{max}/g)$ とした場合には、 $k_{H}=0.6$ ~0.8 となり、安定性を確保(安全率1以上)することは極めて困難である.したがって、安全率によ らず直接、変形・変位量を照査する設計法あるいは安全率照査法であっても暗に変形・変位量を考 慮した設計法(性能設計)が求められている(たとえば土木学会, 2000).

(2) 性能設計の導入の現状

1995年のWTO(世界貿易機関)によるTBT (Technical Barriers to Trade)協定を受けて,日本の社会基 盤施設の設計法は,従前の仕様設計体系から信頼性設計をベースにした性能規定型への移行を指向 している.ただし,現在はその過渡期にあり,改訂作業にある基準類も少なくないが(たとえば古本, 2007),仕様設計体系に基づくものも多く,土構造物もその例外ではない.そにため実構造物の耐震 設計・照査においては,ほとんどの土構造物に対しては基準類に示された方法に基づく,マニュア ル通りの仕様設計が行われている.しかしながら,そのような状況下においてもごく一部ではある が,現行設計基準類に示された設計・照査方法に必ずしも準拠せずに,より適正な評価が可能と考 えた方法で,目標性能を満足するよう耐震設計や照査が行われた事例が存在する(たとえば神谷ら, 1999;江口ら,2003).

各種設計指針や基準類が仕様規定型から性能規定型への移行を指向する状況下において,性能設計(照查)に関する委員会等が少なからず設立されている(たとえば土木学会地盤工学委員会,2006;日本地震工学会,2006). これらの委員会報告書では,仕様設計から性能設計に以降することで,新技術・新工法の採用など,設計の自由度が増し,建設コストの縮減に繋がることが期待されるという性能設計の導入効果が概念的に述べられている.地盤工学会(2007c)では,性能(照査)設計とは,当該構造物の性能を統括する行政機関または事業主体などが,構造物設計の目的,適用範囲,各限界状態における要求性能を明示し,かつ構造物の性能照査に用いられる方法の制限を設けない構造

物に対して,設計者が規定した性能規定を一定のある適切な信頼度で満足することを証明する設計 方法に基づく設計であると定義している.

従前の各種構造物に対する設計指針や基準類(たとえば日本道路協会, 1999)は、仕様設計の範疇に 入るものとされているが、必ずしも設計仕様のみが提示され構造物に要求する性能を全く記述して いないということではない.しかしながら構造物の設計の目的、適用範囲、要求性能の記述は、解 説などの文中に暗に示される状態にとどまっている.これは従前の基準類では、円弧すべり法や変 形解析などの要求性能を照査する方法および安全率や沈下量などの要求性能パラメータが指定さ れていることから、設計者が目的や要求性能を意識することなく設計を行えるためであると考えら れる.しかしながら性能規定型の設計体系においては、照査方法が限定されるべきではなく、行政 機関や事業主体により要求された性能を構造物が満足するように設計するために、設計の目的、適 用範囲、各限界状態における要求性能が明示されていることが重要であるとしている(本城ら, 2007).

(3) 地震時の要求性能

土構造物の地震時の要求性能として、以下の3つが挙げられる(地盤工学会,2007c).

1) 使用性(供用性): 土構造物の機能に重大な支障を生じず, 使用が継続できる.

2)安全性 :土構造物の使用者や周辺の人の生命に重大な影響を与えないこと.

3)修復性(復旧性):土構造物が損傷しても性能回復が容易に行えること.

盛土構造物は道路,鉄道,宅地などその用途は様々であり,上記に対する性能規定も用途によっ て当然異なるものになる.地盤工学会(2007c)では,土構造物の特徴である修復性に対する性能規定 に着目し,使用性や安全性の性能規定は,地震発生直後の土構造物の変状に対して設定されるもの であり,修復には一定時間が必要となることを考慮して,図-2.4.2 のような性能規定の概念図を明 示している.



図-2.4.2 性能規定のイメージ(地盤工学会, 2007c)

盛土構造物は、実際には種類が数多く、地震時に許容できる変形も多様である.たとえば鉄道盛 土では、変形に対する制限が極めて厳しい.例えば、地震翌日から列車運行を始めることはさすが に無理としても、数日の間に緩行運転でも可能になれば、現地の復旧や救援活動上からは、きわめ て有益であると考えられる.しかしながら、この要求を満たすためには、鉄道盛土の許容変形はご

く小さいものになると予想される.一方で,道路盛土では相当大きな滑りや陥没が生じても,一車 線の通行規制や緊急の土盛りで対応することにより,地震翌日からの通行開始が十分可能になると 考えられる.また鉄道と異なり回り道も可能なので,重要路線全線にわたってきびしい耐震設計を 行う必要がなく,幾分大きめの地震時変形が許容されると予想される.また急傾斜地に造成される 宅地の盛土では,土留め隣家の崩落が人命にかかわる恐れもあるので,やや厳しい耐震設計ならび に許容変形値が必要であると考えられるが,基本的に個人の資産なので,むやみに高価な地震対策 を要求するのは難しいと考えられる.

東畑(1998)は,許容変形量に基づく土構造物の耐震設計が実用化されるためには,二つの要件が あるとしている.その第一は,構造物の種別ごとに許容変形量を具体的に決めることができること で,安全性と経済性との狭間で,決断が必要である.そして第二の要件は,設計地震動によって誘 起される土構造物の変形予測手法の成立である.この時,精緻な変位予測法は合理性に富んでいて も多くの入力情報を必要とすることが多く,地盤調査の比重が極めて高くなる.このことは,路線 が長大なわりには調査に費用にかけにくい一般道路やライフラインにとっては問題である.

地震時許容変形量の大きさは、上述したように安全性、修復性、使用性などに応じて様々に変化 するものであり、一律に指定することは不可能である.東畑(1998)は、許容変形量の決定に影響す ると思われる因子を次のように列挙している.

1) 人命に及ぼされる影響:列車が高速で走行するような鉄道盛土では、わずかな変形によっても 列車が脱線するおそれがあり、変形に対する制限は厳しい.レベル2地震動に対して人命損失をゼ ロにすることは非常に困難であり、そのようなことを目指して許容変形量を極めて小さく設定して みても、それほど厳しい耐震設計には国家社会の力が対応しきれないであろうとしている.

2)人的被害を除く社会的影響:構造物にはそれぞれ果たすべき役割があり、地震時変形によって 役割が停止すると社会に何らかの影響が及ぶことになる.地震直後の緊急活動や復旧活動にとって 重要な施設では、機能が地震直後にも保全されていることが肝要であるとしている.

<u>3)人的被害を除く被害規模</u>:被害には構造物の変形・変位から直接生起するもの,たとえば復旧 の費用,隣接施設の修復などの他に,地震後に社会活動が低下してしまうことまで含めて考える. すなわち,被害金額が何らかの規準値より小さければ,復旧すれば済むと許容できるとしている. <u>4)復旧に要する費用と時間</u>:復旧が迅速に可能であるならば,大きめの変形が起きても許容され るはずであるが,たとえば消火活動に必要な水道や道路では,分単位のレベルで迅速に機能が復旧 発揮されることが必要であるとしている.

<u>5)復旧の難易度</u>:上述した復旧所要時間や費用とも関連するが,たとえば復旧の方法が確立され ているなら事前の資材備蓄も可能であり,復旧工事そのものも迅速に進むため,許容変形は大きめ になるとしている.

<u>6)人間心理</u>:やや特殊な視点になるが、組織・団体の統合の中心、信頼の象徴、シンボル的な構造物というものは確かに存在し、これらには厳しい許容変形が適用される可能性があるとしている.

安田(2005a)は、土構造物の許容沈下量は、まだ提案され始めた段階であることから、既に設定されている鉄道盛土に関する許容値(鉄道総研,1999)であるレベル1地震動に対して 20cm およびレベ

ル2地震動に対して 50cm 程度が一つの目安になると報告している. また新潟県中越地震による斜 面崩壊事例に基づいて, 一般に地震時に斜面が崩壊した場合, その土量は最大でも崩壊斜面長の 0.7 倍程度までしか及ばないことから, ハード対策だけでなく, ソフト対策の重要性を指摘している.

安田(2005b)は、新潟県中越地震においては、盛土が崩壊したにも関わらず、多くの被害が地震の 揺れによる接触事故や道路の亀裂に乗り上げるパンクといった比較的軽微な損傷に留まっている 原因として、本震時は大きな変状ではなかったものが余震で増大した可能性やアスファルト舗装が 段差の影響を吸収した可能性を指摘している.また盛土の場合は、数10cmの段差程度であれば、 地震直後は通行不可能であるが、物資や作業員を集め、土のうを積むなどして数時間後には、緊急 車両の通行が可能になった2004年新潟県中越地震の実績が一つの目安になると報告している.

國生(2007)は、表-2.4.1 に示すとおり相対残留変形量の性能目標値を例示している. この表においても、修復限界・終局限界の多くが 1m~数 m 以上の大きな変形を評価しなければならないことを示している. つまり、RC などからなる上部構造物では、塑性率が大きく靱性に富むものでも、これだけの大きな相対変位以前に終局状態に至るのが普通であるのに対し、土構造物では、使用限界を超えた評価のためには、上部構造よりかなり大きな変形を扱わなくてはならない. しかしながら、1m~数 m 以上の大きな残留変形を評価できる簡便で信頼性の高い評価法は存在しないのが現状であると報告されている.

構造物	使用限界 (m)	修復限界 (m)	終局限界
建物基礎 (基礎幅10m)	0.05	1	建物倒壊(2m)
道路盛土	0.1	1	車両衝突(2m)
道路上部 切土斜面	0.5	2	道路閉塞(数10m)
造成宅地盛土	0.3	1	建物倒壊(2m)
河川堤防	0.5	2	越流高さの沈下 (洪水時水位)
アースダム (高さ30m)	0.3	1	越流高さの沈下 (設計水位)

表-2.4.1 支持地盤・土構造物の相対変位量の性能目標値の例示(國生, 2007)

常田ら(2007)は、道路盛土の被害形態の一つである段差に関して、明確な根拠に基づく定量的な 性能評価基準あるいはその研究事例は皆無であるのが現状であり、段差被害に対する道路盛土の性 能規定型の耐震設計・補強設計あるいは性能規定型の管理・運用の基準の推進のために、段差被害 レベルと車両の走行性の定量的な評価が必要であることを指摘している.そして、地震時に道路盛 土で発生する路面段差が車両の走行性に及ぼす影響を定量的に把握することを目的として、地震時 の路面段差を模擬した人工段差に対する実車の走行実験を行い、段差通過時の車両の挙動、段差量 と車両の走行速度の関係を検討し、段差レベルと車両の走行性の関係の定量的評価を行っている(常 田ら、2007;中平、2008).また、実験結果と2003年宮城県北部地震および2004年新潟県中越地震に おける応急復旧および交通開放の実態をもとに被災した道路盛土に対する常時の交通機能の確保

2.4 既往の研究

の難易の視点から、車道路面に発生する段差を評価項目とした場合の道路盛土の耐震性能の評価基 準を表-2.4.2 のように示している.

ラック	被災直後における常時の交通機能の確保の難易	被害の評価項目	
129		車道路面の段差高	
1	交通機能は確保される	段差規模が2~3cm以下	
2	交通は低下するが, その確保は容易であり, 比較的短時間で実施できる	段差規模が2~3cmを超えて, 25cm以下	
3	交通機能が低下し,その確保はやや困難であり, やや期間を要する	段差規模が25mを超えて,50cm以下	
4	通行機能が喪失し, その確保は困難であり, 長期間を要する	段差規模が50mを超える	

表-2.4.2 段差に対する道路盛土の耐震性能の評価基準例(常田ら, 2007)

常田ら(2005)は、2004 年新潟県中越地震における道路施設の被害を受けて、将来の地震災害の防止・軽減のためには、地方部や山間部における道路施設の震害特性および道路機能を明らかにして、 今後の地震防災対策に反映する必要性を指摘している。そして被害に関する現地調査および関係資料の収集により得られたデータを道路盛土の被害水準および道路の通行止および道路被害の影響 に関する各特性に着目して分析し、気象庁震度階級関連解説表には道路施設の被害に対する記載が なされていないため、震度階と土木施設の被害水準・道路機能の関係を表-2.4.3 に示すように定量 的に評価している。

表−2.4.3	震度階級と道路施設被害状況との関連(常田ら, 2005)

震度階級	道路施設被害			
0~4	通行に支障をきたす被害は発生しない.			
5弱	通行が不能になるような被害はほとんど発生しない.山間部においては,斜面崩壊の可能性により事前に 通行規制が必要となる場合がある.			
5強	道路上に亀裂や陥没が生じることがあるが、通行には支障がない程度であるものがほとんどである、また、橋梁の取り付け部や横断ボックスの境界部に段差が生じることがある。被害が大きい時には、段差により通行が不能になることもある。橋梁の下部構造に損傷が生じることがあるが、通行には影響を与えない程度である。また山間部においては落石などにより、通行規制が必要になることがある。およそ30km あたり1箇所で通行が不能な箇所が発生する。応急復旧は2,3日以内で終えれることが多い。			
6弱	多くの箇所で道路上に亀裂や陥没を確認できる。また、橋梁の取り付け部や横断ボックスとの境界部における段差が多く見られ、通行が不能になることもある。しかし、30cm以下の段差がほとんどである。道路の盛土部において通行が不能になる程度の規模のすべりを伴う崩壊が生じることがある。橋梁の下部構造においては、損傷が生じることもあり、通行が不能になることがある。また山間部においては落石が多数発生し、土砂崩れや法面の崩壊が発生することもある。およそ10kmあたり1箇所で通行が不能な箇所が発生する。それらの被害のうち半分程度は一週間以内で応急復旧を終えれる程度であるが、山間部では2ヶ月以上を要する被害もある。			
6強	道路上のほとんどの箇所で亀裂や陥没が確認できる。ほとんどの橋梁の取り付け部や横断ボックスの境界 部において段差が発生し、通行が不能になることもある。また30cm以上の段差の発生も顕著になる。道路 の盛土部におけるすべりを伴う崩壊の発生が顕著になる。耐震性の高い橋梁においても、下部構造に損傷			
7	と多く確認でき、通口が不能になることも多い。ドンイルのコンクリード操墾が刺離、落下りることがある。山間部においては土砂崩れや法面崩壊の発生が顕著になる。およそ10kmあたり3箇所程度で通行が不能な箇所が発生する。それらの被害のうち半分程度は10日以内で応急復旧を終えれる程度であるが、山間部を中心に2ヶ月以上を要する被害も多い。			

久世ら(2006)は、2004 年新潟県中越地震において被災した関越自動車道の小出〜長岡間(31.8km) の被災データに基づいて、二項ロジットモデルによる被害関数のモデル化を行っている.具体的に は、図-2.4.3 に示す被災データを用いることで、被害関数は次式で与えられるとしている.

$$y = \frac{40}{1 + \exp(55.40 - 8.80I)} \tag{2-1}$$

ここにyは1kmあたりの被害箇所数およびIは計測震度である.



図-2.4.3 盛土の被害箇所数と作成した被害関数(久世ら, 2006)

(4) 今後の課題

今後,土構造物の耐震設計の性能規定化への移行(谷,2008;杉田,2008;松尾,2008;舘山,2008; 長尾,2008)を受けて,構造物の耐震性が変形量で評価されるケースが増大すると想定される.しか しながら,その際に評価する変形量を精緻に解析するためには,①土質定数,②精度の高い数値解 析手法,③適切な地震動設定の3つの要素が必須となる(地盤工学会,2007c).これらのバランスは 重要であり,②の解析手法だけ技術レベルを高めたとしても,最終的な評価が簡便法よりも良い評 価を与えるとは限らない.特に土構造物の場合,その強度が地盤材料の性質と施工方法,施工の品 質に大きく依存するという特徴があり,この点は他の構造物と大きく異なっている.また既設構造 物の耐震診断においては,建設当時に用いられた土質材料や建設当時の施工管理値が不明である場 合が多い.

このような状況下において,現行の基準類では,検討項目間の技術レベルのバランス等も考慮し, 震度法や Newmark 法などの簡易法が採用されていることが多い.また変形解析を選択する場合に おいても,解析パラメータの品質が地盤調査法のレベルによって異なることから,最終的な評価は 大きく安全側になっている場合が多いと考えられる.

つまり, 土構造物の耐震性を変形量を指標として過度に安全側にならないように照査するために は, 高度な解析手法の採用, 適切な地震動の設定と同時に, 適切な地盤定数の設定が重要である(常 田, 2008). 現段階では, サイト地盤特性や震源特性を考慮した地震動の不確定性, 採用した解析手 法の解のバラツキ, 材料特性値の不均質性・不確定性等を確率的にどのように土構造物の耐震性評 価に反映していくのかなど, 大きな課題が山積しているといえる.

2.4.3 斜面の耐震評価手法

(1) 耐震評価手法の種類

上述したようにレベル2地震動に対して,全ての土構造物が全く変形しないように安定性を十分 に確保した設計を行うことは,不経済であるとともに現実的には困難である.このため,土構造物 の設計では,斜面または法面の地震時変形量が許容範囲内に収まることを目標とするのが現実的で ある.ここで,変形量評価,すなわち耐震評価手法には,以下に示すように安定解析法より得られ る臨界すべり面上の土塊の変形量を求める方法や,有限要素法により直接求める方法等がある.

1) 震度法に基づく安全率の利用:過去の地震災害例を統計的に分析して,安全率と発生変形量との相関を経験公式として導くものである.粗い予測ではあるが,必要とされる地盤情報が最も少なくて済むという長所がある.たとえ安全率が1を下回っても,既往の震度法安定解析のように破壊と判断するのではなく,過去の経験に基づいて変形の大小を推定する.

2)動的な滑り運動解析: Newmark(1965)によって提案されたものが一例で,地震荷重の作用する すべり土塊の運動方程式を解くものである.設計地震動の時刻歴が必要なほか,土のせん断強度と して何を用いるべきか,たとえば静的な非排水せん断強度でよいのか,静的応力状態や動的荷重の 時刻歴を考慮して新たな動的強度を提案すべきなのかという課題を有している.

<u>3)数値解析</u>:差分法,個別要素法(DEM),有限要素法(FEM)などによる地震応答解析を指す.実 地震波に対する地盤の非線形挙動を地盤構造や地盤強度の不均質性を考慮して直接評価すること ができる.その精度は,解析に必要な地盤や入力地震動に関する詳細な情報の量と質,さらに技術 者の能力に応じた地盤構造・材料特性のモデル化の質に依存している.加えて大変形を対象とした 解析では,変形の精度に課題を有している.

(2) 耐震評価手法の課題

最近の計算技術の発展により,弾塑性理論に基づいた有効応力非線形 FEM 解析などの数値計算 で地震時の地盤の大変形挙動をなるべく忠実に再現し,解析結果を設計に反映させる傾向が強まっ ている(たとえば鵜飼, 1998;小田, 2008). そのために非線形解析プログラムが多数開発されている が,適用性について不確実性が残されており,國生(2007)は,以下のような問題点を指摘している. 1)数値解析を進める過程では,モデルの選定,分割要素の選定,構成式,数値積分法,時間刻み, 境界条件の与え方など非常に多くのオプションが介在し,その選び方により結果は大きく変動する. これらの解析条件の詳細は実際には説明されないことが多いが,どんな複雑な数値解析法であって も解析法や解析条件のすべてが明記され,ほかの解析者によっても同一のやり方で同一の結果が得

られることが客観的評価法として認められるための大前提である.よって,このようなルールを今 後確立していく必要があるとしている.

2)大変形を対象に強い非線形性を扱う解析法においては、線形解析のような厳密解を持たないため、結果の最終的妥当性は実測データとの一致度により判断する以外にない.このようなチェック に使える実測データとしては、これまでの大地震における実地盤での被害事例や振動台模型実験結 果が挙げられる.このため地盤情報を含めた被災事例などのケースヒストリーの収集・公開は、性 能設計法確立のために不可欠であるとしている.

3)実地盤よりは容易に大変形や破壊のデータが得られる模型実験が,解析法の実証にしばしば使われるが,境界条件など実現象との違いを十分に認識して解析の対象とすべきである.特に,1G場の模型実験では拘束圧の低さから地盤物性の信頼度が低く,解析結果に実証性が高いとは言い難い場合が多い.さらに遠心場実験でも,土粒子サイズの相似性,大ひずみ破壊時の急速載荷条件での材料物性の相似性,間隙流体の粘性の影響などを数値解析で十分考慮する必要があるとしている. 4) FEM モデルによる解析では,所詮連続体を前提としており,種々の工夫によってもすべり面に沿った大きなせん断ズレや崩壊土塊の流動的破壊の表現は難しい.このため,無数の岩塊や土粒子の1個ずつをモデル化して運動方程式を解く個別要素法などの解析法を,将来的には設計に使えるレベルまで高める努力もされている(たとえば竿本ら,2006).これらは基本的破壊モードやメカニズムを探り設計の参考とする価値は大いにあるものの,模型実験と類似の数値実験として位置付けられるべきものであるとしている.

5) どんな詳細な数値解析法であっても実物を完全に再現することは不可能であり,あくまで理想 化単純化したモデルに留まる.したがって実務的視点からは多くの入力パラメータによる複雑な解 析法を使う代わりに,簡便なモデルにより性能設計に必要な地震時変形量を算定できる計算法の開 発が重要である.このためには,基礎・地盤や土構造物の地震時破壊のメカニズムの基本に立ち戻 り,現象の根幹は捉えているが枝葉は切り捨てた簡易モデルの開発の重要性も否定できないとして いる.また信頼度の高い設計を実現するためには,単に計算モデルや解析技術の問題だけでなく, 前項で述べたように地盤定数や地震動入力の精度向上も必要不可欠であるとしている.

本項ではさらに、斜面の耐震評価手法として、①震度法による斜面安定解析、②Newmark 法によ る地震時変形量解析、③有限要素法による地震時変形量解析の概要を紹介する.具体的には、震度 法による斜面安定解析では、すべり安全率の算定方法に加え、水平震度の設定方法に関しても既往 の研究をレビューする. Newmark 法による地震時変形量解析では、Newmark 法(Newmark, 1965)に よる滑動変位量算定のプロセスについて整理し、Newmark 法の適用事例や同手法の問題点、さらに はその問題点を踏まえ修正を施した Newmark 法の発展形に関する既往の研究について取り纏めた. 有限要素法による地震時変形量解析では、本研究で使用する解析手法である FLIP (Finite element analysis program for Liquefaction Process)(第三期 FLIP 研究会, 2006)および LIQCA (Computer program for Liquefaction Analysis)(液状化解析手法 LIQCA 開発グループ, 2007)の手法の特徴について取り纏 めた後に、大地震による被災斜面を対象に両解析手法を適用した事例を紹介する.加えて、共通の 盛土解析モデルに両解析手法を適用し、採用する解析手法による結果の差異について検討が行われ た事例を紹介する.

(3) 震度法による斜面安定解析

水平震度を考慮したすべり面法による斜面安定解析手法としては、様々な手法が提案されている が、たとえば現在実務においても広く用いられているフェレニウス法によるすべり安全率F。の算定 式は次式により与えられる.

$$F_{s} = \frac{\sum \left\{ c \cdot l + \left(W \cos \alpha - k_{H} W \sin \alpha \right) \tan \phi \right\}}{\sum \left\{ W \sin \alpha + \left(h/r \right) k_{H} W \right\}}$$
(2-2)

ここに, r はすべり円の半径, c は粘着力, φは内部摩擦角, l は分割片で切られたすべり面の弧長, W は分割片の重量, α は各分割片で切られたすべり面の中点とすべり円の中心を結ぶ直線と鉛直線 のなす角, h は各分割片の重心とすべり円の中心との鉛直距離である.

また水平震度 k_Hは計算結果を左右する重要なファクターであるが,以下に示すように様々な算定 方法が知られている.

1)次式のとおり入力地震動の最大加速度 *A*_{max} を重力加速度 *g* で除することによって簡易的に算定 することができ,最も安全側の評価結果が得られる.

$$k_H = \frac{A_{\text{max}}}{g} \tag{2-3}$$

2)野田ら(1975)により,既往の大地震による港湾構造物の被害・無被害の例を集め,その構造物 に入力された地震動の最大加速度と設計震度の関係を求めたもので,次式のとおり表される.ここ に最大加速度 A_{max}が 200gal 未満の場合には,(2-3)式と同様となる.なお,1995 年兵庫県南部地震 以後,野津ら(1997)によってこの設計震度と地盤加速度の関係が再検討されているが,従来の野田 式でよいことが確認されている.また野田式は重力式岸壁を対象としているが,研究実務では盛土 構造物にも準用されている(たとえば澤田ら,1998).

$$k_{H} = \frac{1}{3} \left(\frac{A_{\text{max}}}{g} \right)^{1/3} (A_{\text{max}} \ge 200 \text{ gal})$$
 (2-4)

3)松尾ら(1984)によれば,粘性土地盤上の盛土を対象とした円弧すべり面法による検討を行い, 最大加速度の約 65%に相当する震度を用いれば,実際の被害,無被害事例をよく説明できたとされ ている.なお,ここでの最大加速度 A_{max} は 200gal である.

4) 松尾ら(1997)によれば、1995 年兵庫県南部地震において被害あるいは無被害であった山岳部盛 土を対象に同様の検討を行い、事例を説明できる震度は最大加速度 A_{max}の 40%~80%(盛土材料の 強度定数を崩壊後の崩落崖の高さから推定しており、その推定値の幅を考慮している)であるとさ れている.なお、ここでの推定最大加速度 A_{max} は 300~400gal であった.

5)日本道路協会(1999)は,液状化地盤上の盛土について同様の検討を行い,被害と無被害を区分 する境界の震度が,最大加速度 *A*_{max} が 200gal 前後では 2/3 程度,最大加速度がさらに大きくなれば さらに小さくなるとしている.なお,ここでの推定最大加速度 *A*_{max}は 150~300gal であった.

(4) Newmark 法による地震時変形量解析

盛土内にすべり土塊を設定し、そのすべり土塊が剛体であり、かつすべり面における応力-ひずみ 関係が剛塑性と仮定して、地震時のすべり土塊の滑動変位量を算定する方法である. 基本的には液 状化による過剰間隙水圧の上昇に伴う有効応力の低下(せん断抵抗力の減少)によるすべりは考慮 できない. この方法は、地震波を入力し運動方程式を積分することによって滑動変位量を計算する 方法であり、適切な地震波さえ与えれば他の入力パラメータは円弧すべり計算と同じであるため実 務的である. Newmark 法(Newmark, 1965)の基本仮定は、すべり土塊が剛体で、すべり面における応 力-ひずみ関係が剛塑性であるとしている. しかしながら実際の土は、繰返し載荷に伴う変形の累積 性、軟化性などが強い非線形性を示すので、この手法ではこれらを無視していることになる. また 地震動の盛土内での増幅特性(盛土の地震応答特性)も考慮できないなどの問題もある.

図-2.4.4 に Newmark 法の模式図を示す. Newmark によるオリジナルの方法(Newmark, 1965)は,直線すべりに対する適用であるが,図-2.4.5 に示すような座標系を参考に Ling ら(1995)や舘山ら(1998) によって円弧すべりに対する運動方程式が以下のとおり提案されている.

$$-J\theta + M_{DW} + k_{H}M_{DK} - M_{RW} + k_{H}M_{RK} - M_{RC} = 0$$
(2-5)

 θ は回転角, *J* は慣性モーメント, k_H は水平震度, M_{DW} は自重による滑動モーメント, M_{DK} は地 震慣性力の基準滑動モーメント, M_{RW} は自重による抵抗モーメント, M_{RK} は地震慣性力の基準抵抗 モーメント, M_{RC} は粘着力 *c* による抵抗モーメントである.







図-2.4.5 Newmark 法における運動方程式導出のための座標系(Hata et al., 2008a)

式(2-5)を角加速度 $\ddot{ heta}$ について整理すると、次式が得られる. $\ddot{ heta} = (k_H - k_Y)(M_{DK} + M_{RK})/J$ (2-6)

ここで、kyは降伏震度であり式(2-7)を用いて、安全率F,は式(2-8)を用いてそれぞれ算定される.

$$k_{Y} = \frac{M_{RW} + M_{RC} - M_{DW}}{M_{DK} + M_{RK}}$$
(2-7)

$$F_{S} = \frac{M_{RW} + M_{RC}}{M_{DW}}$$
(2-8)

残留変位量の算定手順については、まず、式(2-8)を用いて最小安全率を与える臨界円、および式 (2-7)により降伏震度を求める.そして入力地震動に対して、式(2-6)を線形加速度法(Newmark, 1959) により、角速度 0,回転角0を逐次計算し、最終的に式(2-9)を用いて、臨界円半径 R と回転角0より 残留変位量*8*を算定する

$$\delta = R\theta \tag{2-9}$$

Newmark 法(Newmark, 1965)は、ロックフィルダムや盛土などを対象として数多くの研究(Makdisi et al., 1977; Lin et al., 1983; Elgamal et al., 1983; Bray et al., 1995; Ling et al., 1995; Kramer et al., 1997; Razaghi et al., 2000; 澤田ら, 1998; 土木学会地震工学委員会, 2000)が行われている. さらにその適用 性は、地震被害との比較(Elgamal et al., 1983), 遠心力場や 1G 場での震動実験(Ling et al., 1995; 土木 学会地震工学委員会, 2000)により検証されている. この手法は、土構造物の常時における安定解析 法が活用でき、解析に必要な情報量が有限要素法に比べ少なく、解析が容易であるとともに、解析 結果が解析者によらず安定していることなどから、前節で述べたように現行の耐震設計基準(鉄道総 合技術研究所, 1999)でも用いられている. 図-2.4.6 は計算例として、同図中における表の土質諸数 値を用いて、盛土高 7m の鉄道盛土におけるレベル 2 地震動(兵庫県南部地震 KobeJMA の NS 成分) による滑動変位量の時刻歴である. この計算によれば、盛土は地震荷重の繰返し載荷に伴い、順次 変形が蓄積し、40cm 程度の変形が生じているが、この残留変形量は、兵庫県南部地震での盛土被 害から想定される変形量のオーダーとも概ね整合することが報告されている(地盤工学会, 2001).



図-2.4.6 Newmark 法の計算例(地盤工学会, 2001)

Newmark(1965)により概念が提案された盛土や斜面の残留変形の簡易評価方法は、Seed(1966)が盛 土の地震後における残留変形量の評価に適用して以来、次のような仮定の下で、現実的な地震応答 特性を考慮するための工夫や改善が行われてきている(中村ら, 2007a).

1) 臨界すべり面が適切に評価できる

2) すべり面は剛塑性挙動を示し、すべり土塊は剛体として挙動する

上記1)の評価は、この方法の根幹に関わる課題の1つである.臨界すべり面の評価対象となる 盛土や斜面は、強度特性の異なる地盤材料により構成されている.同一地盤材料内でも、その強度 特性は、深度に応じて異なるなどの空間分布を有している.一方、臨界すべり面の形状には、一般 に単一の円弧が用いられる.単一の円弧を用いる理由として、形状が単純であり、粘土質な地盤の 臨界すべり面を比較的良く表していること、さらに非円弧形状の臨界すべり面を一意的に表現する ことは困難であることが挙げられる.臨界すべり面の位置は、極限釣り合い解析により、すべり安 全率が1.0を満たすすべり面のうち、最小の作用震度を与えるすべり面として評価されている.

一方,変分原理(Baker et al., 1978)または上界定理(Chen et al., 1983)に基づき,非円弧である対数ら せんを臨界すべり面形状とする試みも古くから行われてきた. Leshchinsky ら(1985)は, Baker ら (1978)による変分原理により得られた対数らせんのすべり形状が上界定理により得られるものと一 致していることを示し, Newmark 法と組み合わせた残留変形の解析法が提案されている(Ling et al., 1995). 対数らせんによる臨界すべり面は,地盤の強度特性を考慮して形状が設定されるので,すべ り面形状を強度特性によらず円弧とする従来の手法より,実すべり面の表現に関する自由度が高く, 上界定理を満足するという物理的背景を有している.

Newmark 法によるすべり土塊への作用震度は、土塊が剛体として挙動することから土塊内で一定、 すなわち加速度が同じであるとして評価されている.しかしながら、地震動の増幅による震動分布 の空間的な差異がすべり土塊内で生じる可能性は高い.すべり土塊内で震度分布が異なれば、土塊 に作用する滑動力は、従来の一定の震度を仮定した時の滑動力と異なる可能性がある.

上記2)は、Newmark 法によりすべり土塊の変形を評価する際の仮定である。Newmark 法では、 土塊が滑る前の地震作用をその変形評価に用いており、すべり土塊とその周辺地盤との相互作用を 考慮していない.しかしながら、その仮定の適用性については、現在でも議論が行われている(Beikae, 2001; Kokusho et al., 2006). Newmark 法を発展させた残留変形の評価法として、有限要素法を用いて 盛土や斜面とすべり土塊とを連成した震動解析により直接求める方法も提案されている(Bray et al., 1995; Kramer et al., 1997; 澤田ら, 1998; Gazetas et al., 1994). これらの手法では、有限要素や質点系で モデル化したすべり土塊とその周辺地盤との間をすべり機構を表す復元力特性を用いて連結する ことにより、すべり土塊の応答を直接評価できる。しかしながら、すべり土塊と周辺地盤との連成 を考慮した方法では、すべり土塊自体の震動がその固有周期近傍で共振するために、すべり機構の 特性、特に減衰定数により応答を制御することが必要となるにも関わらず、その値を適切に設定す ることが困難であるという課題を有している。また動的解析から臨界すべり面を直接求めた場合で も、残留変形評価時のすべり土塊への作用震度は一定として計算するため、臨界すべり面評価時と 残留変形評価時のモーメントの釣り合い式が異なるという問題がある。 (5) 有限要素法に基づく地震時変形量解析:FLIP

土の繰返し応力ひずみ関係をモデル化し、それを有限要素法に組み込み、全体の地震応答を時刻 歴で解析し、変形等を直接算定する方法である.運動方程式の復元力項に非線形履歴モデルを適用 し、直接積分法による時刻歴応答解析により非線形解析を行うことができる.

盛土などの斜面法面に直交する方向の2次元断面を対象として,盛土・基礎地盤を有限要素に分割する有限要素法により,各節点の変位量を算出する.入力地震動は時刻歴波形となり,解析は時間領域で行うため解析時間ステップ毎に盛土の変形量を得ることができる.

一般に,有効応力モデルとしては,せん断応力-せん断ひずみ関係と場合によっては過剰間隙水圧 の発生に関するモデルが必要となる.FLIP では,せん断応力-せん断ひずみ関係としては,図-2.4.7 に示すような多数の仮想的な双曲線型バネで構成されており,主応力軸の回転が自然に考慮される マルチスプリングモデル(Towhata *et al.*, 1985)が採用されている,ここで,双曲線型のバネにおいて は,履歴減衰の大きさを任意に調節可能なように拡張されている.また過剰間隙水圧の発生に関す るモデルとしては,井合モデル(Iai *et al.*, 1992)が採用されている.



図-2.4.7 マルチスプリングモデル(Towhata et al., 1985)

井合ら(1998)は、釧路空港の高盛土におけるアレー観測の記録のうち、盛土の最大加速度が 0.5g 程度に達した 1993 年釧路沖地震における記録に対して、FLIP を用いた非線形地震応答解析を実施 し、FLIP の適用性について検討を行っている.非線形地震応答解析においては、高盛土法面(水平 距離 650m、鉛直距離 140m の範囲)を図-2.4.8 に示すように 7850 要素に分割し、有限要素法を用い た解析を行っている.入力地震動としては、1993 年釧路沖地震において地中基盤で観測された加速 度波形の解析断面方向の上下水平成分を用いている.図-2.4.9 に残留変形図を示すが、解析による 盛土表面の水平変位が 10cm 程度であり、観測値が 2~3cm 程度であったことから整合性があると している.また解析による鉛直変位に関しても盛土上部では沈下、法先付近では隆起となり、整合 性が高いことが報告されている.しかしながら図-2.4.10 に示すように地震計設置地点における応 答加速度のフーリエスペクトルで比較すると、法先および法中では解析値と観測値の整合性がよい が、法肩および一般地盤部地表において適用性が低いことが報告されている.



図-2.4.10 地震計設置位置における観測値と解析値のフーリエスペクトルの比較(Iai et al., 1999)

(6) 有限要素法に基づく地震時変形量解析:LIQCA

二相混合体理論に基づいた土-水連成の動的な支配方程式(Oka et al., 1994)に, 砂の繰返し弾塑性モデル(Oka et al., 1999)および R-O モデルを組み込んだ非線形解析手法である.具体的には,土の繰返し応力ひずみ関係をモデル化し,それを有限要素解析法に組み込み,全体の地震応答を時刻歴で解析し,変形等を直接算定する方法である.

盛土法面の2次元断面を対象として,盛土・基礎地盤を有限要素の分割する有限要素法により各 節点の変位量を算出する.解析は,入力地震動を加速度の時刻歴波形として与える動的解析であり, 地震動時刻歴の細かな時間ステップ毎に盛土法面の変位量を得ることができる.

地盤のモデル化は、有効応力に基づく弾塑性理論にしたがい、地震時の過剰間隙水圧の発生および地盤の剛性低下を考慮することができる.また LIQCA では、地盤中の間隙水の移動、すなわち 地盤の透水現象が考慮されている.したがって計算から得られる変形量には圧密による変形も含ま れており、地震後に生じる地盤の過剰間隙水圧消散に伴う沈下も計算することができる.

LIQCA では, (a)地盤の剛性低下に伴い, 盛土荷重によって液状化層が流動し, 盛土天端が沈下す る変形, (b)地震時慣性力により堤体がその振動モードに応じて振動することによる過渡的な変形, (c)発生した過剰間隙水圧が時間とともに消散することによる沈下等, 地震時の盛土法面の変形要因 として考えられるもの全てが考慮される.

計算の事前準備として検討対象断面を選定し,既存の地盤調査結果の収集・整理を行った後に, FEM メッシュを作成,入力パラメータを設定する.本解析では,初めに静的 FEM 自重解析を行い, 地盤の初期応力状態を算定しておく.次に入力地震動を設定し,動的 FEM 解析を行い,時刻歴応 答値の算定を行う.最終的に得られた解析結果を整理して評価を行う.

なお,完全液状化時における計算上の不安定化を回避するために,過剰間隙水圧が初期有効拘束 圧の99%までしか上昇しないように定式化がなされている.また微小変形理論に基づき定式化がな されている.

渦岡ら(2004)は、2003 年宮城県北部地震において宮城県河南町西猿田地区で発生した斜面崩壊を 対象として、有効応力解析 LIQCA を適用することで、①比較的規模が大きかったこと、②崩壊土 砂が多量の水分を含んでいたこと、③震動終了後数分してから斜面が崩壊したという証言があるな どの点で特徴的である当該斜面崩壊のメカニズムを考察している.

有限要素解析モデルは図-2.4.11 に示すとおりであり、モデル底面に河南観測所(対象地点から東へ約 16km)の GL-77m で観測された EW 成分を入力している.前震(7月 26日 0時 13分)および本震(同日 7時 13分)の入力地震動を図-2.3.12 に示す.本論文では,前震が斜面崩壊に与えた影響を考慮するため,前震入力後 7時間圧密解析を行った後,本震を入力することで,前震ならびに本震を通じた一連の解析を実施している.初期応力状態は同一の FEM モデルを用いて自重解析により算定しており,盛土部のうち,地下水位以下の飽和層には,繰返し弾塑性モデル(Oka *et al.*, 1999)を,地下水以浅の不飽和層には全応力 R-O モデルを,地山層には弾性体モデルを適用している.

図-2.4.13 に(a)本震直後および(b)本震後 15 分経過した後の要素安全率の逆数(1/F)分布を示す.こ こで要素安全率は,要素毎のせん断強度を作用しているせん断応力で除した値である.本震直後は,

液状化した盛土の飽和層では1に近い要素安全率となっているが、15分経過した後は、盛土つま先 部の不飽和層でも要素安全率が1に近くなっている.これは、液状化した飽和層で支持できなくな ったせん断応力が、盛土つま先部の不飽和層に分配されたためであり、実際の崩壊が震動中ではな く、震動後に発生したことを裏付ける結果であるとしている.



図-2.4.13 本震直後ならびに本震後 15 分後における要素安全率の逆数の分布(Uzuoka et al., 2005)

6

7

8

(7) 適用する構成モデルが地震時変形量に及ぼす影響

地盤工学会(2007c)では、様々な構成モデルを用いて盛土の地震時における非線形解析を実施し、 適用する構成モデルに関する留意点を取り纏めている.比較対象とした構成モデルは、①修正 H-D モデル(Hardin *et al.*, 1972)、②修正 R-O モデル(Jennings, 1964)、③UW モデル(Wakai *et al.*, 2004)、④ LIQCA(Oka *et al.*, 1999)、⑤FLIP(Towhata *et al.*, 1985)である.図-2.4.14 は対象とした高さ 9m の盛土 の解析モデルであり、右側法肩C点における応答加速度と応答変位に関して比較検討を行っている. 動的変形特性などの入力初期条件は図-2.4.15 に示すとおりであり、入力地震動としては鉄道構造物 等設計基準・同解説(1999; 2007)におけるスペクトル I 適合波が採用された.実際の解析で用いられ た初期せん断弾性係数 *G*_{max}と基準せん断ひずみ*y*,の深度分布を図-2.4.16 に示す.



図-2.4.14 比較対象となる盛土解析モデル(地盤工学会, 2007c)





6

7

8

図-2.4.17 に C 点における応答変位の時刻歴を示す. 残留変形量は, 修正 H-D モデルで 0.0787cm, 修正 R-O モデルで 0.0609cm, UW モデルで 33.1cm, LIQCA で 6.41cm, FLIP で 20.6cm となってい る. この図より構成モデルによる差異は, 修正 H-D モデルおよび修正 R-O モデルとそれ以外のモ デルで顕著にみられ, 修正 H-D モデルと修正 R-O モデルにおいては, 残留沈下がほとんど発生し ていない. 一方で, それ以外の UW モデル, LIQCA および FLIP においては, 定量的な差異は見ら れるものの, 定性的には同様の挙動を示しており, 時刻 15 秒付近から沈下が発生し, それが残留 沈下として蓄積されている. 盛土天端において残留沈下が見られたモデル(UW モデル, LIQCA, FLIP), すなわち弾塑性理論あるいはマルチスプリングモデルに基づいたモデルにおいては, 最大せ ん断ひずみが天端から法面にかけて円弧状に分布することが報告されており, これは地震時のひず み増分方向が初期応力+地震荷重の応力方向によって表現されているのが原因であるとされてい る(地盤工学会, 2007c).

よって地震時における盛土天端の残留変形を FEM 解析で評価する場合には、地震時のひずみ増 分方向が、初期応力+地震荷重の応力方向で決まるモデルを適用する必要があると報告されている (地盤工学会,2007c).しかしながら修正 H-D モデルや修正 R-O モデルのような、せん断ひずみ増分 方向がせん断応力増分方向と一致するモデルで初期応力方向の応力増分が発生しないモデルにつ いても、水平加速度応答の評価には適用可能であると報告されている(地盤工学会,2007c).



図-2.4.17 変位応答時刻歴の比較(地盤工学会, 2007c)

2.4.4 斜面の地震時応答に関する研究

(1) 形状が斜面の地震応答に及ぼす影響

斜面の耐震性を評価するためには、斜面の地震応答特性を把握しておくことが必要不可欠である. ここでは、斜面の幾何学的形状(斜面高,法勾配,天端幅等)が地震応答特性に及ぼす影響に関する 既往の研究成果について取り纏める.

柳沢ら(1984)は、図-2.4.18 に示すような弾性体による三次元斜面解析モデルの正弦波による有限 要素動的解析を実施して、盛土の地震応答特性に及ぼす谷地形の影響について検討を行っている. 具体的には、①x-z 断面 (図-2.4.18)の盛土形状を変化させたケース、②法面の傾斜角を変化させたケ ース、③盛土された谷の流れ方向の傾斜角を変化させたケースの計3ケースを図-2.4.18 に示す8種 類のモデルについて検討を行っている.その結果、①法面の傾斜角によっては、2つの大きな応答 変位のピークが出現すること、②谷が急傾斜になるに従い法肩の鉛直方向の応答変位が局所的に増 幅されること、③盛土形状によって複雑な地震応答特性を示すことが報告されている.

佐々木ら(1988a; 1988b)は,長野県西部地震における御尾山の大規模斜面崩壊を参考に,写真-2.4.1 に示すような形状を有する弾性体であるシリコンゴムを用いた斜面の振動台模型実験を実施して いる.実験では図-2.4.19に示す尾根角度αおよび斜面角度βを変化させることにより,斜面形状が地 震応答特性に及ぼす影響について検討を行っている.その結果,尾根角度αが大きくなる場合の加 速度応答倍率の変化の傾向は,尾根方向加振時には減少,尾根直角方向時には変化なし,鉛直方向 加振時には増加の傾向を示し,また共振振動数については,いずれの加振方向についても尾根角度 が大きくなるにつれて増加する傾向を示したことが報告されている.





写真-2.4.1 斜面模型概要(佐々木ら、1988)



図-2.4.19 斜面模型寸法(佐々木ら, 1988)

安田ら(1990)は、伊豆大島近海地震において道路建設にあたっての切取斜面に崩壊が集中していたことを鑑み、図-2.4.20に示すようにゼラチンによる模型斜面を切り取っていき、それぞれのステップにおいて正弦波による振動台実験を実施している.その結果、斜面形状が道路建設によって変化した場合、切土斜面での地震応答性が高くなる傾向があり、その傾向は、斜面の固有周期と地震動の卓越周期の関係や地震動の斜面に対する方向成分等に影響されることが報告されている.



図-2.4.20 模型形状(安田ら, 1990)

吉見ら(1991)は、伊豆大島近海地震および長野県西部地震における斜面崩壊事例を参考に、図 -2.4.21(a)に示すような形状を有する弾性体であるシリコンゴムを用いた斜面の振動台模型実験を 実施し、斜面形状が地震応答特性に及ぼす影響について検討を行っている.その結果、斜面の地震 応答特性に対して、斜面勾配の影響が大きく、地形形状の影響は小さいことが示されており、斜面 勾配の影響は、加振方向の勾配よりも加振直角方向の勾配のほうが大きいことが報告されている.

吉見ら(1992)は、図-2.4.21(b)に示すような形状を有する斜面に対しても同様の振動台模型実験を 実施している.その結果、加速度増幅特性においては、斜面形状による明確な差異は確認できなか ったものの、変位応答においては斜面勾配が 30deg.以上の場合に中間高さ以上で形状による差異が 確認できたことが報告されている.



都間ら(2007)は、盛土の幾何学的形状が地震時における盛土内の加速度応答分布に及ぼす影響に ついて検討を行っている.具体的には、UW モデルによる2次元動的有限要素法を用いて、図-2.4.22 に示すような平坦な基礎地盤上の左右対称な台形盛土を基本形とし、盛土高さ T、天端幅 B、法面 勾配 m をそれぞれ変化させることによるパラメトリックスタディを実施している.その結果、盛土 内の応答加速度は、図-2.4.23 に示すように天端に向け概ね底面に平行して増幅していき、また増幅 に対しては、盛土高による影響が大きく、天端幅および法面勾配による影響は極めて小さいことが 報告されている.



図-2.4.23 基本ケースにおける応答加速度分布(都間ら, 2007)

上記では、振動台模型実験および FEM 解析の結果に基づき、斜面の幾何学的形状が地震応答特 性に及ぼす影響について検討されたものを紹介した.一方で、簡易的に斜面の地震応答特性を推定 するための研究もこれまで行われてきている.斜面の地震応答特性を把握するための簡易手法とし て,固有値解析による固有振動数の算定が挙げられる.前項で述べた Newmark 法の発展形(Bray et al., 1995; Kramer et al., 1997; 澤田ら, 2000; Gazetas et al., 1994)を滑動変位量算定手法として採用する場 合には、斜面を質点系の振動モデルでモデル化を行うにあたり、予め斜面の固有振動数を計算して おく必要がある. Razaghi ら(1999)が、入力地震動の卓越振動数と盛土の固有振動数との関係が地震 時における斜面の滑動変位量に大きな影響を及ぼすことを報告していることからも、斜面の固有振 動数を正確に算定することは重要である.通常、固有値解析を行えば厳密な盛土の固有振動数が算 定可能であるが、行列計算等が含まれるため設計実務において採用するには煩雑であると考えられ る.複雑な形状を有する斜面ではなく、水平成層地盤を対象とする場合には、松原(1999)、澤田ら (2001)、蔡ら(2005)によって固有振動数算定式がそれぞれ提案されている.そこで以下に、斜面の固 有振動数算定式に関する既往の研究を紹介する. 斜面の天端幅および法勾配を考慮しない場合,すなわち無限水平成層地盤の水平方向の固有振動 数f_Hは剛基盤を仮定すると次のように表される.

$$f_H = \frac{V_s}{4H} \tag{2-10}$$

松村(1934)によれば、二等辺三角形(くさび形)の断面形状を有する斜面の水平方向の固有振動数 f_Hの算定式は次のようになる.

$$f_{H} = \frac{J_{n}V_{s}}{2\pi H} \cdot \sqrt{1 - \frac{J_{n}^{2}\eta^{2}}{4H^{2}\rho^{2}V_{s}^{2}}}$$
(2-11)

ここに, *H* は斜面高, ρ は密度, η は粘性係数である. また J_I はベッセル関数であり1次の場合 $J_I=2.40483$ となる.

一方で,中村ら(1988)は,図-2.4.24 に示すように盛土上に 40cm のバラストを想定した鉄道盛土 を2次元 FEM 解析モデルでモデル化を行い,固有値解析を行った結果を用いて盛土の水平方向の 固有振動数f_Hの近似推定式を提案している.

$$f_{H} = 0.28 \left(\frac{B}{H}\right)^{0.84} \cdot B^{-0.97} \cdot V_{s}$$
(2-12)

ここに, *B* は天端幅である. 表-2.4.3 は上記で示した4つの固有振動数算定式の特徴を取り纏めたものである. このように既往の斜面の固有振動数算定式では,法面勾配の影響が考慮されていない. またくさび形断面の式および松村の式では,天端幅*B*が式中に取り入れられていない. さらにこれらの算定式は,水平基盤上の斜面を前提に定式化を行われているため,傾斜基盤に関するパラメータが全く考慮されていないことが読み取れる.



図-2.4.24 鉄道盛土の FEM モデル(中村ら, 1988)

	せん断波速度	斜面高	天端幅	法面勾配	傾斜基盤勾配
1/4波長則	0	0	×	×	×
松村の式	0	0	×	×	×
中村・中野の式	О	0	0	×	×

表-2.4.3 既往の斜面の固有振動数算定式の問題点

〇:固有周波数に及ぼす影響を考慮している.

×:固有周波数に及ぼす影響を考慮していない.

(2) 主体となる盛土構造物の振動モード

前術した盛土の地震応答特性や固有振動数算定式は、1次振動を想定しているものがほとんどで あるが、図-2.4.25 に示すような2次振動との差異がどの程度あるのかについて基本的な検討を行っ た.盛土形状は、都間ら(2007)を参考に盛土高 H=10m、天端幅 B=18m、法面勾配 1:s=1:1.8 の左右 対称の台形形状を有する盛土 (図-2.4.22)を対象とした.また密度p=2.0t/m³ およびせん断波速度 V_s=150m/sec の弾性体盛土を想定し、水平もしくは上下方向の入力波は加速度振幅 100gal の正弦波 5 波とし、入力振動数fを 0.1~10Hz まで 0.1Hz 刻みで変化させた.図-2.4.26 は法尻に対する天端 の加速度振幅の比率を入力振動数毎にプロットしたものである.この図によれば、水平ならびに上 下方向ともに 1 次の振動モードが支配的であることから、盛土の地震応答として 1 次振動を想定、 すなわち 1 質点系の振動モデルで盛土をモデル化することは妥当であるものと考えられる.また水 平 1 次固有振動数は 3.3Hz となっており、盛土構造物の固有振動数は 2.0~4.3Hz の範囲内にある (Okamoto(1973))ことから、設定した盛土モデルは平均的で現実的なモデルであることが確認できる.









(3) 傾斜基盤が斜面の地震応答に及ぼす影響

傾斜基盤上の盛土の地震被害は、1978 年宮城県沖地震(たとえば阿部ら、1982)、1993 年釧路沖地 震(たとえば三浦ら、1994)、1993 年北海道南西沖地震(たとえば北林ら、1994)、1995 年兵庫県南部地 震(たとえば応用地質学会、1995)、2004 年新潟県中越地震(たとえば地盤工学会、2007a)などの既往の 大地震において宅地造成盛土や道路盛土等の被害として報告されている(奥園、2008).

那須(1989)は,既往の大地震による盛土の被害発生箇所の地盤状態について検討を行い,地震時 におけるすべりや亀裂を伴うような比較的規模の大きい盛土構造物被害は,傾斜基盤上で多発して いることを報告している.

近藤ら(1995)は、図-2.4.27 に示すような動的遠心模型実験を行い、水平正弦波のみの加振にも関わらず、比較的大きな鉛直加速度応答が生じ、盛土天端が沈下し始めるとさらに大きな鉛直加速度が観測されることを示すことを報告している。また近藤ら(1996)は、盛土の残留変形モードは、法 肩付近から滑り出すモードを示すことを報告している。さらに古関ら(1997)は、同様の動的遠心模 型実験の結果に基づき、盛土の天端と法肩の沈下は、主として盛土全体のせん断変形によって生じたものであることから、傾斜基盤上の片盛土を対象とする場合には、すべり面の存在を仮定した安定計算で得られた安全率は、指標的な取扱いとせざるを得ないとしている。



図-2.4.27 検討対象とした模型断面(近藤ら, 1995, 1996; 古関ら, 1997)

山本ら(1999)は、地震時における傾斜基盤上の斜面の不安定化要因について検討するため、兵庫 県南部地震で被災した傾斜基盤上の盛土地盤(図-2.4.28(a))とそれに隣接する被災しなかった盛土地 盤(図-2.4.28(b))について地震探査による地盤調査と地震応答解析を行っている.その結果、傾斜し た基盤上の斜面の地震時における不安定化要因には、①加速度の増幅によるものと、②基盤層境界 付近のせん断ひずみの集中によるものがあるとしている.前者は、石積み擁壁の腹み出しや石積み 頭部の小崩壊などの比較的小規模な崩壊を引き起こす原因であり、後者は、傾斜した基盤境界付近 をすべり面とする大規模なすべり崩壊を引き起こす原因となると報告している.また傾斜した基盤 を持つ斜面では、表土層がある程度の層厚を有する場合、地震時に基盤層境界付近にせん断ひずみ が集中しやすくなることが報告されている.
さらに沖村ら(1999)は、図-2.4.28 と同様のモデルを用いて地震応答解析を実施し、傾斜基盤上の 斜面では、加速度が基盤層から地表面に向かって大きく増幅されやすく、特に法肩付近での増幅率 が大きくなるとしている。特に基盤境界面の勾配が水平から傾斜部に変化し始める部分では、表土 層や盛土部の加速度が大きく増幅されることが報告されている。また傾斜基盤層上の盛土では、上 下方向の応答加速度による慣性力が生じやすく、斜面安定性に大きな影響を及ぼす可能性があるこ とを指摘している。



図-2.4.28 有限要素解析モデル(山本ら、1999; 沖村ら、1999)

國生(2005)は、新潟県中越地震では、水平加速度と同等、あるいはそれ以上の鉛直加速度が観測 されており、技術基準によってしっかりとした締固めが行われているはずの高速道路盛土において も傾斜基盤での被災が数多かったことを報告している.

都間ら(2007)は、UW モデルによる2次元動的有限要素法を用いて、盛土の幾何学的形状が傾斜 基盤上の両盛土および片盛土の地震応答加速度分布に及ぼす影響について検討を行っている.その 結果、図-2.4.29(a)に示すように傾斜基盤上の両盛土においては、盛土内の応答加速度は盛土の法肩 に向け概ね底面に平行して増幅し、法肩から盛土底面に引いた垂線上の応答加速度の分布形状をみ た場合、底面の傾斜が大きくなると法肩付近での応答加速度がわずかに小さくなるものの、同じ盛 土厚を有する平坦基盤上の盛土と同様な傾向を示すことが報告されている.また、図-2.4.29(b)に示 すように傾斜基盤上の片盛土においても同様に、盛土内の応答加速度は盛土の法肩に向け概ね底面 に平行して増幅し、法肩から盛土底面に引いた垂線上の応答加速度の分布形状をみた場合、同じ盛 土厚を有する平坦基盤上の盛土と同じような傾向を示すことが報告されている.





(4) 鉛直地震動が斜面の地震応答に及ぼす影響

前項の傾斜基盤の影響に関する一部の既往の研究では,鉛直地震動の影響が指摘されている.よってここでは,鉛直地震動が斜面の地震応答に及ぼす影響に関する研究を紹介する.

古賀ら(1977)は、図-2.4.30 に示すような砂を材料とする大型模型盛土の鉛直振動台実験を行い、 鉛直振動(545gal)のみの加振では法面が滑動することはなかったことを報告している. この理由とし て鉛直振動により、滑動力と抵抗力が共に増減し、斜面安定性への影響としては相殺されているた めであるとしている.

平田(1985)は、図-2.4.31 に示す斜面解析モデルを対象として、渡辺・馬場(1981)の方法を用い地 震動の鉛直成分(日本海中部地震・深浦ならびに宮城県沖地震・開北橋)が盛土の滑動変位量に及ぼ す影響に関する検討を行っている.これによると上下動入力が盛土の滑動変位量に与える影響とし ては励起される水平動によるところが大きく、その影響は小さいと報告している.



田村ら(1985)は、図-2.4.32に示すような小名浜砂を用いたフィルダム模型の振動破壊実験を行い、 その結果に基づいて、水平ならびに鉛直2方向から同時に加振した場合の法面安定の評価方法を提 案している。そして法面の滑動破壊に関して、鉛直加速度は水平加速度の約半分程度の影響を及ぼ すことを指摘している。

安田ら(1992)は、上下動が盛土法面の安定性に与える影響に関して検討を行うために、図−2.4.33 に示すような豊浦砂を用いた模型盛土を用いた振動台模型実験を実施している.その結果、水平動 だけでなく上下動も加わることによって、すべり破壊が生じる水平動の大きさが小さくなっていく 傾向があることを指摘しており、地震時における盛土の安定性に上下動が与える影響を設計に考慮 する必要があると報告している.



舘山ら(1995)は、兵庫県南部地震においては土構造物にも甚大な被害が生じたことから、上下動 を考慮した斜面の地震時安定解析手法を提案している.具体的には、円弧すべりによるフェレニウ ス法に対して、想定すべり面毎に水平動と上下動による地震動ベクトルを作用させ、最小安全率を 定義する手法を提案している.堀井ら(1995)は、舘山ら(1995)の方法を用いて、盛土法面の地震時の 安定性について検討を行っている.具体的には、兵庫県南部地震における神戸海洋気象台の NS お よび UD 成分の加速度観測記録を用いて、すべり安全率を計算している.その結果、同一の震度で も上下動を考慮することによる震度の作用方向の影響がすべり安全率に影響を及ぼしていること を指摘している.

鳥居ら(2001)は、UW モデル用いた弾完全塑性有限要素法による地震応答解析を行い、水平動と 上下動を同時に入力したモデルにおいては、水平動のみを入力したモデルとは異なる周期において、 盛土斜面において堤頂全体の隆起を伴う変位を示す場合があることを指摘している.そして水平動 のみを入力地震動として採用した場合には、Makdisi & Seed 法(1978)で求めた地震時の滑動変位量を 適切に評価できないことを指摘している.

石川ら(2003)および土木学会原子力土木委員会(2004)では,原子力発電所基礎地盤および周辺斜面 の地震時安定性評価手法の体系化にあたり,動的上下動を考慮した地盤安定性評価に関する基本的 な検討を行っている.具体的には,岩盤上で観測された地震記録から,水平動と上下動の加速度ピ ーク値の発生時間差を整理・分析し,入力地震動としての両者の加速度ピーク発生時間差が基礎地 盤や周辺斜面の最小すべり安全率のばらつきに及ぼす影響に関して,等価線形解析手法を用いて検 討した結果,大きな影響を及ぼさないことを報告している.

Melo ら(2004)は、等価線形解析手法 FLAC (ICG, 1996)を用いて、図-2.4.34 に示すような斜面解析 モデルの地震応答解析を実施している.具体的には、水平方向ならびに鉛直方向の数多くの入力地 震動を作用させたパラメトリックスタディを実施し、動的解析結果に基づいて、震度法を用いた斜 面安定解析における等価震度を水平方向ならびに鉛直方向についてそれぞれ算定している.その結 果によれば、鉛直震度は水平震度の 1/3~1/4 程度であり、上下動を考慮した斜面安定解析に関する 研究の先駆けである Chopra ら(1965)の研究および Idriss ら(1967)の研究で与えられる鉛直震度より も小さいことが報告されている.



図-2.4.34 盛土解析モデル(Melo et al., 2004)

(5) 線状構造物の地震時三次元応答の影響

上記の既往の研究紹介では、斜面横断面を対象とした地震応答特性、すなわち斜面の二次元的地 震応答特性に関する既往の研究について紹介してきた.しかしながら延長が長い道路盛土などの線 状構造物では、横断面方向の地震応答に加え、延長方向の地震応答を考慮した3次元的な地震応答 特性を把握しておくことは重要である.

加納ら(2002)は、ゼラチンを用いた振動台模型実験を行い、線状構造物は地震時において、写真 -2.4.2 および写真-2.4.3 に示すような盛土延長方向に周期的に変位が増幅される現象を示す可能性 を指摘している.また秦ら(2003)は、三次元波動論をもとに周期的に変位が増幅される区間 / に関 する算定式を次のように導出している.

$$l = \frac{2\pi H V_s}{\sqrt{4\pi^2 f_H^2 H^2 - J_1^2 V_s^2}}$$
(2-13)

ここに、*H* は盛土+軟弱地盤の高さ、*V*_s はせん断波速度、*f*_H は水平方向の盛土の固有振動数、*J*₁ は1次のベッセル関数(=2.40483)である. Kano ら(2004)は、上式をさらに展開することによって、 1/4 波長則から求まる盛土の固有振動数の 1.53 倍以上の卓越振動数成分を有する地震動によって、 水平成層地盤を有する線状構造物が加震された場合に、周期的に変位が増幅される現象が発生する こと、この 1.53 倍の振動数は、上述した二等辺三角形の断面形状を有する盛土の固有振動数(松村、 1934)とほぼ一致することを報告している. また Kano ら(2005)は、これらの3次元的地震応答に起 因して2次元応答に比べて 1.5~2.0 倍程度に振幅が増幅されることから、設計水平震度に換算して 2割程度の割増しが必要であることを指摘している. さらに Kano ら(2007)は、1993 年釧路沖地震 によって被災した釧路川遊水池左岸堤防(**写真-2.4.4**)に上式を適用することで、釧路川堤防が地震時 における3次元応答の影響によって局所的に被災した可能性が高いことを報告している.





写真-2.4.4 釧路沖地震で被災した釧路川堤防

4.5 過剰間隙水圧が斜面の地震時応答に及ぼす影響

これまでの研究紹介では、基本的に全応力状態における斜面の地震応答特性に関する研究につい て紹介してきた.しかしながら地震前、地震中、そして地震後における斜面内の有効応力状態がそ れぞれ同一であるとは限らない.また、新潟県中越地震では、2.2.33項で示したとおり甚大な 地盤災害が報告されているが、地震前の先行降雨に起因した地震時における過剰間隙水圧の発生が 地震時の斜面安定性に悪影響を及ぼした可能性が指摘されている(たとえば土木学会、2006).

地震時における過剰間隙水圧の発生が、盛土等の斜面の耐震性について検討がなされた例として、 2.4.3項で示した渦岡ら(2004)の研究等がある.ここでは、研究実績は少ないものの、地震時に おける過剰間隙水圧の発生が斜面の耐震性に及ぼす影響に関する既往の研究を紹介する.

Matsuoら(2002)は、図-2.4.35 に示すような長大斜面をイメージした動的遠心模型実験を実施している.具体的には、表面に水位を設定した江戸崎砂による模型盛土について正弦波加振を行い、水位が斜面の変形に及ぼす影響について検討を行っている.そして遠心実験結果に基づいて、図-2.4.36 に示すような締固め度と初期せん断応力比との関係図を提案している.

一井(2005)は、人工降雨を与えた後に、図-2.4.37 および写真-2.4.5 に示す 1G 場の振動台実験をま さ土による盛土を対象として実施している.入力地震動には 1999 年台湾集集地震の波形を採用し ている.その結果、降雨による盛土の耐震性低下が確されているが、それが地盤の強度低下、ある いは重量増加による慣性力増加に起因するものか判断が難しいことが報告されている.



図-2.4.36 締固め度と応力比の関係(Matsuo et al., 2002) 写真-2.4.5 模型盛土の全景(一井, 2005)

松丸ら(2007)は、図-2.4.38 に示すように模型盛土の背面から水を与えた状態で最大加速度 400gal の正弦波およびポートアイランド修正波による動的遠心模型実験を行い、稲城砂を用いた盛土の地 震時応答に水位や飽和の程度が及ぼす影響について検討を行っている.さらに図-2.4.39 に示すよう に LIQCA を用いた遠心実験の再現解析を行い、有効応力解析の適用性についても検討を行ってい る.その結果、盛土に変形が生じたときには、盛土法肩では加速度応答に減衰が生じ、盛土内では 過剰間隙水圧が発生することを確認しており、有効応力解析において概ね再現可能であることを報 告している.また盛土の変形の駆動力になっているのは、あくまでも入力加速度であり、盛土に液 状化のような過度の軟化現象が発生しているわけではないことを指摘している.

大川ら(2007)は、図-2.4.40 に示すように模型盛土の背面から水を与えた状態で道示の I 種地盤レベル2タイプ2地震動を用いた動的遠心模型実験を行い、実験結果を対象とした Newmark 法の耐 震性能照査手法としての適用性について検討を行っている.盛土の締固め度が低く盛土内の浸透水 位が高いと、大規模な流動的な崩壊が生じるものの、法尻付近の浸透水位を下げることで大規模な 崩壊が防げることを報告している.また、円弧すべり法による安全率および Newmark 法による滑 動変位量の双方に対して、浸透水位および締固め度の違いの影響は定性的には評価可能であるが、 浸透水位が高く締固め度が高いほど、両計算法が安全側の評価を与えることを指摘している.



秦ら(2008b)は、地震時の斜面崩壊における過剰間隙水圧の影響を把握する目的で、図-2.4.41 に示 すような傾斜基盤上の盛土内に地下水位を形成させた動的遠心載荷模型実験を実施している. さら に LIQCA を用いて遠心実験結果の再現を試みている.実験ケースは、すべり土塊と傾斜基盤面付 近に水浸の有無による変形及び崩壊の形態の相違を確認するため、すべり土塊の非水浸条件ならび に水浸条件の2ケースを実施している.水浸条件の実験(Case 2)においては、模型すべり土塊を作成 した後、40G の遠心場(模型縮尺:1/40)において給水タンクより電動バルブを介して模型盛土の上流 側から給水することで、盛土すべり面近傍の地盤を飽和させ、正弦波(図-2.4.42)による加振実験を 行っている.一方で、非水浸条件の実験(Case 1)においては、40G の遠心場においてすべり土塊の自 重圧密を完了させた後に、正弦波(図-2.4.42)による加振実験を行っている.その結果、すべり土塊 の傾斜基盤面付近の領域が水浸することにより、地震時において過剰間隙水圧が発生・上昇するこ とで地盤のせん断強度が低下し、すべり土塊が大崩壊にいたることを動的遠心模型実験および有効 応力解析の両面からそれぞれ確認している(図-2.4.43・図-2.4.44 参照).





非水浸条件(Case 1)

(a)

(a)





(b) 水浸条件(Case 2)

図-2.4.43 加振によるすべり土塊の変形状況



図-2.4.44 過剰間隙水圧比の分布と等倍変形図(20sec)

2.4.6 盛土および基礎地盤における地盤強度の不均質性の取り扱いに関する研究

構造物を設計する際には、種々のパラメータを確定論的に決定し、その確定値を設計式に代入し て許容応力照査を行う手法が一般的である.しかし地盤工学の分野においては、本質的に地盤が不 均質性を有していることから、それを不確定要素として捉え、その影響を考慮するために信頼性設 計を適用することが検討されている.常時における斜面安定性に地盤強度の不均質性が及ぼす影響 に関しては、松尾らの研究(松尾ら、1971、1972; Matsuo *et al.*、1974)を先駆けとして、これまで数多く の研究が行われている(たとえば土田ら、1998; Yuecemen *et al.*、1990).

一方で、地震時における斜面の安定性に関しては、震度法、Newmark法、地震応答解析のそれぞれに対し、地盤強度の不均質性が及ぼす影響に関する研究が行われてきた。

(1) 震度法を対象とした研究

Ribera(1980)は,道路盛土を対象に震度法を適用した円弧すべり法において,強度定数の不均質性 に加え,地震動強さの不確定性に着目し,土質物性値を変化させたパラメトリックスタディを実施 している.その結果,せん断強度(*c*, *ø*),特に粘着力*c*がすべり安全率に及ぼす影響が比較的大きい ことを指摘している.

伊藤ら(1987)は、長大岩盤斜面を対象に、有限要素法に基づく1次ガウス近似法(FOSM 法)を用いて、地盤の諸物性値の不均質性の変動幅が、地震時の斜面安定性に与える影響について検討を行っている.その結果、設計水平震度 k_H=0.3 および設計鉛直震度 k_F=0.15 を使用した場合、粘着力がすべり安全率に及ぼす影響が比較的大きいことが報告されている.また地盤強度の不均質性を考慮した地震時の斜面安定性の評価においては、物性値の変動係数の半分程度の幅で土質物性値の平均値を用いて得られたすべり安全率を低減すればよいことを示している.

北浦ら(1988)は、盛土構造物を対象に震度法を適用した円弧すべり法において、強度定数の不均 質性に加え、地震動強さの不確定性に着目し、1次ガウス近似法(FOSM 法)による信頼性解析を行 っている. その結果、地盤の不均質性および地震動の不確定性の度合いが大きくなるに従い、盛土 の破壊確率が上昇することを報告している.

藍田ら(1989)は、円弧すべりを想定した長大斜面を対象に、水平震度を考慮した確率有限要素法 (鈴木ら, 1985)を用いて、地震時における斜面安定性に関する土質物性値の感度分析を実施している. . 感度分析の対象としたパラメータは、弾性係数 E、ポアソン比v、単位体積重量y、粘着力 c、内部 摩擦角øである. その結果、せん断強度(粘着力 c ならびに内部摩擦角øがすべり安全率の変動に及 ぼす影響が大きいことを指摘している.

山下ら(2003)は、盛土構造物を対象に、震度法を適用した円弧すべり法に対してモンテカルロシ ミュレーションによる信頼性解析を行っている.またこの研究では、地盤の不均質性を考慮する際 に、強度定数間の相関を考慮すると共に、空間的な不均質性についても考慮を試みている.その結 果、地盤の不均質性の度合いが大きくなるに従い、破壊確率の上昇のみならず、安全率の平均値も 低下するという結果を得ている.

2-99

(2) Newmark 法を用いた研究

田中ら(2005a)は、図-2.4.45 に示すような片盛土を対象として、地盤強度(粘着力 c および内部摩 擦角のの不均質性が耐震安定性に及ぼす影響について検討を行っている.具体的には、図-2.4.45 で 示した盛土を図-2.4.46 に示すような水平互層構造を有する不均質地盤モデル(水平方向には地盤は 均質であるが、鉛直方向には一定層厚毎に地盤の不均質性を考慮できるモデル)を用いてモデル化を 行い、円弧すべりを想定した Newmark 法を用いて、モンテカルロシミュレーションによる信頼性 解析を行っている.入力地震動には、レベル2地震動に相当する神戸海洋気象台 NS 成分(1995 年兵 庫県南部地震)、小千谷 NS 成分(2004 年新潟県中越地震)、広尾 NS 成分(2003 年十勝沖地震)を採用 している.その結果、入力地震動の特性に依存せず、地盤強度の不均質性を考慮することによって 盛土の耐震性評価指標である安全率および降伏震度は低下する傾向にあり、それと対応して残留変 位量は増大する傾向にあることを報告している.

中村ら(2007b)は、盛土内の地盤強度の不均質性による深度方向分布および地震動の増幅を考慮した Newmark 法(中村ら, 2007a)を用いて、図-2.4.47 に示す解析モデルを対象として、内部摩擦角¢の不均質特性が正規分布に従うものと仮定したモンテカルロシミュレーションによる信頼性解析を行っている.入力地震動には、近年地震被害をもたらした計 17 個の地震記録を採用し、すべり面形状としては、円弧すべり面および複合すべり面を想定し、残留変形量に応じた被災度に基づく図-2.4.48(U-model:均質モデル;V-model:不均質モデル)に示すような損傷度曲線を算定している. その結果、地盤強度の不均質性ならびにすべり面形状の差異が損傷度曲線に及ぼす影響が比較的大きいことを報告している.





図-2.4.45 対象とする盛土モデル(田中ら、2005a) 図-2.4.46 不均質地盤モデル(田中ら、2005a)



図-2.4.47 対象とする盛土モデル(中村ら, 2007b)



(3) 動的解析を用いた研究

Dakoulas ら(1985)および Gunturi ら(1998)は,盛土を高さ方向にせん断剛性 G が変化する1 次元の 弾塑性せん断梁としてモデル化を行うことで,地盤強度の不均質性を考慮した盛土の地震応答解析 を実施している.その結果,不均質性を考慮することによって,入力地震動に対する大きな増幅作 用が発生する可能性を指摘している.

高橋ら(2001)は、表層地盤に対して1次元全応力等価線形解析(DYNEQ;吉田ら,1996)を行っている。不均質パラメータとしては、せん断波速度および規準ひずみとし、それぞれ独立に対数正規分布で変動させている。また評価パラメータとしては、地表面最大応答加速度および地表面最大応答速度であり、モンテカルロシミュレーションを 50 ケース行っている。その結果、不均質パラメータの不均質性が増大する、すなわち変動係数が増大するにつれて評価パラメータの変動係数も増大することを報告している。

高野ら(2001)は、液状化地盤上の河川堤防を対象とし、2次元非線形有効応力解析(LIQCA; Oka *et al.*, 1999)を行っている.不均質パラメータとしては複数設定しているが、結果的に液状化強度曲線の傾きおよび液状化強度の不均質性に帰着させて地盤の不均質性の影響を検討している.この研究では、モンテカルロシミュレーションは行われず、確定解析と平均値より±σで変動させた確定的な解析結果の比較のみを行っている.評価パラメータとしては、盛土天端の沈下量に着目している.その結果、平均値±σの入力値を用いた解析を行い、それぞれに対応する応答値を算定し、それより応答値の確率分布を仮定することで、信頼性設計が行える可能性があることを示している.

畠中ら(2002)は、表層地盤に対して1次元非線形全応力解析を行っている。不均質パラメータは せん断波速度 V,および内部摩擦角¢とし、それぞれ独立に正規分布で変動させている。評価パラメ ータとしては、地表面最大応答加速度および地表面最大応答変位であり、モンテカルロシミュレー ションの試行回数は 500 回である。また、確定解析も同時に行い、信頼性解析との比較検討を行っ ている。その結果、不均質パラメータの変動係数が増大するにつれ、評価パラメータの変動係数も 増大することを示している。

中村(2003)は、表層地盤に対して2次元非線形全応力解析(STADAS; Yoshida, 1993)を有限要素法 により実施している.不均質パラメータはせん断波速度 V,および内部摩擦角¢とし、パラメータ間 は完全相関関係にあると仮定し、さらに空間分布を正規確率場であると仮定している.さらに、2 次元有限要素メッシュの鉛直方向の各列を1次元モデルとして抽出し、1次元解析も同時に行って いる.この研究では、モンテカルロシミュレーションは行わず、2次元モデルの地表面の各節点に おける応答値と、それに対応する位置の1次元モデルの応答値について、1次元および2次元の確 定解析結果と比較する手法を用いている.その結果、2次元モデルよりも1次元モデルの方が、地 最大加速度、速度、変位に関して大きな変動係数が得られる傾向にあることが報告されている.

Griffiths ら(2004)は、弾塑性 RFEM とよばれる手法を用いて、図-2.4.49 に示すような斜面における粘着力 c の不均質性を考慮したモンテカルロシミュレーションによる信頼性解析を実施している. 各有限要素メッシュに割り付ける粘着力 c には自己相関関数を想定している.図-2.4.50 は解析結果の一例であり、地盤強度の不均質性を考慮することで、経済的な性能設計の可能性を示している.

2-101

田中ら(2004, 2005b, 2005c)は、UW モデル(Wakai et al., 2004)を用いた弾完全塑性有限要素法によ る地震応答解析を実施している. 不均質パラメータはせん断波速度 V_s, 粘着力 c, 内部摩擦角 øとし、 パラメータ間の相関関係を仮定して、それぞれ正規分布で変動させている. 評価パラメータとして は、最大応答加速度、水平残留変位、鉛直残留変位に関する深度分布等であり、モンテカルロシミ ュレーションの試行回数は 300 回である. また、確定解析も同時に行い、信頼性解析との比較検討 を行っている. 図-2.4.51 は解析モデルの一例である. その結果、盛土の最も重要な耐震評価指標で ある残留変位量に地盤の不均質性が及ぼす影響が大きく、さらには不均質性を考慮することによっ て残留変位量は増加傾向にあり、不均質性を考慮しなかった場合と比較して、数倍程度の残留変位 量が生じる可能性があることを報告している.

若井ら(2005, 2007)は、上記と同じく UW モデル(Wakai et al., 2004)を用いた弾完全塑性有限要素法 による地震応答解析を実施している.不均質パラメータは弾性係数 E および内部摩擦角¢であり、 ガウス分布の確率密度関数に従う不均質性を仮定している.評価パラメータとしては、主に天端に おける沈下量であり、モンテカルロシミュレーションの試行回数は 1000 回である.図-2.4.52 は解 析モデルであり、有限要素メッシュの大きさや自己相関距離などを変化させたパラメトリックスタ ディを実施している.その結果、地震後の残留沈下量の分布が対数正規分布で表現できることを示 しており、均質モデルの解析結果と大きく異なる結果が得られる場合があることを報告している.



図-2.4.49 粘着力を変動させた斜面解析モデル 図-2.4.50 変形解析結果の一例(Griffiths et al., 2004)



図-2.4.51 地盤強度の不均質性を考慮した盛土解析モデル例(田中ら, 2005b)



図-2.4.52 地盤強度の不均質性を考慮した盛土解析モデル例(若井ら, 2005)

2.4.7 まとめ

斜面の耐震性評価は、従来の安全率照査から変形量等を照査する耐震設計法に移行されつつある. これらの性能規定型の耐震設計においては、行政機関などにより要求性能が明示されていることが 重要である.しかしながら盛土構造物に対する要求性能に関する研究は、近年盛んに行われている ものの、鉄道盛土を除いて明確な要求性能が明示されている事例は数少ない.また盛土構造物の耐 震性を変形量で、さらに過度に安全側にならないように照査するためには、①適切な解析手法の採 用、②適切な地震動の設定、③適切な地盤モデルの設定が重要である.さらにそれらの設定に際し て、①採用解析手法(耐震評価手法)による解のバラツキ、②地震動の不確定性、③地盤強度の不均 質性などを盛土構造物の耐震性評価にどのように反映してくのかが課題である.

耐震評価手法に関しては、震度法、Newmark 法、有限要素法に大別されるが、どんな詳細な評価 手法であっても実物を完全に再現することは不可能であり、あくまで理想化単純化したモデルに留 まるため、実務的視点からは多くのパラメータによる複雑な解析法(たとえば有限要素法)を使用す る代わりに、簡便なモデルにより性能設計に必要な地震時変形量を算定できる計算法が必要となる ことも多い. さらに有限要素法では、適用する構成モデルによって解析結果に比較的大きな差異が 生じる可能性が指摘されているだけでなく、同じ解析コードを使用しても解析者の技量や経験によ り解析結果が大きく変動することが知られている. そこで現象の根幹は捉えているが枝葉は切り捨 てた簡易モデルの開発が必要となるが、その1つのアプローチとして Newmark 法の発展・改良が 挙げられる. 一方で、Newmark 法の問題点としては、盛土の地震応答特性、鉛直地震動の影響、地 盤強度の不均質性などの影響が考慮されていない点にある.

地震応答特性に関しては、盛土の幾何学的形状や傾斜基盤が地震応答に及ぼす影響に関しての定 性的な評価はこれまで行われているが、応答特性の定式化などの定量的な評価はこれまで完全には 行われていない.また傾斜基盤の存在による鉛直地震動の影響の増大が指摘されているものの、鉛 直地震動が危険側もしくは安全側に作用するのかについては明確な結論は得られていない.一方で、 盛土の地震応答特性は横断面方向において議論がされているが、道路盛土などの線状構造物では、 地震時において3次元的な応答を示す可能性が指摘されている.

また,沢部盛土や地震前の先行降雨などによって盛土が多量の水分を含む場合には,地盤強度が 著しく低下することによって,地震時において大変形を起こす可能性が指摘されているが,現在の ところ研究実績は数少ない.

地盤強度の不均質性に関しては、常時における斜面安定性に加えて、震度法を用いた静的な状態 にモデル化した地震時の斜面安定性として数多くの研究が存在し、モンテカルロシミュレーション による信頼性解析などの多くの検討が行われてきた.一方で、地震時における動的な状態における 斜面安定性については、Newmark 法や有限要素法を用いた検討が行われており、地盤強度の不均質 性を考慮することによって算定される残留変形量が増大する可能性が指摘されている.しかしなが ら、こういった研究事例は現在のところ数少なく、地盤のモデル化によって算定結果に差異が生じ ることなどに関して課題が残されている.

2-103

2.5 本研究の位置付け

本章では、既往の大地震による斜面の崩壊事例、現行の斜面の耐震設計指針、斜面の耐震性評価 に関する既往の研究を取り纏めることによって、盛土の耐震性評価に関するレビューを行った.表 -2.5.1 に本研究の位置付けについて整理したものを示す.

日本国内では,既往の大地震のたびに盛土が被災しており,盛土の耐震性に関する評価が大きく 見直される契機となったとはいえ,1995年兵庫県南部地震以降の近年発生した地震(たとえば2004 年新潟県中越地震など)においても盛土の被害は多発しており,今後近い将来発生するであろう大地 震においても盛土の被害が十分に予想される(2.2.38項参照).

現行の盛土の耐震設計指針では、Newmark 法などの変形量の評価手法が徐々に導入されつつある ものの、盛土の地震応答特性の影響や地盤強度の不均質性の影響などに対する考慮が総合的な見地 からなされていないなどの課題がある(2.3.13項参照).

またこれらの影響に関する様々な既往の研究が存在するものの,統一的な見解が得られていなかったり,定量的な評価が十分になされていないなど課題が山積している(2.4.7項参照).

これらの課題を踏まえ、本研究では表-2.5.1 に示すように既存の手法では対応していない影響を 適切に考慮することのできる盛土の耐震診断手法の開発を行う.

以下に診断手法の開発の流れを示す.

まず、本研究では第3章において、盛土形状を考慮した水平および上下方向の地震応答特性の評価手法を確立する.具体的には、盛土を実用的な1質点系の振動モデル(クロススプリングモデルとよぶ)でモデル化する手法を提案する.

次に,第4章および第5章において,盛土の地震時応答に基づいて,地震時における盛土の崩壊範囲ならびに滑動変位に関する評価手法をそれぞれ提案する.盛土の崩壊範囲に関する評価では,地 震時における法肩から天端におけるすべり面位置までの水平距離に着目し,地盤強度の不均質性を 考慮した新たな評価手法を提案する.盛土の滑動変位に関する評価では,Newmark 法に盛土の地震 時応答の影響を適切に組み込んだ新たな評価手法(地震応答考慮型 Newmark 法とよぶ)を提案する. 提案手法では,盛土の地震応答の影響,入力地震動の影響,鉛直地震動の影響,傾斜基盤の影響, 地盤強度の不均質性の影響をそれぞれ考慮できるものとした.

最後に、本研究では第6章において、第3~5章で得られた知見に基づいた盛土の実用的な耐震 診断フローを構築する.さらに構築した耐震診断手法を日本国内に実在する高速道路盛土に試験的 に適用することによって、同手法の適用性についても検証を行い、システィマティックな耐震診断 の枠組みを提示する.

2-104

表2.5.1 本研	·究の位置付け
-----------	---------

r.

	盛土や斜面の耐震性評価に関するレビュー						
	既往の大地震による斜面崩壊	斜面の設計指針	既往の研究				
現状の問題点等	 既往の地震による盛土の被害 既往の大地震のたびに道路盛土,高速 道路盛土,鉄道盛土,宅地造成盛土, 空港盛土などにおいて被害が多発 線状構造物の耐震性確保 1995年兵庫県南部地震以降,道路,鉄 道などの線状構造物では、ライフライン の観点から一か所の崩壊がシステム全体の機能不全につながるため,盛土といえども従来の設計レベルを越える耐 震性(レベル2地震動に対する耐震性) を確保する必要があることが指摘されている 被災盛土の形状 被災盛土の形状は、平坦基盤上の盛土 と傾斜基盤上の盛土に大別される 将来予想 今後,近い将来発生するであろう大地 震においても盛土の被害が十分に予想 される 	 現行の設計指針では、震度法とすべり 現行の設計指針では、震度法とすべり 円法を組み合わせた斜面安定計算に 基づいて盛土の耐震性を評価するもの が未だ多く残されている 最新の設計指針 一部の設計指針(特に鉄道構造物等設 計標準・同解説等)では、Newmark法な どの変形量で照査可能な評価手法が 徐々に導入されつつある Newmark法の主な問題点 盛土の地震応答特性が考慮されていない 地盤強度の不均質性が考慮されていない い 崩壊範囲予測の重要性 現行の設計指針では、残留変形量によ る規定が主であり、盛土の崩壊範囲に 関しては規定されていない. 各都道府県の崖条例における建物の建 築禁止距離に関する規定が存在 	 耐震診断手法のあり方 実務的視点からは、簡便なモデルにより 性能設計に必要な地震時変形量を算 定できる計算法の開発が重要、現象の 根幹は捉えているが枝葉は切り捨てた 簡易モデルの開発が必要. 盛土の地震応答特性 盛立の幾何学的形状や傾斜基盤が地 震応答に及ぼす影響に関しては、応答 特性を定式化するなどの定量的な評価 はこれまで完全には行われていない、 鉛直地震動が危険側もしくは安全側に 作用するのかについては明確な結論は 得られていない、地震応答特性は横断 面方向において議論がされているが、 道路盛土などの線状構造物では、地震 時において3次元的な応答を示す可能 性が指摘されている。 地盤強度の不均質性 Newmark法や有限要素法を用いたモン テカルロシミュレーションによる信頼性解 析が行われており、地盤強度の不均質 性を考慮することによって算定される残 留変形量が増大する可能性が指摘され ているが、研究事例は現在のところ数少 なく、地盤のモデル化によって算定結果 に差異が生じる。 				
本研究における対応	 既往の地震による盛土の被害 盛土の耐震診断手法の開発の必要性 【第1章・第2章】 線状構造物の耐震性確保 相対的な弱点箇所を見つけだせる程度 の実用的な耐震診断手法の必要性 【第1章・第2章】 少ないコストと時間で効率的に盛土の耐 震性を評価する技術の開発 【第1章・第2章】 被災盛土の形状 水平基盤上の盛土の地震応答特性の 評価【第3章】 損来予想 盛土の耐震診断手法の開発の必要性 【第1章・第2章】 	 ■現行の設計指針 震度法による斜面安定計算とNewmark 法の概念を併用した盛土の耐震診断手 法の開発【第6章】 ■最新の設計指針 震度法による斜面安定計算とNewmark 法の概念を併用した盛土の耐震診断手 法の開発(ただし弾塑性FEMの使用に ついても一部言及)【第6章】 ■ Newmark法の主な問題点 盛土の地震応答特性が考慮可能な Newmark法の開発【第4章】 地盤強度の不均質性が考慮可能な Newmark法の開発【第4章】 ■崩壞範囲予測の重要性 地震時における盛土斜面の崩壞範囲に 関する評価手法の開発【第5章】 各都道府県の崖条例の問題点の抽出 【第5章】 	 ■ 耐震診断手法のあり方 Newmark法の問題点を改良し、実用性 を目指した耐震診断手法(地震応答考 慮型Newmark法)の開発【第4章】 ■ 盛土の地震応答特性 幾何学的盛土形状を考慮した盛土の地 震応答特性の評価【第3章】 (第4章) ■ 臨土の地震応答特性 第二次「第3章・第4章] (第3章・第4章] 鉛直地震動が盛土の耐震性能に及ぼす 影響に関する評価【第3章・第4章] 出電動電動が盛土の耐震性能に及ぼす 影響に関する評価【第3章・第4章] 提案する耐震診断手法における線状構 造物の地震時3次元地震応答に関する 影響の考慮【第6章] ■ 地盤強度の不均質性 地盤強度の不均質性を考慮した盛土の 耐震診断手法の開発【第4章】 地盤強度の不均質性を考慮した盛土和 面解析モデルの設定方法の開発 【第4章】 実在する盛土における地盤強度の不均 質特性の把握と適用【第4章】 				

表-2.5.2 は本研究で開発する地震応答考慮型 Newmark 法の特徴を明らかにするために,他の既往の耐震診断手法との比較を行ったものである.ここで,比較対象とした手法は,①FLIP などに代表される有限要素法,②Newmark(1965)によってその概念が示され,後に舘山ら(1998)によって円弧すべりに適用可能なように改良が加えられた従来型 Newmark 法,③盛土内の地震動増幅などが考慮可能なように従来型 Newmark 法に改良が加えられた修正 Newmark 法の3つである.

以下に、各計算手法の特徴を列挙する.

- ・ 地震応答考慮型 Newmark 法ならびに修正 Newmark 法は,有限要素法と従来型 Newmark 法の中間的な位置付けの手法である.
- ・ 有限要素法では、盛土の地震応答特性を精度良く再現できる可能性が高い、しかしながら、
 入力パラメータの設定が煩雑であるために使用者によって計算結果に大きな差異を生じる
 可能性を有している。また複雑な数値計算を行うため、他手法と比較して耐震診断結果が
 得られるまで時間を要する。
- 従来型 Newmark 法では、非常に数少ない入力パラメータにより計算が可能であり、使用者によって計算結果に差異は生じない。しかしながら、地震時における盛土の地震応答特性を考慮できないという大きな問題を有している。
- ・ 地震応答考慮型 Newmark 法では、盛土のモデル化を一部簡略化していることに起因して、
 修正 Newmark 法と比較して若干簡易的な手法である。しかしながら、修正 Newmark 法の
 問題点の1つである上下動の影響を考慮することが可能である。
- ・ 盛土のモデル化の方法にも依存するものの、全ての計算手法において地盤強度の不均質性 を考慮することは可能である。一般に地盤強度の不均質性の考慮により、有限要素法では 残留変位量は増加するのに対し、従来型・地震応答考慮型・修正 Newmark 法では安全側も しくは危険側両方に作用する可能性を有している。
- 現在、従来型 Newmark 法および有限要素法の一部の解析コードでは、設計実務においても 取り入れられつつあり、プログラムの一般化が図られている。また修正 Newmark 法のグロ グラムについては、開発者に個別に問い合わせる必要があり、広く一般化が図られている とはいえない。しかしながら、地震応答考慮型 Newmark 法は表計算ソフトで計算すること も可能であり、特殊なソフトウエアは必要としないことから、将来的に一般化が図られる 可能性を有している。

上記の地震応答考慮型 Newmark 法の特徴を踏まえ,本研究では、1次スクリーニング手法の位置付けによる盛土の耐震診断手法を開発する.すなわち本提案手法は、すべて比較的簡便な手法による構成とし、入力データに関しても一般的な斜面安定計算に用いられるデータに基づくものとした.なお、本提案手法は、動的遠心模型実験結果、1G 場における振動台模型実験結果、実際の被災事例などとの比較検討を行い、比較的良好に再現可能であることが確認できた手法を組み合わせることによって、耐震診断手法を構成させることにより各要素技術の適用性を確認する.よって簡便性を兼ね備え、実用性を目指した盛土の耐震診断手法を提案することを本研究の目的とする.

				表 一	2.5.5 盛土の画	討震診断手法の	比較			
*	予読店日	i	ü	Λ	vi	vii	iiiv	ix	х	xi
	山 歌項日 計算手法	 事前の土質 試験項目 入力パラ メータの数 	プログラム の一般化	使用者 による 計算結果 の差異	適用範囲	滑動変位 の計算	水平方向の 磁土の 地震応答 特柱	上下方向の 磁土の 地震応答 特性	地震時 非線形性	地盤強度の 不均質性
	有限要素法(FEM) ¹⁾	뀩	公 公	ب	삼☆☆☆	(卒)	주수수수	☆☆☆☆	☆☆☆☆	작작
	従来型Newmark法 ^{2),3)}	****	なななな	주수수수	ү	주주주	1	i	Ι	\$ \$ \$
	地룑応答考慮型 Newmark法 ^{40,5)}	ななな	(な)	ななな	☆☆	☆☆☆	☆☆	삼な	(な)	작な
	修正Newmark狯 ^{6,7),8)}	44	☆	주주	ななな	주주주	꾸꾸꾸	(な)	수수	4
	■ 凡例 なななな:秀	ななな:優		なな:良		☆:可		(々):将来的[2]	t可, 一部改良才,	九ば可
	■ 参考文献 1)たとえばFLIP:Towhata, I.	. and Ishihara, K. (1985	i): Modeling soil behav	vior under principal st	ress axes rotation, Pro	oc. of 5th International	conference on numeri	cal method in geomec	hanics, Nagoya, Japar	l, pp.523-530.
	2) Newmark, N. M. (1965): F 3) 舘山勝, 龍岡文夫, 古関桃	Effects of earthquakes o 個一, 堀井克己(1998),	on dams and embankm :盛土の耐震設計法に	ents, Geotechnique, V こ関する研究, 鉄道総	'ol.15, No.2, pp.139-1 研報告, Vol.12, No. ²	159. 4, pp.7-12.				
-	4) 秦吉弥, 一井康二, 加納晶 	就二, 土田孝, 山下典 	彦(2008): 上下動が盛 	主の地震時変形に及	ぼす影響に関する一	考察、地盤と建設、	/ol.25, No.1, pp.93-10			
5	5) 楘吉弥, 一井康二, 土田 6) Kramer, S. L. and Smith, N	孝, 李黎明, 加納誠二, M. W. (1997): Modified	,山下典彦(2008):地) d Newmark model for (震時の斜面の変形量 seismic displacements	評価における解析手 of compliant slopes,	法および入力地震動 Jour. of Geotechnical	の選定, 地すべり(日オ Engineering, ASCE, '	z地すべり字会誌), V Vol.123, No.7, pp.635	ol.45, No.1, pp.64-71 5-644.	
	7) Razaghi, H. R., Yanagisaw	va, E. And Kazama, M.	(2000): An approach	to seismic permanent	displacement of slope:	s, Jour. of Geotechnic	al Engineering , JSCE,	No.659/III-52, pp.1-	16.	
	8) 中村晋, 澤田純男, 吉田皇	望(2007):多層構造を	有する斜面の地震時永	k 久変形の簡易評価 フ	5法とその適用性、土	:木学会論文集C, Vo	l.63, No.1, pp.269-284			

2-107

2.5 本研究の位置付け

【第2章の参考文献一覧】

- (001) 阿部隆,村山良之(1982):仙台周辺の地形改変と都市問題,地理, Vol.27, No.9, pp.44-51.
- (002) 藍田正和, 鈴木英也, 石井清, 鈴木誠(1989): 地震時斜面安定性に関する材料物性値の感度分析, 土木 学会年次学術講演会講演概要集, Vol.44, Ⅲ-437, pp.948-949.
- (003) Baker, R. and Garber, M. (1978): Theoretical analysis of the stability of slopes, *Geotechnique*, Vol.28, No.4, pp.395-411.
- (004) Beikae, M. (2001): Is Newmark method conservative?, Proc. of 4th international conference on recent advances in Geotechnical Earthquake Engineering(CD-ROM), San Diego, Paper No.5-16.
- (005) Bray, J.D., Augello, A. J., Leonards, G A., Repetto, P. C. and Byrne, R. J. (1995): Seismic stability procedures for solid waste landfills, *Jour. of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.121, No.2, pp.139-151.
- (006) 蔡飛, 鵜飼恵三, 青木咲知江(2005): 成層地盤の固有周期の簡便計算法, 第40回地盤工学研究発表会講 演論文集(CD-ROM), No.1102, pp.2199-2200.
- (007) Chen, W. F. and Sawada, T. (1983): Earthquake-induced slope failure in nonhomogeneous, anisotropic soil. *Soil and Foundations*, Vol.23, No.2, pp.125-139.
- (008) Chopra A. K. and Clough R. W. (1965): Earthquake Response of Homogeneous Earth Dams, Soil Mechanics and Bituminous Materials Research Laboratory, University of California, Berkeley, California, Report No. TE-65-11.
- (009) 第三期 FLIP 研究会事務局(2006): 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP(Ver.7.1.3)取扱説明書,
 平成 18 年 8 月 3 日, 401p.
- (010) Dakoulas, P. and Gazetas, G (1990): A class of inhomogeneous shear models for seismic response of dams and embankments, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.4, No.4, pp.166-182.
- (011) 土木学会(2000):土木構造物に関する第3次提言と解説,第8章,土木構造物の耐震設計法に関する特別 委員会, pp.29-34.
- (012) 土木学会(2006): 平成 16 年新潟県中越地震被害調査報告書(CD-ROM), 新潟県中越地震被害調査特別委員会編.
- (013) 土木学会(2007):巨大地震災害への対応検討特別委員会,耐震性評価及び耐震設計検討部会報告書, pp.398-418.
- (014) 土木学会原子力土木委員会(2004):上下動を考慮した原子力発電所基礎地盤及び周辺斜面の地震時安定 性評価,土木学会論文集 No.757/Ⅲ-66, pp.21-31.
- (015) 土木学会地盤工学委員会(2006):土構造物の性能評価に関する研究小委員会.
- (016) 土木学会, 地盤工学会(2007): 道路被害, 2007 年能登半島地震被害調查報告書, pp.132-215.
- (017) 土木学会,地盤工学会,日本地震工学会,日本建築学会,日本地震学会(2007):地盤の被害,2007 年新 潟県中越沖地震災害調査報告会資料集,pp.18-41.
- (018) 土木学会地震工学委員会(2000):高地震力に対する土構造物の耐震設計法に関する研究報告,高地震力 に対する土構造物の耐震設計法に関する研究小委員会編, pp.105-183.
- (019) 土木学会西部支部(2005):2005 年福岡県西方沖地震被害調査報告書, 土木学会西部支部福岡県西方沖地 震被害調査団, 230p.

- (020) 土木学会耐震工学委員会(1963):北美濃地震について-1961 年 8 月 19 日の地震調査報告より抜粋-,土木 学会誌, Vol.48, No.10, pp.52-59.
- (021) 土木研究所(1975):大分県中部地震調査概報,土木研究所資料,第1053号,25p.
- (022) 江口和義, 瓦川善三, 鈴木明彦, 原隆志(2003): 高盛土における大規模地震時の耐震性能, 土木学会第 58 回年次学術講演会講演概要集(CD-ROM), Ⅲ-217, pp.433-434.
- (023) 液状化解析手法 LIQCA 開発グループ(2007):LIQCA2D07(2007 年公開版)資料, 平成 19 年 12 月 3 日, 174p.
- (024) Elgamal, A. W. M., Scott, R. F., Succarieh, M. F. and Yan, L. (1990): La Villita Dan response during five earthquakes including permanent deformation, *Jour. of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.116, No.10, pp.1443-1462.
- (025) 古本一司(2007): 道路土工の設計に関する最近の取組み,構造物の安全性および信頼性 JCOSSAR2007 論 文集, pp.319-320.
- (026) Gazetas, G and Uddin, N. (1994): Permanent deformation on preexisting sliding surface in dams, Jour. of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.120, No.11, pp.2041-2061.
- (027) 岐阜県(2005): 岐阜県地域防災計画・地震対策編. http://www.pref.gifu.lg.jp/pref/s11117/saigai_siryo/
- (028) Griffiths, D.V. and Fenton, G A. (2004): Probabilistic slope stability by finite elements, *Jour. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.130, No.5, pp.507-518.
- (029) Gunturi, V. R. (1998): A class of inhomogeneous shear models for seismic analysis of landfills, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.17, No.3, pp.651-665.
- (030) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. (1972): Shear modulus and damping in soils: design equations and curves, Proc. of the ASCE, Vol. 98, No. SM7, pp. 667-692.
- (031) 橋本隆雄(2007): 宅地基礎・地盤の耐震診断と耐震改修, 土と基礎, Vol.55, No.5, Ser.No.592, pp.25-28.
- (032) 秦吉弥,加納誠二,佐々木康(2003):地震時における堤防の三次元応答に関する振動台実験,土木学会 地震工学論文集(CD-ROM), Vol.27, No.251.
- (033) 秦吉弥,一井康二,土田孝,加納誠二(2007a):現場データを用いた地震時における斜面の崩壊範囲に関する検討,第42回地盤工学研究発表会講演論文集(CD-ROM), No.917, pp.1827-1828.
- (034) 秦吉弥,一井康二,土田孝(2007b):地震時における斜面の崩壊範囲に関する一考察,土木学会論文集
 C, Vol. 63, No. 3, pp.677-690.
- (035) Hata, Y., Ichii, K., Tsuchida, T., Kano, S. and Yamashita, N. (2008a): A practical method for identifying parameters on the seismic design of embankments, *Georisk*, Vol.2, No.1, pp.28-40.
- (036) 秦吉弥, 倉岡千郎, 李黎明, 鵜飼恵三, 若井明彦(2008):動的遠心模型実験による地震時斜面崩壊の検証と数値解析, 第46回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp.209-212.
- (037) 畠中仁, 室野剛隆(2002): 地盤定数のばらつきを考慮した表層地盤の非線形応答特性, 日本地震工学シンポジウム論文集(CD-ROM), Vol.11, pp.769-774.
- (038) 畑中元弘,北村泰寿(1968):えびの地震および十勝沖地震による二,三の土木構造物の被害について, 土木学会年次学術講演会講演概要集 I, Vol.23, pp.373-374.

- (039) 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(2006):設計要領,第一 集,土工編,350p.
- (040) 平出務,田村昌仁(2006):建築物の敷地に関する技術基準類の現状 その2 がけ条例,第41回地盤工学研究発表会平成18年度発表講演集(CD-ROM), No.5, pp.9-10.
- (041) 平田和太(1985): 地震動の上下成分が盛土斜面の安定に及ぼす影響,土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.40, I -296, pp.591-592.
- (042) 広島県地震防災対策調査検討委員会(2003):広島県の地震防災対策のあり方,平成13年(2001年)芸予地 震の被害実態調査と想定される地震への防災対策,資料編(平成14年度調査),207p.
- (043) 本城勇介,本田道識,小川浩一,門田浩一,鈴木誠,建山和由,八谷誠,古川毅,村上章,若槻好孝(2007): 盛土構造物の性能規定化における課題と展望,土木学会論文集C, Vol. 63, No. 4, pp.993-1000.
- (044) 堀井克己, 舘山勝, 龍岡文夫, 古関潤一(1995): 鉛直動を加味した土構造物の地震時安定解析結果, 土 木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.50, Ⅲ-263, pp.526-527.
- (045) 井合進,一井康二,佐藤幸博,桑島隆一(1998):高盛土の地震応答解析,日本地震工学シンポジウム論 文集, Vol.10, pp.1557-1562.
- (046) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1992): Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, Vol.32, No.2, pp.1-15.
- (047) Iai, S., Ichii, K., Sato, Y. and Kuwajima, R. (1999): Earthquake response analysis of a high embankment on an existing hill slope, 2nd International Conference on Earthquake Geo-technical Engineering, Lisboa, Portugal, pp.697-702.
- (048) 伊吹山四郎, 市原薫, 沢田健吉, 藤井治芳, 島津晃臣, 小川哲夫, 長友成樹, 今田徹(1965): 新潟地震 調査報告, 道路およびトンネルの被害, 土木研究所報告, 第 125 号, pp.83-140.
- (049) ICG (1996): FLAC, Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version 3.3., Itasca Consulting Group, Minneapolis, Minnesota, U.S.A..
- (050) 一井康二(2005):降雨による盛土の耐震性低下に関する実験的研究,土木学会地震工学論文集(CD-ROM), Vol.28, No.188.
- (051) Idriss, I. M. and Seed, H. B. (1967): Response of earthbanks during earthquakes, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol.93, No.SM3, pp. 61-82.
- (052) 石川博之,佐藤浩章,河井正,金谷守(2003):動的上下動を考慮した地盤の安定性評価(その3)-動的 上下動が原子力発電所基礎地盤や周辺斜面のすべり安全率に及ぼす影響-,電力中央研究所報告,U03013.
- (053) 伊藤洋,新洋一(1987):地盤物性値のばらつきと安定性評価への影響,土質工学会シンポジウム発表論 文集, pp.55-60.
- (054) 岩崎敏男,川島一彦,常田賢一(1978):1978 年 6 月宮城県沖地震被害調査概報,土木研究所資料,第 1422号,202p.
- (055) 岩崎敏男,中島威夫,後藤勝志(1983):1982 年浦河沖地震による道路・上水道の被害と影響,土木研究 所資料,第 2035 号,46p.

- (056) Jennings, P. C. (1964): Periodic response of a general yielding structure, Proc. of the ASCE, Vol.90, No.EM2, pp.131-166.
- (057) 地盤工学会(1994):1993 年釧路沖地震・能登半島沖地震災害調査報告書,1993 年地震災害調査委員会,404p.
- (058) 地盤工学会(2000):平成 12 年鳥取県西部地震災害緊急調査団報告, 90p.
- (059) 地盤工学会(2001): 地盤・基礎構造物の耐震設計, 地盤工学・実務シリーズ 13, pp.317-358.
- (060) 地盤工学会(2005): 福岡県西方沖地震における被害調査報告, 福岡県西方沖地震地盤工学会調査団, 188p.
- (061) 地盤工学会(2007a):道路・鉄道土工構造物および造成地盛土,新潟県中越地震災害調査委員会報告書 (DVD-ROM), pp.143-293.
- (062) 地盤工学会(2007b): 2007 年能登半島地震道路災害データ集,74p.
- (063) 地盤工学会(2007c):土構造物の地震時における許容変形と性能設計に関する研究委員会,委員会報告, 236p.
- (064) 地盤工学会関東支部(2007):造成宅地における耐震調査・検討・対策の手引き,地震から既存の住宅を 守るために,造成宅地の耐震調査・検討・対策方法に関する検討委員会,201p.
- (065) 鹿児島大学(1998): 1997 年鹿児島県北西部地震・1997 年第2 鹿児島県北西部地震, 鹿児島大学理学部地 学科 HP, http://www.sci.kagoshima-u.ac.jp/~oyo/hokusatsu.html & http://www.sci.kagoshima-u.ac.jp/~oyo/hokusatsu3.html
- (066) 神谷周利, 猿田秀夫, 山地斉, 諸田元孝, 岩崎幸雄(1999): 大規模造成工事での耐震設計と地震観測-ア サヒビール神奈川工場-, 住友建設技報(土木編), No.114, pp.53-60.
- (067) 寒地土木研究所(1974):1973 年根室半島沖地震被害調査報告,土木試験所報告,第62号.
- (068) 寒地土木研究所(1994):1994 年北海道東方沖地震被害調查報告,開発土木研究所報告,第 108号.
- (069) 加納誠二, 秦吉弥, 佐々木康(2002): 地震時における堤防の三次元応答に関する研究, 第11回日本地震 工学シンポジウム論文集(CD-ROM), pp.969-974.
- (070) Kano, S., Sasaki, Y. and Hata, Y. (2004): Experiment of Seismic Failure of a Long Embankment, Proc. of 5th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Paper No.2-64, New York, U.S.A.
- (071) Kano, S., Sasaki, Y. and Hata, Y. (2005): Effects of three dimensional response of dikes on their local failures during an earthquake, Proc. of 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (DVD-ROM), pp.2663-2666, Osaka, Japan.
- (072) Kano, S., Sasaki, Y. and Hata, Y. (2007): Local Failures of Embankments during Earthquakes, *Soils and Foundations*, Vol.47, No.6, pp.1003-1016.
- (073) 河上房義, 浅田秋江(1963): 宮城県北部地震における土質構造物の破壊について, 土木学会年次学術講 演会講演概要集Ⅲ, Vol.18, pp.131-132.
- (074) 河西敏幸(2008): 能登有料道路の被害と復旧, 性能を考慮した道路盛土の耐震強化・補強に関する研究
 発表会(CD-ROM), 特別講演3, 大阪大学大学院工学研究科・土木学会関西支部.
- (075) 川島一彦,大塚久哲,松尾修,運上茂樹,高木繁,中島燈,宇佐美淳,佐藤貴志(1994):平成5年(1993年)北海道南西沖地震災害調査報告,道路の被害,土木研究所報告,第194号,pp.181-210.

- (076) 建設省(1996):新時代を迎える地震対策,地震に強いみちづくりへの提言,建設省道路局企画課道路防災対策室,道路防災研究会.
- (077) 北林勉,和田康三,黒森武,三田地利之(1994):1993 年北海道南西沖地震における道路被害-一般国道5 号知来地区の盛土破壊の原因と対策-,土質工学会北海道支部技術報告集,第34号, pp.130-135.
- (078) 北浦勝, 池本敏和(1988):土質定数と地震動強さのばらつきを考慮した盛土の信頼性解析,土木学会論 文集, No.400/Ⅲ-10, pp.123-130.
- (079) 古賀泰之,沢田健吉,間三男(1977):盛土の鉛直振動に関する振動実験,土木学会年次学術講演会講演 概要集, Vol.32,Ⅲ-29, pp.54-55.
- (080) 古賀泰之,大塚久哲,二宮嘉朗,古関潤一(1994):道路の被害,平成5年(1993年)釧路沖地震災害調査報告,土木研究所報告,第193号,pp.153-178.
- (081) 国土交通省国土技術政策総合研究所(2003):道路の被害状況,平成15年7月26日宮城県北部地震被害 に係わる現地調査報告書,国土技術政策総合研究所資料,No.133, pp.35-44.
- (082) 国土交通省国土技術政策総合研究所(2005): 道路の被害状況,平成 15 年(2003 年)十勝沖地震被害に係わる現地調査報告書,国土技術政策総合研究所資料,No.233, pp.69-96.
- (083) 國生剛治(2005):新潟県中越地震の地盤被害と対策,土木施工, Vol.46, No.1, pp.84-87.
- (084) Kokusho, T. and Ishizawa T. (2006): Energy approach for earthquake induced slope failure evaluation, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.26, pp.221-230.
- (085) 國生剛治(2007): 首都圏直下地震に備える地盤工学の課題, 土と基礎, Vol.5, No.5, Ser.No.592, pp.3-6.
- (086) 近藤浩市,松尾修,古関潤一(1995): 片盛土の耐震性に関する動的遠心模型実験,土木学会年次学術講 演会講演概要集Ⅲ, Vol.50, pp.550-551.
- (087) 近藤浩市,松尾修,古関潤一(1996):片盛土の耐震性に関する動的遠心模型実験(その2),土木学会年 次学術講演会講演概要集Ⅲ-A, Vol.51, pp.264-265.
- (088) 古関潤一,松雄修,近藤浩市(1997):傾斜基盤上盛土の耐震性評価手法に関する検討,西日本工業大学 地盤工学研究所報告(自然災害における地盤の防災および構造物の復旧と補強シンポジウム論文集), Vol.13, pp.219-216.
- (089) 港湾空港建設技術サービスセンター(2005):空港土木施設設計基準,国土交通省航空局監修,148p.
- (090) Kramer, S. L. and Smith, M. W. (1997): Modified Newmark model for seismic displacements of compliant slopes, *Jour. of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.123, No.7, pp.635-644.
- (091) 栗林栄一, 岩崎敏男(1966): 松代地震強震記録(第一報), 土木研究所資料, 第163号.
- (092) 栗林栄一,羽立隆幸,木本正則,市川秀樹,宮田忠明,干場良信(1976):福井・えびの・伊豆半島沖地 震における被害の分布に関する調査解析,土木研究所資料,第1106号.
- (093) 久世益充, 杉戸真太, 八嶋厚, 三山敬, 櫛田末治, 近藤功規(2006): 2004 年新潟県中越地震の被災事例 に基づいた高速道路盛土の被害関数の検討, 土木学会第61 回年次学術講演会講演概要集(CD-ROM), Ⅲ-370, pp.735-736.
- (094) Leshchinsky, D., Backer, R. and Silver, M. L. (1985): Three dimensional analysis of slope stability, *Int. Jour. for Numerical and Analytical Method in Geomechanics*, Vol.9, pp.199-223.

- (095) Lin, J.S. and Whitman, R. V. (1983): Decoupling approximation to the evaluation of earthquake-induced plastic slip in earth dams, *Earthquake Engineering and Structure Dynamics*, Vol.11, pp.667-678.
- (096) Ling, H. I. and Leshchinsky, D. (1995): Seismic performance of simple slopes, Soils and Foundations, Vol.35, No.2, pp.85-94.
- (097) Makdisi, F. I. and Seed, H. B. (1977): A simplified procedure for estimating earthquake-induced deformations in dams and embankments, UCB/EERC-77/19.
- (098) Makdisi, F. I. and Seed, H. B. (1978): Simplified procedure for estimating dam and embankment-induced deformation, *Jour. of the geotechnical engineering divisions*, ASCE, Vol.104, No.GT7, pp.849-867.
- (099) 松原勝己(1999): レイリーの方法を用いた等価せん断波速度の算定,第34回地盤工学研究発表会講演論 文集, No.971, pp.1943-1944.
- (100) 松丸貴樹,小島謙一,渡辺健治,舘山勝(2007):模型振動実験による水を考慮した盛土の地震時挙動, 土構造物の地震時における性能設計と変形量予測に関するシンポジウム発表論文集,pp.251-256.
- (101) 松村孫治(1934): 地震動による土堰堤の変形-第一編理論的研究-, 土木試験所報告, 第28号, pp.1-77.
- (102) 松尾稔, 黒田勝彦(1971): 盛土建設のための土質調査と盛土の安定性に関する研究, 土木学会論文集, No.196, pp.75-86.
- (103) 松尾稔,黒田勝彦(1972):不飽和土の土質諸係数と破壊確率に関する一考察,土木学会論文集,No.208, pp.65-75.
- (104) Matsuo, M. and Kuroda, K. (1974): Probability approach to design of embankments, *Soils and Foundations*, Vol.14, No.2, pp.1-17.
- (105) 松尾稔,板橋一雄,佐々木康(1984):実際事例の逆解析による土構造物の耐震性に関する研究,土木学 会論文集,343 号, pp.25-33.
- (106) 松尾修,塚田幸広,堤達也,宮武裕昭,斉藤由紀子(1997):兵庫県南部地震により被災した道路土構造物の事例解析,土木技術資料, Vol.39, No.3, pp.38-43.
- (107) 松尾修,佐々木靖人,青山憲明,千田容嗣,中野穣治,高木登(2000):新島・神津島近海地震による道路のり面・斜面災害調査報告,土木研究所報告,第3759号,80p.
- (108) Matsuo, O., Saito, Y., Sasaki, T., Kondo, K. and Sato, T. (2002): Earthquake-induced flow slides of fills and infinite slopes, *Soils and Foundations*, Vol.42, No.1, pp.89-104.
- (109) 松尾修(2008) : 道路盛土の性能設計,地盤工学会誌,Vol.56, No.5, Ser.No.604, pp.6-8.
- (110) Melo, C. and Sharma, S. (2004): Seismic coefficients for pseudostatic slope analysis, Proc. of 13th World Conference Earthquake Engineering(DVD-ROM), Paper No.369.
- (111) 三浦均也,西村右敏,吉田望,鷲尾朝昭,高原利幸,前田健一(1994):1993 年釧路沖地震における標茶 地区宅地造成盛土の崩壊,土質工学会北海道支部技術報告集,第34号,pp.38-47.
- (112) 宮崎県総務部消防防災課(1969):えびの地震の記録. http://www.qsr.mlit.go.jp/bousai/index_c04.html
- (113) 水上純一(2007): 空港施設, 平成 19 年能登半島地震の緊急調査速報, 土木技術資料, Vol.49, No.6, pp.6-11.
- (114) 室野剛隆, 舘山勝(2002): 盛土の耐震検討に用いる地震動波形に関する一考察, 土にかかわる構造物の変 形量を考慮した耐震設計法の課題, 東京大学工学部土木教室, pp.7-13.

- (115) 長尾毅(2008): 港湾構造物の性能設計, 地盤工学会誌, Vol.56, No.5, Ser.No.604, pp.14-17.
- (116) 中平明憲(2008):道路盛土の耐震性能の評価,性能を考慮した道路盛土の耐震強化・補強に関する研究発 表会(CD-ROM),個別発表2,大阪大学大学院工学研究科・土木学会関西支部.
- (117) 中村晋(2003): 地盤媒質の2次元不均質性が非線形地震応答に及ぼす影響とモデル化,構造物の安全性および信頼性 JCOSSAR2003 論文集, Vol.5, pp.665-670.
- (118) 中村晋,澤田純男,吉田望(2007a):多層構造を有する斜面の地震時永久変形の簡易評価方法とその適用
 性,土木学会論文集 C, Vol.63, No.1, pp.269-284.
- (119) 中村晋, 澤田純男, 吉田望(2007b): 変形量を考慮した土構造物の地震リスクの評価手法, 土木学会年次 学術講演会講演概要集(CD-ROM), Vol.62, Ⅲ-449, pp.895-896.
- (120) 中村晋(2008):道路盛土の被害,2008 年岩手・宮城内陸地震速報会報告資料,土木学会・地盤工学会・ 日本地震工学会・日本地すべり学会合同調査団.
- (121) 中村豊,中野聡(1988):盛土形状に伴う固有振動数の変化の解析と物性値の推定法,土木学会年次学術 講演会講演概要集, Vol.43, I-561, pp.1172-1173.
- (122) 那須誠(1989): 地震時の盛土の変形と地盤条件の関係-傾斜地盤の影響-, 地盤と土構造物の地震時の挙動 に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp.181-188.
- (123) Newmark, N. M. (1959): A method of computation for structural dynamics, Proc. of ASCE, Vol.85, No.EM3, pp.67-94.
- (124) Newmark, N. M. (1965): Effects of earthquakes on dams and embankments, *Geotechnique*, Vol.15, No.2, pp.139-159.
- (125) 日本道路協会(1967): 道路土工指針, pp.38-56.
- (126) 日本道路協会(1999): 道路土工 のり面工・斜面安定工指針, 470p.
- (127) 日本道路協会(2002): 震災対策便覧, 事前対策編, 393p.
- (128) 日本地震工学会(2006):性能規定型耐震設計法に関する研究委員会.
- (129) 日本建築学会(1980): 1974年伊豆半島沖地震・1978年伊豆大島近海地震災害調査報告, 424p.
- (130) 日本港湾協会(2007):港湾の施設の技術上の基準・同解説,国土交通省港湾局監修,1,485p.
- (131) 日本水道協会(1997):水道施設耐震工法指針・解説,443p.
- (132) 野田節夫,上部達生,千葉忠樹(1975):重力式岸壁の震度と地盤加速度,港湾技術研究所報告,第14巻, 第4号, pp.67-111.
- (133) 野津厚,上部達生,佐藤幸博, 篠澤巧(1997):距離減衰式から推定した地盤加速度と設計震度の関係, 港湾技術研究所資料, No.893, 104p.
- (134) 小田和広(2008):道路盛土のすべり破壊特性・耐震補強法に関する数値解析,性能を考慮した道路盛土 の耐震強化・補強に関する研究発表会(CD-ROM),個別発表3,大阪大学大学院工学研究科・土木学会関 西支部.
- (135) Okamoto, S. (1973): Introduction to Earthquake Engineering, University of Tokyo Press, pp.427-490.
- (136) Oka, F., Yashima, A., Shibata, T., Kato, M., and Uzuoka, R. (1994): FEM-DEM coupled liquefaction analysis of a porous soil using an elasto-plastic model, *Applied Scientific Research*, Vol.52, pp.209-245.

- (137) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y., Yamashita, S. (1999): A Cyclic Elasto-Plastic Constitutive Model for Sand considering a Plastic- Strain Dependence of the Shear Modulus, *Geotechnique*, Vol.49, No.5, pp.661-680.
- (138) 沖村孝,山本彰,村上考司,鳥井原誠(1999):傾斜基盤上の斜面の地震応答解析,土木学会論文集, No.638/
 Ⅲ-49, pp.143-154.
- (139) 奥園誠之(2008):道路供用後の傾斜地盤上盛土の崩壊事例とその対策,地盤工学会誌, Vol.56, No.4, Ser.No.603, pp.8-11.
- (140) 大日方尚巳,松本秀應,伊藤良弘,谷口栄一,藤川昌幸,吉岡淳(1985):1983 年日本海中部地震災害調 査報告,道路の被害,土木研究所報告,第165号,pp.281-318.
- (141) 大日方尚已,伊藤良弘,長谷川金二(1991):昭和 59 年(1983 年)長野県西部地震災害調査報告,道路の被害,土木研究所報告,第 182 号, pp.223-246.
- (142) 大川寛,杉田秀樹,佐々木哲也,水橋正典(2007):山岳道路盛土の耐震性能照査手法に関する検討,土 構造物の地震時における性能設計と変形量予測に関するシンポジウム発表論文集, pp.257-260.
- (143) 大久保忠良, 栗林栄一, 笹沼充弘, 南雲貞夫, 宇都一馬, 中神昌彦(1968): 日向灘地震災害の調査報告,
 土木研究所報告, 第 113 号, pp.91-110.
- (144) 大下武志,小橋秀俊,古本一司(2005):道路土工指針の高度化・体系化への取組み,土木技術資料, Vol.47, No.7, pp.42-45.
- (145) 小野一良, 喜内敏, 吉田博, 中村昭英(1964): 越前岬沖地震調查報告, 土木学会誌, Vol.49, No.8, pp.65-70.
- (146) 応用地質学会(1995): 兵庫県南部地震-地質・地盤と災害-報告書, 阪神・淡路大震災調査委員会, pp.288-313.
- (147) Razaghi, H. R., Yanagisawa, E. And Kazama, M. (2000): An approach to seismic permanent displacement of slopes, *Jour. of Geotechnical Engineering*, JSCE, No.659/III-52, pp.1-16.
- (148) Ribera, J. E. T. (1980): Influences of physical properties of the soils under earthquake forces in highway embankments, Individ. Stud. Particip. Int. Inst. Seismol. Earthq. Eng., Vol.16, pp.159-173.
- (149) 竿本英貴, 松島亘志, 山田恭央(2006): リングせん断試験の三次元 DEM シミュレーション, 第 12 回日 本地震工学シンポジウム論文集(CD-ROM), pp.578-581.
- (150) 佐々木康, 飯島尚(1971):道路の被害, 土木研究所報告, 1968 年十勝沖地震災害調査報告, 第 141 号, pp.67-78.
- (151) 佐々木康,谷口栄一(1982):道路盛土および擁壁の被害,1978 年伊豆大島近海地震災害調査報告,土木 研究所報告,第 158 号,pp.96-105.
- (152) 佐々木康(1984): 土構造物の耐震設計・その2, 土木技術資料, No.26-2, pp.33-40.
- (153) 佐々木康,桒原徹郎,吉見精太郎(1988a):地震に伴う大規模斜面崩壊に関する研究-崩壊の発生と崩壊土 砂の流下機構の解明-,土木研究所資料,第2544号,pp.5-37.
- (154) 佐々木康,桒原徹郎,吉見精太郎(1988b):大規模斜面の動的応答特性に関する模型振動実験,第23回 土質工学研究発表会講演概要集,pp.895-898.
- (155) 佐々木康(1998):河川堤防の地震被害事例,地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変位に関するシン ポジウム講演論文集,地盤工学会, pp.293-298.

- (156) 澤田純男,土岐憲三,村川史朗(1998):片側必要強度スペクトルによる盛土構造物の耐震設計法,第 10 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.3033-3038.
- (157) 澤田純男, 岸本貴博(2001): 反射透過係数法に基づく地盤固有周期の近似式, 第 36 回地盤工学研究発表 会講演論文集, No.1207, pp.2383-2384.
- (158) Seed, H. B. (1966): A method for earthquake-resistant design of earth dam, Jour. of the Soil Mechanics and Foundations division, ASCE, Vol.92, No.1, pp.14-16.
- (159) 仙台管区気象台(1996):1996年秋田・山形・宮城県境付近の地震現地調査報告.
- (160) 杉田秀樹(2008):河川堤防の性能設計,地盤工学会誌, Vol.56, No.5, Ser.No.604, pp.4-5.
- (161) 杉田秀樹(2008):最近の道路盛土の被害と課題,性能を考慮した道路盛土の耐震強化・補強に関する研究発表会(CD-ROM),特別講演2,大阪大学大学院工学研究科・土木学会関西支部.
- (162) 鈴木誠,石井清(1985): 確率有限要素法による斜面安定解析,土木学会論文集, No.364/II-4, pp.199-208.
- (163) 高橋佳宏,國生剛治(2001):地盤の1次元地震応答解析に与える地盤物性のバラツキの影響,地震工学研究発表会講演論文集, Vol.26, pp.449-452.
- (164) 高野令男, 岡村未対, 松尾修(2001): 弾塑性 FEM の結果に及ぼす入力パラメーターのバラツキの影響と 結果の信頼性, 地震工学研究発表会講演論文集, Vol.26, pp.1213-1216.
- (165) 宅地防災研究会(2007):宅地防災マニュアルの解説,第二次改訂版, ぎょうせい, 1,098p.
- (166)田村重四郎,加藤勝行,森田道比呂(1985):水平・鉛直の2方向加振した場合のフィルダム模型の振動 破壊について,地震工学研究発表会講演論文集,Vol.18, pp.457-460.
- (167)田中博文,沖村孝,鳥居宣之(2004):地盤の不均質性が盛土の動的応答特性に与える影響に関する研究, 地盤工学シンポジウム論文集, Vol.49, No.59, pp.423-430.
- (168) 田中博文,山下典彦(2005a):地盤強度の不均質性が盛土の耐震安定指標に与える影響,土木学会地震工 学論文集(CD-ROM), Vol.28, No.50.
- (169)田中博文,沖村孝,鳥居宣之(2005b):地盤の空間的不均質性を考慮した信頼性解析の地震時盛土への適 用性の検証,地盤工学シンポジウム論文集,Vol.50,No.59,pp.413-420.
- (170) 田中博文,沖村孝,鳥居宣之(2005c):盛土の地震応答特性評価に地盤の空間的不均質性が及ぼす影響, 土木学会地震工学論文集(CD-ROM), Vol.28, No.5.
- (171) 谷茂(2008): 土構造物の性能設計について, 地盤工学会誌, Vol.56, No.5, Ser.No.604, pp.1-3.
- (172) 舘山勝, 堀井克己, 龍岡文夫, 古関潤一(1995): 鉛直動を加味した土構造物の地震時安定解析手法, 土 木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.50, Ⅲ-494, pp.988-989.
- (173) 舘山勝, 龍岡文夫, 古関潤一, 堀井克己(1998): 盛土の耐震設計法に関する研究, 鉄道総研報告, Vol.12, No.4, pp.7-12.
- (174) 舘山勝(2008):鉄道施設の性能設計,地盤工学会誌, Vol.56, No.5, Ser.No.604, pp.10-13.
- (175) 鉄道総合技術研究所(1999):鉄道構造物等設計標準・同解説,耐震設計,丸善,468p.
- (176) 鉄道総合技術研究所(2007):鉄道構造物等設計標準・同解説,土構造物,丸善,703p.

- (177)常田賢一,松尾修,岡村未対,佐々木哲也,田本修一,杉田秀樹,葛西伸寛,大谷康史,真田晃宏,小 林寛,松本俊輔,西岡勉,西田秀明,岩下友也,佐々木隆,阿南修司,浅井健一,檜物良一(2000):平成 12年(2000年)鳥取県西部地震緊急調査報告書,道路施設,土木研究所資料,第3769号, pp.53-71.
- (178) 常田賢一,小田和広,鍋島康之,江川祐輔(2005):新潟県中越地震における道路施設の被害水準と道路 機能の特性,土木学会地震工学論文集(CD-ROM), Vol.26, No.9.
- (179)常田賢一,小田和広(2007):段差走行実験による地震時の道路の段差被害レベルと車両走行性の評価, 土構造物の地震時における性能設計と変形量予測に関するシンポジウム発表論文集,地盤工学会, pp.317-322.
- (180) 常田賢一(2008):性能を考慮した道路盛土の耐震強化・補強に関する知見,性能を考慮した道路盛土の 耐震強化・補強に関する研究発表会(CD-ROM),総括発表,大阪大学大学院工学研究科・土木学会関西支 部.
- (181) 都間英俊,常田賢一,小田和広,江川祐輔(2007):応答加速度分布に及ぼす盛土の幾何学的形状の影響 に関する解析的研究,第 29 回土木学会地震工学研究発表会報告集(CD-ROM), pp.1205-1210.
- (182) 鳥居宣之, 沖村孝, 錦健太郎(2001): 地震時における斜面の残留変位量簡易算定手法の適用性について, 地震工学研究発表会講演論文集, Vol.26, pp.1269-1272.
- (183) 都市基盤整備公団(2003): 宅地耐震設計マニュアル(案).
- (184) Towhata, I. and Ishihara, K. (1985): Modeling soil behavior under principal stress axes rotation, Proc. of 5th International conference on numerical method in geomechanics, Nagoya, Japan, pp.523-530.
- (185) 東畑郁生(1998): 土構造物の地震時許容変形量について、土構造物の耐震設計に用いるレベル2地震動 を考えるシンポジウム発表論文集、地盤工学会関西支部, pp.109-110.
- (186) 土田孝, 湯怡新(1998):港湾構造物における最適な円弧すべりの安全率, 土木学会論文集, No.596/Ⅲ-43, pp.295-306.
- (187)上田敏,木嶋健,山田晴利,田中靖資,畠中秀人,西川昌宏,瀬尾卓也,大脇鉄也,池田拓也,木村慎, 塚田幸広,宮武裕昭,三木博史,森範行,三原慎弘,松尾修,堤達也(1996):平成7年(1995年)兵庫県南部 地震災害調査報告,道路施設の被害及び道路交通への影響,土木研究所報告,第196号,pp.227-270.
- (188) 鵜飼恵三,井田寿朗,若井明彦(1998):大地震における斜面の弾塑性挙動の解析,土構造物の耐震設計 に用いるレベル2地震動を考えるシンポジウム論文集,地盤工学会関西支部, pp.95-100.
- (189) 渦岡良介,市橋慧,仙頭紀明,風間基樹(2004):2003 年宮城県北部地震で発生した斜面崩壊における前 震の影響,第39回地盤工学研究発表会講演論文集(CD-ROM), No.1047, pp.2091-2092.
- (190) Uzuoka, R., Sento, N., Kazama, M. and Unno T. (2005): Landslides during the Earthquakes on May 26 and July 26, 2003 in Miyagi, Japan, *Soils and Foundations*, Vol.45, No.4, pp.149-163.
- (191) Wakai A. and Ugai K. (2004): A simple constitutive model for the seismic analysis of slopes and its applications, Soils and Foundations, Vol.44, No.4, pp.83-97.
- (192)若井明彦,鵜飼恵三,谷茂(2005):不均質な土構造物の地震時残留沈下量に関する信頼性設計のための 基礎的研究,応用力学論文集,土木学会, Vol.8, pp.663-672.

- (193) 若井明彦,西村伸一,谷茂(2007):地盤物性の不確実性が土構造物の地震時残留沈下量に与える影響, 構造物の安全性および信頼性 JCOSSAR2007 論文集, Vol.6, pp.321-326.
- (194) 若松加寿江, 久保純子(1999): 秋田県沖の地震被害調査報告(速報), 土木学会地震工学委員会地震被害調 査委員会. <u>http://quake.kuciv.kyoto-u.ac.jp/EEC/Akita2.html</u>
- (195) 渡辺啓行, 馬場恭平(1981): フィルダムの動的解析に基づくすべり安定評価手法の一考察, 大ダム, No.97, pp.25-38.
- (196) 渡辺健治,大木基裕, 篠田昌弘,小島謙一,館山勝(2005):盛土の安定性照査に用いる設計強度定数に 関する三軸圧縮試験,鉄道総研報告, Vol.19, No.3, pp.29-34.
- (197) 山本彰,鳥井原誠,平間邦興(1999):地震時における傾斜基盤層上の斜面の不安定化要因と対策工の評価,大林組技術研究所報, No.59, pp.75-82.
- (198) 山下典彦,田中博文(2003):地盤の不均質性を考慮した小段付き盛土の地震時破壊挙動に関する研究, 土木学会地震工学論文集(CD-ROM), Vol.27, No.115.
- (199) 柳沢栄治,尾定琢(1984):盛土の振動性状に及ぼす谷地形の影響,土木学会東北支部技術研究発表会講 演概要集, pp.211-212.
- (200) 安田進,永瀬英生,中濃耕司,遠藤拓二(1990):斜面形状の異なる場合の動的応答特性,土木学会西部 支部研究発表会講演概要集,pp.386-387.
- (201) 安田進, 永瀬英生, 松尾憲親, 石川利明(1992):のり面安定性に与える上下動の影響に関する模型実験, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vo.47, Ⅲ-98, pp.236-237.
- (202) 安田進(2005a): 地盤及び地盤構造物の性能目標と限界状態, 日本地震工学会・大会-2004 梗概集, pp.14-19.
- (203) 安田進(2005b):新潟県中越地震時の車両の通行からみた地盤の許容変形量の考察,日本地震工学会・大会-2005 梗概集, pp.146-147.
- (204) Yoshida, N. (1993): STADAS, A computer program for static and dynamic analysis of ground and soil-structure interaction problems, Report, Soil Dynamics Group, The University of British Columbia, Vancouver, Canada.
- (205) 吉田望, 末富岩雄(1996): DYNEQ: 等価線形法に基づく水平成層地盤の地震応答解析プログラム, 佐藤 工業㈱技術研究所報, pp.61-70.
- (206) 吉松弘行,青木隆典,服部泰秀,大浦二朗,古賀泰之,伊藤良弘,鷲田修三(1990):千葉県東方沖地震 による斜面崩壊地調査,土木研究所資料,第 2824 号, 143p.
- (207) 吉見精太郎,常田賢一,福井次郎(1991):斜面の動的応答特性に関する模型振動実験,地震工学研究発表会講演概要集,Vol.21, pp.129-132.
- (208) 吉見精太郎,常田賢一,二宮嘉朗(1992):斜面の動的応答特性に関する模型振動実験,土木学会年次学術講演会講演概要集 I, Vol.47, pp.832-833.
- (209) Yuecemen, M. S. (1990): Probabilistic Safety of Earth Slopes, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.2, pp.651-665.

第3章

盛土の地震応答特性の評価方法とその適用性

3.1 概要

前章では,被災盛土の形状は,平坦基盤上の盛土と傾斜基盤上の盛土に大別され,盛土の幾何学 的形状や傾斜基盤が地震応答に及ぼす影響に関しては,地震応答特性を定式化するなどの定量的な 評価はこれまで完全には行われていないことを示した.そこで本章では,形状を考慮した盛土の水 平および上下方向における地震応答特性の評価を行う.

図-3.1.1 は、本章で取り纏める盛土のモデル化に関する概略構成を示したものである.本章では、 横断面方向の2次元断面について盛土のモデル化を行う.本章は計7つの節から構成されている. 3.2節~3.4節では、盛土形状が地震応答特性に及ぼす影響について述べている.具体的には、 3.2節では水平基盤上の水平方向の地震応答特性、3.3節では水平基盤上の上下方向の地震応答 特性、3.4節では傾斜基盤の影響として傾斜基盤上の水平ならびに上下方向の地震応答特性について述べている.3.5節では、3.2節~3.4節の成果に基づいて、水平方向と上下方向の地震 応答の相互作用を考慮した盛土の簡便な応答解析手法を提案し、その適用性について述べている. 3.6節では、前節までに得られた成果を取り纏める.



図-3.1.1 第3章の構成

3.2 水平基盤上における水平方向の盛土の地震応答特性

3.2.1 はじめに

地震時における盛土の変形量算定手法として、Newmark 法(Newmark, 1965)が挙げられる. Newmark 法は、すべり土塊が剛体であり、すべり面における応力-ひずみ関係を剛塑性と仮定して **地震時におけるすべり土塊の滑動変位量を計算する方法であり、厳密な方法ではないが設計実務上** は有効な方法である. しかしながら Newmark 法は増幅効果および減衰効果といった盛土の振動性 状が考慮されていない(たとえば地盤工学会,2001). そこで盛土を1質点系の振動モデルでモデル化 することにより、その振動性状を考慮した修正 Newmark 法が提案されている(Kramer et al., 1997; Razaghi et al., 2000). 澤田ら(2000)は、盛土の地震応答特性と同じ特性を持つ1質点系の振動モデル の上に完全弾塑性である1質点系のすべり土塊が載っているモデルを構築し、片側にしか変位が生 じない履歴則を用いた必要強度スペクトルを作成した.そしてこれを用いて盛土のすべり変位量を 算定する方法を提案しており、この方法では盛土の振動性状を容易に考慮することが可能である。 修正 Newmark 法ならびに澤田らの方法においては盛土を1質点系モデルでモデル化を行うにあた り、予め盛土の固有振動数を算定しておく必要がある。Razaghiら(1999)は、入力地震動の卓越振動 数と盛土の固有振動数との関係が地震時における盛土の滑動変形量に非常に大きな影響を及ぼす ことを報告しており、盛土の固有振動数を正確に算定することが必要不可欠となる、一般に、盛土 高が一定であれば,天端幅が短くなるほど,あるいは法勾配が緩やかになるほど盛土の固有振動数 は高くなることが予想される(たとえば柳沢ら, 1984). しかしながら既往の盛土の固有振動数算定式 では, 2.4.4項で述べたように天端幅および法勾配といった盛土形状がすべて取り入れられてい ない. また水平成層地盤を対象とする場合には、簡便な固有振動数算定式がそれぞれ提案されてい るが(松原,1999;澤田ら,2001;蔡ら,2005),盛土のような複雑な形状を有する構造物を対象とする ものは少ない.通常,固有値解析を行えば厳密な盛土の固有振動数が算定可能であるが,行列計算 等が含まれるため設計実務において採用するには非常に煩雑である.

そこで本節では固有振動数の近似解を与えるレイリーの方法(Rayleigh et al., 1894;小坪, 1979)を 用いて,盛土形状を考慮した簡便な固有振動数の算定式を提案する.そして本提案式の妥当性を検 証するため,既往の盛土の固有振動数算定式,固有値解析結果,振動台模型実験結果との比較検討 を行う.

3-2

3.2.2 盛土の固有振動数算定手法

(1) 盛土における固有値解析

ここでは、固有値解析法を用いることで、強固な基礎地盤上に築造された図-3.2.1 に示す形状を 有する盛土の固有振動数算定手法について述べる.ただし、盛土と基礎地盤との動的相互作用の影 響(大町, 1980;秦, 2004; Kano *et al.*, 2007)については考慮しない.

まず図-3.2.2 に示すように盛土を水平分割し,多自由度振動モデルでモデル化を行う.各層のバネ定数 k_nは,分割した各層における盛土幅 l_nならびに層厚 h (一定)を用いて次のように表される.

$$k_n = \frac{l_n}{h} \cdot \rho \cdot V_s^2 \tag{3-1}$$

各層の質量 mn については分割した各層の台形面積に単位体積質量を掛け合わせることによって 簡単に求まるので,多自由度振動モデルの質量マトリックス[M]ならびに剛性マトリックス[K]が求 まる.この多自由度振動モデルの固有円振動数のは次に示す固有方程式の解となる.

$$\left|-\omega^{2}\cdot\left[M\right]+\left[K\right]=0\tag{3-2}$$

分割数が n の場合,固有円振動数 ωは n 個算定されるものの,この中での最小値が1 次の固有円 振動数 ω₁ となることから,盛土の固有振動数 f₀₁ は次のようになる.

$$f_{0H} = \frac{\omega_1}{2\pi} \tag{3-3}$$

ここでは分割した各層の高さが *h*=0.2m (固定) となるよう盛土を分割し固有値解析を行った. なお, *h*≤0.5m であれば計算結果に及ぼす影響は軽微であったことを付記しておく.



(2) レイリーの方法の考え方

まず図-3.2.3 に示すような質点に摩擦は働かないものと仮定した1自由度振動モデルを考える. 質点mが自由振動しているものとし変位xを次のように仮定する.

$$x = A_{mp} \sin(\omega t) \tag{3-4}$$

ここに, *A_{mp}*は振幅, *o*は固有円振動数である. 自由振動している時は, 質点の位置エネルギー(すなわちバネのひずみエネルギー)の最大値が運動エネルギーの最大値(すなわち速度 *V* の最大値)に変換されると考える. 運動エネルギーK は次のように表される(松原, 1999).

$$K = \frac{1}{2}mV^{2} = \frac{1}{2}m\omega^{2}A_{mp}^{2}(\cos(2\omega t) + 1)$$
(3-5)

したがって、運動エネルギーの最大値 Kmax は次式で与えられる.

$$K_{\max} = \frac{1}{2}m\omega^2 A_{mp}^2$$
(3-6)

一方, 位置エネルギーP は次のように表される(松原, 1999).

$$P = \frac{1}{2}kx^{2} = \frac{1}{2}kA_{mp}^{2}(1 - 2\cos\omega t)$$
(3-7)

よって位置エネルギーの最大値 Pmax は次のようになる.

$$P_{\rm max} = \frac{1}{2} k A_{mp}^{2}$$
(3-8)

(3-6)式および(3-8)式より,最大運動エネルギーK_{max}と最大位置エネルギーP_{max}が等値であるとすれば次式が得られ,1自由度振動モデルの固有円振動数*ω*に一致することが読み取れる.

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$$
(3-9)

Warburton(1978; 1979; 1983)はエネルギー原理に重点を置いたレイリーの方法の妥当性を検証す るため、片持ち梁など簡単なモデルで厳密解とレイリーの方法を用いた近似解との比較検討を行い、 レイリーの方法を採用すれば十分な精度で振動解析が可能であることを報告している.本研究では、 図-3.2.1 に示すような盛土と基礎地盤との相互作用を考慮しない強固な地盤上の台形断面(左右対称)を有する盛土の固有振動数算定式をレイリーの方法を用いて導出する.



図-3.2.3 1自由度バネ・マスモデル

(3) 盛土形状を考慮した固有振動数算定式

ここでは、振動系のたわみ曲線について境界条件を満足する適当な関数で近似し、振動系の運動 エネルギーとひずみエネルギーを求め、両者の最大値を等値とすることによって、盛土の固有振動 数算定式を導出する.まず、境界条件を満足する振動系のたわみ曲線を次のように仮定する.

$$u(x,t) = U(x) \cdot \cos \omega t \tag{3-10}$$

密度*p*および断面積*A* (ここでは便宜上,一定値と仮定(Courant, 1943; Prager *et al.*, 1947))を用いると,運動エネルギー*Q* は次のように表される.

$$Q = \frac{1}{2} \int_{0}^{H} \rho A \dot{u}^{2} dx = \frac{\omega^{2}}{2} \int_{0}^{H} \rho A U(x)^{2} dx \cdot \sin^{2} \omega t = Q_{\max} \sin^{2} \omega t$$
(3-11)

一方で,曲げによるひずみエネルギー*L*は,ヤング係数*E*,断面2次モーメント*I*,曲げモーメント*M*のを用いて次のように表される.

$$L = \frac{1}{2} \int_{0}^{H} \frac{M_{0}^{2}}{EI} dx = \frac{1}{2} \int_{0}^{H} EI \left(\frac{d^{2}U(x)}{dx^{2}}\right)^{2} dx \cdot \cos^{2} \omega t = L_{\max} \cos^{2} \omega t$$
(3-12)

ここで, *Q*_{max}=*L*_{max}とおくと振動系の固有円振動数*ω*の算定式 (レイリーの式) は次式で与えられる (たとえば Warburton, 1983).

$$\omega = \sqrt{\int_0^H EI\left(\frac{d^2 U(x)}{dx^2}\right)^2 dx} / \int_0^H \rho A U(x)^2 dx$$
(3-13)

盛土構造物では、振動は水平せん断力による振動が主体であると考えられる(たとえば横井ら, 2006)ので,ここでは振動時に作用する加速度が静的に作用するときのせん断変形によるひずみエネルギーを用いる.ここでは盛土構造物を対象とするため慣性力による構造物のせん断振動の変形曲線を(3-10)式のたわみ曲線に等しいと仮定する.そこで盛土に静的に加速度が作用したときの荷重分布 q(x)による変形分布をŪ(x)とすると,ひずみエネルギーの最大値 L_{max}は,加速度が静的に盛土に作用したときの仕事量より次式で表わされる.

$$L_{\max} = \frac{1}{2} \int_0^H q(x) \overline{U}(x) dx$$
(3-14)

よって, (3-13)式は次のように置き換えることができる.

$$\omega = \sqrt{\int_0^H q(x)\overline{U}(x)dx} / \int_0^H \rho A \overline{U}(x)^2 dx$$
(3-15)

盛土-基礎地盤間の動的相互作用を考慮しないことから盛土底面(x=0)はすべて固定する.このとき,図-3.2.4 に示すような任意位置 x における盛土に作用するせん断力 p(x)は水平方向の加速度 α_H を用いて次のように表わされる.

$$p(x) = \int_{x}^{H} (B + 2Hs - 2sx) \cdot \rho \cdot \alpha_{II} \cdot dx$$
(3-16)



またせん断振動によるバネ定数 *k*(*x*)は,盛土を線形弾性体とした場合,*x* における断面積に比例 することから,次のように表される.

$$k(x) = \frac{B + 2Hs - 2sx}{dx} \cdot \rho \cdot V_s^2$$
(3-17)

よって, (3-16)式および(3-17)式より静荷重によるたわみ Ū(x) は次のように表わされる.

$$\overline{U}(x) = \frac{g}{V_s^2} \cdot \int_0^x \frac{\int_x^H (B + 2Hs - 2sx) dx}{(B + 2Hs - 2sx)} dx$$
(3-18)

ここでは上述したように,便宜上,断面積 *A* を一定値と仮定(Courant, 1943; Prager *et al.*, 1947)し, 水平方向加速度α_Hによる盛土の静荷重分布をq(x)=ρα_HA と与えることから(3-18)式を(3-15)式に代入 し整理すると盛土の固有振動数*f*_{0H}の算定式は次のように表される.

$$f_{0H} = \frac{V_s}{2\pi} \sqrt{\frac{\int_0^H \left(\int_0^{x_3} \frac{\int_{x_2}^H (B + 2Hs - 2sx_1) dx_1}{(B + 2Hs - 2sx_2)} dx_2\right) dx_3}{\int_0^H \left(\int_0^{x_3} \frac{\int_{x_2}^H (B + 2Hs - 2sx_1) dx_1}{(B + 2Hs - 2sx_2)} dx_2\right)^2 dx_3}$$
(3-19)

具体的に, せん断波速度 V_s, 盛土高 H, 天端幅 B, 法勾配 s を用いて(3-19)式を表現すると次のようになる.

$$f_{0H} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{C_N}{C_D}}$$
(3-20)

ここに、*C*_Nおよび*C*_Dはそれぞれ次のように表される.

$$C_{N} = C_{1}H\ln|1 - BH| - \frac{C_{1}}{C_{2}}\ln|1 - BH| - C_{1}H + \frac{1}{2}C_{3}H^{2} - \frac{1}{3}C_{4}H^{3}$$
(3-21)

$$C_{D} = C_{1}^{2} \left\{ \left(H - \frac{1}{B}\right) (\ln|1 - BH|)^{2} - 2\left(H - \frac{1}{B}\right) \ln|1 - BH| + 2H \right\}$$

$$+ C_{1}C_{3} \left\{ \frac{1}{2}H^{2}\ln|1 - BH| - \frac{1}{2B^{2}}\ln|1 - BH| - \frac{H^{2}}{4} - \frac{H}{2B} \right\}$$

$$- C_{1}C_{4} \left\{ \frac{1}{3}H^{3}\ln|1 - BH| - \frac{1}{3B^{2}}\ln|1 - BH| - \frac{H^{3}}{9} - \frac{H^{2}}{6B} - \frac{H}{3B^{2}} \right\}$$

$$+ \frac{1}{5}C_{4}^{2}H^{5} - \frac{1}{2}C_{3}C_{4}H^{4} + \frac{1}{3}C_{3}^{2}H^{3}$$
(3-22)

ここに, (3-21)式および(3-22)式における C1, C2, C3, C4 はそれぞれ次のように与えられる.

$$C_{1} = \frac{\left(B + 2Hs\right)^{2}}{8s^{2}V_{s}^{2}} - \frac{BH + sH^{2}}{2sV_{s}^{2}}$$
(3-23)

$$C_2 = \frac{2s}{B + 2Hs} \tag{3-24}$$

$$C_{3} = \frac{B + 2Hs}{4sV_{s}^{2}}$$
(3-25)

$$C_4 = \frac{1}{4V_e^2}$$
(3-26)

したがって(3-20)式に(3-21)~(3-26)式をそれぞれ用いることで,盛土形状すなわち盛土高 *H*,天端幅 *B*,法勾配 *s* を考慮した盛土の固有振動数を簡便に算定することができる.

なお、(3-18)式を積分すると次式が得られる.

$$\overline{U}(x) = g \cdot (C_1 \ln|1 - C_2 x| + C_3 x - C_4 x^2)$$
(3-27)

ここに、C₁は(3-23)式、C₂は(3-24)式、C₃は(3-25)式、C₄は(3-26)式を用いてそれぞれ表わされる. 上式において、図-3.2.4における盛土底面(*x*=0)では、静荷重によるたわみ_Ū(*x*)はゼロ (本論文中における盛土底面固定の条件)となる。更に、上式に着目すれば、たわみ_Ū(*x*)は盛土底面から盛土高方向への距離 *x* を関数とする 2 次曲線の式となっていることから、必然的に *x* の増加に伴い、たわみ *Ū*(*x*)の絶対値も増大することになる。したがって、盛土底面ではたわみはゼロ、そして盛土の頂点 (天端)ではたわみが最大となる。すなわちレイリーの原式では、曲げひずみを対象としているものの、ここではせん断ひずみを対象としており、盛土構造物の地震応答のせん断一次モードを仮定していることとなる。

3. 2. 3 振動台模型実験

(1) 実験方法

提案式である(3-20)式の妥当性を検証することを目的として 1G 場の振動台模型実験を実施した. 写真-3.2.1 に示すように電磁式の小型振動台を用い,振動台上に台形断面を有する模型盛土を直接 設置して盛土横断面一方向について加振を行った.

実験手順としては、天端中央に約 20mm 毎に測点を設け、加振中に盛土天端の挙動を上方より高速 CCD カメラを用いて撮影し、図-3.2.5 に示すような画像解析(加納ら, 2000)により測点の変位量を求めた. なお、用いた高速 CCD カメラの性能から撮影できる範囲は盛土延長中央付近の幅 100mm×高さ 50mm 程度であることから、延長中央付近における 4 測点の平均変位を当該盛土の応答変位量 X₄ とした. ここで、加速度一定条件で加振すると高振動数領域において振幅が小さくなり、本システムでは変位が測定できなくなるため、加振片振幅 0.25mm 一定条件のもとで加振振動数 f₄ を変化させながら実験を行い、実験後模型材料の線形性を仮定して 10Hz(=f₁₀)における入力加速度を基準加速度とした正規化((3-28)式)を施すことで盛土の応答変位量 X を求めた. 加振振動数 f₄ と盛土の応答変位量 X の関係から盛土模型の 1 次の固有振動数 f₀H を推定した(たとえば Kano *et al.*, 2004b).









$$X = X_A \cdot \left(\frac{f_{10}}{f_A}\right)^2 \tag{3-28}$$

なお、本実験では上式による変位量の正規化の有無に関わらず、振動台模型実験結果により求ま る固有振動数は変化しなかったことを付記しておく.本実験では、盛土延長 *L* を 0.45m に固定し、 盛土のせん断弾性係数、盛土高、天端幅、法勾配をそれぞれ変化させて実験を行った.

表-3.2.1 に各ケースの実験条件を示す.盛土模型としては、ゼラチンを牛乳で溶かしたものを型 枠に入れ、冷蔵庫で十分に冷やして固化させたものを使用した.振動台模型実験に先立ち、模型材 料の中空ねじり試験を実施し、せん断弾性係数を求めた.牛乳とゼラチンの重量比を変化させるこ とで目標とするせん断弾性係数を有する盛土模型を作成した.

Exp. No.	盛土高H(mm)	天端幅B(mm)	法勾配1:s	密度 / (t/m ³)	せん断波速度Vs (m/sec)	せん断弾性係数G (kPa)	備考
Exp. 1	39.34	40.30	1:2.02	1.055	2.526	6.727	基本ケース
Exp. 2	38.51	39.58	1:2.14	1.051	2.343	5.766	
Exp. 3	40.02	40.42	1:2.09	1.059	2.709	7.765	剛性変化
Exp. 4	37.48	39.35	1:2.08	1.063	2.891	8.882	
Exp. 5	20.10	40.50	1:1.97	1.055	2.526	6.727	
Exp. 6	55.70	40.07	1:2.05	1.055	2.526	6.727	盛土高変化
Exp. 7	76.74	40.65	1:2.11	1.055	2.526	6.727	
Exp. 8	40.28	19.69	1:2.10	1.055	2.526	6.727	
Exp. 9	41.95	62.69	1:2.05	1.055	2.526	6.727	天端幅変化
Exp. 10	38.42	78.07	1:2.11	1.055	2.526	6.727	
Exp. 11	40.34	39.40	1:1.00	1.055	2.526	6.727	
Exp. 12	40.13	39.75	1:1.59	1.055	2.526	6.727	法知利亦业
Exp. 13	39.34	39.64	1:2.53	1.055	2.526	6.727	伍马尼发16
Exp. 14	39.44	40.50	1:3.08	1.055	2.526	6.727	

表-3.2.1 振動台実験ケース一覧

(2) 実験結果

図-3.2.6 は加振振動数 f_Aと盛土の応答変位量 X の関係であり, せん断弾性係数, 盛土高, 天端幅, 法勾配をそれぞれ変化させたケースを重ね合わせたものである. この図において最大変位発生時の 振動台の加振振動数を当該模型盛土の固有振動数と定義した.

なお,表-3.2.1 よりせん断弾性係数が増加した場合,密度およびせん断波速度がともに増加する 傾向にあるが,密度が検討結果に及ぼす影響は非常に小さいことから,以降は密度の影響を無視し 考察を行う.

同図(a)は模型盛土のせん断波速度を変化させたものである.この図よりせん断波速度が大きくなるほど,固有振動数が高周波域に移行する傾向にあることがわかる.またせん断波速度が最小である Exp.2 では天端における変位量が最も大きくなっていることが読み取れる.
同図(b)は模型盛土の盛土高さを約 20mm 刻みで変化させたものである. この図より高盛土になる ほど,固有振動数が低周波域に移行する傾向にあり,最も高盛土である Exp.7 では天端における変 位量が最も大きくなっていることがわかる. また Exp.1 と Exp.6 では盛土高さの差が約 2cm である にも関わらず,最大変位量では Exp.6 のほうが 2 倍程度大きくなっていることが読み取れる.

同図(c)は模型盛土の天端幅を約20mm 刻みで変化させたものである. この図より天端幅が広くなるほど,固有振動数が低周波域に移行する傾向にあるものの,最も天端幅が広い Exp.10 では逆に高周波域に移行している. また Exp.1, Exp.8, Exp.9 では最大変位量が約6mm と一様となっているにも関わらず, Exp.10 では4mm 程度と最小値を示してことが読み取れる.

同図(d)は模型盛土の法勾配を約0.5刻みで変化させたものである.この図より緩勾配になるほど, 固有振動数が高周波域に移行する傾向にあることがわかる.しかしながら最大変位量についてはお およそ6mm程度と各比較ケースについて大きな差は見られない.またExp.13とExp.14では法勾配 の差が0.5あるにも関わらず,両者の固有振動数はほぼ一致していることが読み取れる.





(b) 盛土高が及ぼす影響









3.2.4 提案式の妥当性の検証

(1) 緒言

ここでは、本研究で提案する盛土形状を考慮した簡便な固有振動数算定式である(3-20)式の妥当 性を検証するため 1G 場の振動台模型実験結果ならびに固有値解析結果との比較検討を行う.また 既往の盛土の固有振動数算定式である 1/4 波長則、松村の式(松村、1934)、中村の式(中村ら、1988) についてもそれぞれ同時に示すことで、既往の算定式の適用範囲についても言及する.

(2) 振動台模型実験結果との比較

図-3.2.7(a)は模型盛土のせん断波速度を変化させた場合の振動台実験結果と固有振動数算定式と を比較したものである.これより比較的盛土模型のせん断波速度が小さい Exp.1 および Exp.2 の実 験値は提案式ならびに中村の式とほぼ一致していることがわかる.しかしながらせん断波速度が大 きいケースである Exp.3 および Exp.4 では,提案式よりも若干大きくなっていることが読み取れる. この理由として,算定式はいずれもいわゆるせん断変形モードを仮定しているものの,実際の振動 台模型実験では高周波領域の加振になると算定式で仮定しているせん断変形だけではなく,ロッキ ング振動の影響(Kano *et al.*, 2004a; 2004b)が加わったためであると考えられる.

同図(b)は模型盛土の盛土高さを変化させた場合の振動台実験結果と固有振動数算定式とを比較 したものである.これより模型盛土高さが6cm である Exp.6 において提案式ならびに中村の式より も若干固有振動数が大きくなっていることがわかる.しかしながら他の実験値(Exp.1, Exp.5, Exp.7) は提案式ならびに中村の式とほぼ一致している.1/4 波長則は盛土高さが比較的低い Exp.1 および Exp.5 では実験値に非常に近い値を示しているものの,盛土高さが比較的高い Exp.6 および Exp.7 では実験値との間に大きな差が現れている.

同図(c)は模型盛土の天端幅を変化させた場合の振動台実験結果と固有振動数算定式とを比較したものである.これより天端幅の影響を考慮していない 1/4 波長則ならびに松村の式は実験値とほとんど一致してないことがわかる.一方,中村の式ならびに提案式は天端幅が長くなるにつれ,盛土の固有振動数は低くなる傾向にあり,天端幅が比較的短い実験ケースでは両式は実験値とほぼ一致する.ただし天端幅 6cm の Exp.9 では提案式と一致しているが,中村の式とは若干の開きが見られる.また天端幅を 8cm とした Exp.10 では,中村の式および提案式よりもかなり実験値の固有振動数が大きくなっている.この理由の一つとして天端幅 *B* と盛土高*H* の比(*B*/*H*)が 2.03 と比較的大きくかつ供試体模型寸法が比較的小さいことに起因する寸法効果の影響(秦ら,2003)が考えられる.

同図(d)は模型盛土の法勾配を変化させた場合の振動台実験結果と固有振動数算定式とを比較したものである.これより緩勾配になるにつれて盛土の固有振動数は高くなる傾向にあり,提案式はすべての実験ケースにおいて実験値とほぼ一致しており,模型盛土の固有振動数を適切に評価できていることがわかる.一方,法勾配の影響が考慮されていない 1/4 波長則,松村の式,中村の式は模型盛土の固有振動数を適切に評価できていないことが読み取れる.

(3) 固有値解析結果との比較

表-3.2.2 に固有値解析ケースの一覧を示す. 図-3.2.8 は盛土のせん断波速度,盛土高さ,天端幅, 法勾配をそれぞれ変化させた場合の固有値解析結果と固有振動数算定式を比較検討したものであ る. この図よりほぼすべての比較検討ケースにおいて本提案式が固有値解析結果とほぼ一致してい ることが読み取れる. したがって本提案式は台形断面を有する盛土の固有振動数を非常に精度良く 算定することができる算定式であるといえる.

(4) 各算定式の適用範囲

図-3.2.7 および図-3.2.8 に示すように 1/4 波長則および松村の式は台形断面を有する盛土の固有振動数を適切に評価することができない.一方で中村の式は,法勾配が極端な急勾配(1:1 程度)もしくは極端な緩勾配(1:3 以緩)であるケース,天端幅が極端に短い(*B*/*H*=0.2 以下)もしくは極端に長いケース(*B*/*H*=1.8 以上)を除けば,盛土の固有振動数をある程度の精度で算定可能であるといえる.特に法勾配が 1:2 程度および天端幅 *B* と盛土高 *H* の比(*B*/*H*)が 0.5 程度の場合,中村の式と本提案式の算定結果はほぼ一致する.

図-3.2.8(b)に示すように盛土高さを 2m と最も低く設定した Cal.6 では,提案式と解析値との間に 1.5(Hz)程度の開きが見られる.したがって盛土高さが天端幅よりも短く,かつ盛土高さが非常に低 い盛土を対象とする場合には,本提案式の適用が困難である可能性が高いことが推測される.しか しながら盛土高さが天端幅よりも短く,かつ盛土高さが非常に低いという稀なケースを除けば,一 般的に本提案式は盛土の固有振動数を簡便にかつ非常に精度良く算定することが可能であると考 えられる.

ケーフ	縦波速度	盛土高	天端幅	法勾配	備去	
	<i>V</i> _S (m/s)	<i>H</i> (m)	<i>B</i> (m)	1:s	加巧	
Cal. 1	100	10	10	1:2.0	基本ケース	
Cal. 2	50	10	10	1:2.0		
Cal. 3	150	10	10	1:2.0	岡山七亦ル	
Cal. 4	200	10	10	1:2.0	阿加王友们上	
Cal. 5	250	10	10	1:2.0		
Cal. 6	100	2	10	1:2.0		
Cal. 7	100	6	10	1:2.0	成上宣亦ル	
Cal. 8	100	14	10	1:2.0	盤上同変化	
Cal. 9	100	18	4	1:2.0		
Cal. 10	100	10	2	1:2.0		
Cal. 11	100	10	6	1:2.0	王豊桓亦ル	
Cal. 12	100	10	14	1:2.0	入喻阳发化	
Cal. 13	100	10	18	1:2.0		
Cal. 14	100	10	10	1:1.0		
Cal. 15	100	10	10	1:1.5	注句和亦ル	
Cal. 16	100	10	10	1:2.5	石 4 6 2 1 6	
Cal. 17	100	10	10	1:3.0		

表-3.2.2 固有値解析ケース一覧





3.2.5 まとめ

本節ではレイリーの方法を盛土の地震時加速度によるせん断振動に適用し,盛土形状を考慮した 簡便な盛土の固有振動数算定式を次式のように提案した(秦ら,2006a;2007b).

$$f_{0H} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{C_N}{C_D}}$$
(3-20)

ここに, C_Nおよび C_Dは,盛土高 H,天端幅 B,法勾配 s, せん断波速度 V_sを変数とする(3-21)式 ~(3-26)式を用いて表される.

本提案式は,振動台模型実験結果ならびに固有値解析結果とほぼ一致していることから,盛土高 さ,天端幅,法勾配といった台形断面を有する盛土形状を考慮した水平方向の固有振動数を簡便に かつ精度良く算定することができることを確認した.

また本提案式は、以下に示すような特徴を有している.

- (1) 盛土形状を考慮した固有振動数は、せん断波速度が小さいほど、盛土高さが高いほど、天端幅が長くなるほど、そして急勾配になるほど低くなる.
- (2) 盛土高さが非常に低い(一般的に H=2m 以下の)盛土を対象とする場合には、本提案式の 適用が困難である可能性がある.
- 一方で,既往の盛土の固有周波数算定式は,以下に示すような特徴を有している.
- (3) 盛土形状がほとんど考慮されていない 1/4 波長則ならびに松村の式は盛土の固有振動数を 適切に評価することができない.
- (4) 中村の式は法勾配の影響が考慮されていないものの,法勾配が極端な急勾配もしくは緩勾 配である場合,天端幅が極端に短いもしくは長い場合を除けば,盛土の固有振動数を比較 的良い精度で算定可能である.特に,法勾配が1:2程度および天端幅 B と盛土高 H の比(B/H) が0.5程度の場合,中村の式と本提案式を用いた固有振動数算定結果はほぼ一致する.
- (5) 盛土高さが非常に低い(一般的に H=2m 以下の)盛土を対象とする場合には、中村の式の 採用が望ましい.

3.3 水平基盤上における上下方向の盛土の地震応答特性

3.3.1 はじめに

1995年兵庫県南部地震ならびに 2004年新潟県中越地震の特徴の一つとして上下動が大きかった ことが挙げられる(たとえば Zhai et al., 1997).最大加速度に着目すると,特に 2004年新潟県中越地 震において甚大な地盤災害が発生した山古志村竹沢 (気象庁)では水平動(721.8gal)を上回る上下動 (1059.1gal)が観測されている.図-3.3.1 は 1995年兵庫県南部地震から 2008年岩手・宮城内陸地震ま での主な被害地震において地表面で観測された水平方向(最大加速度が大きいほうの成分)と上下方 向の最大加速度の関係を示したものである.この図より多少のばらつきは見られるものの,上下最 大加速度は水平最大加速度の半分程度であることが読み取れる.一部の耐震設計指針(たとえば土木 学会原子力土木委員会, 2005)では,水平動の半分の加速度を上下方向に作用させることで,上下動 が構造物の地震時応答に及ぼす影響が考慮されている.しかしながら盛土の耐震設計指針において は、2.3節で述べたように上下動を考慮した耐震設計は含まれていない.

ここでは、上下方向の盛土の固有振動数を算定することで、上下方向の盛土の地震応答特性に関 する基礎的な検討を行う.上下方向の土木構造物の固有振動数に主眼をおいている既往の研究は物 部(1924)を先駆けとして今日まで幾つかの研究(酒井, 1943;岡本ら, 1961)が行われているが、盛土の ような複雑な形状を有する構造物を対象とするものは非常に少ない.そこで本検討では、3.2節 と同様に近似解を与えるレイリーの方法(Rayleigh *et al.*, 1894;小坪, 1979)を用いて盛土形状を考慮 した上下方向の盛土の固有振動数算定式を定式化する.そして水平方向の盛土の固有振動数との関 係について検討を行うことで、既往の被害地震における水平および鉛直地震動の卓越振動数との関 係についても言及する.



図-3.3.1 水平最大加速度と鉛直最大加速度の関係(秦ら, 2008a)

3.3.2 上下方向の盛土の固有振動数

(1) 緒言

本章では、3.2.2項の図-3.2.1 に示したような盛土と基礎地盤との相互作用を考慮しない盛土 を対象とし、盛土の形状すなわち天端幅 B、斜面法勾配 s、盛土高さ H を考慮した上下方向の盛土 の固有振動数算定式を3.2節と同様にレイリーの方法を用いて定式化する.なお、盛土構造物で は上下振動は上下方向の慣性力による振動と考えられるので、ここでは振動時に作用する上下方向 の加速度が静的に作用するときの変形に伴うひずみエネルギーを用いる.そして固有値解析結果お よび FEM 解析の結果と提案式を比較検討することによって、提案式の妥当性の検証を行う.

(2) レイリーの方法を用いた固有振動数算定

本検討において対象とする盛土は、盛土と基礎地盤間の相互作用の影響を考慮しないことから盛 土底面はすべて固定とする.図-3.3.2に示す任意位置 x における鉛直方向に加速度 α_νが作用した場 合の鉛直方向の作用力 p(x)を、便宜上、図-3.3.3に示す盛土形状(左右対称の台形形状)を2本のサイ ンカーブを用いて近似することで近似的に次のように表現する.

$$p(x) = \int_{x}^{2\alpha} \left(H_1 \sin\left(\beta x\right) + H_2 \sin\left(5\beta x\right) \right) \cdot \rho \cdot \alpha_V \cdot dx$$
(3-29)

ここに、 ρ は密度およびgは重力加速度である. また係数 α , β , H_1 , H_2 はそれぞれ次のようになる.

$$\alpha = (B/2) + H \cdot s$$
 (3-30) $H_1 = 1.05H$ (3-32)
 $H_2 = -0.05H$ (3-33)

$$\beta = \frac{\pi}{2 \cdot H \cdot s + B} \tag{3-31}$$



図-3.3.2 盛土のみの自重による鉛直方向の作用力



図-3.3.2 に示すバネ定数 k_t(x)は,盛土を線形弾性体とした場合,図-3.3.2 の x の位置における Y 方向の断面積に比例するため次式を得る.

$$k_{V}(x) = \frac{H_{1}\sin(\beta x) + H_{2}\sin(5\beta x)}{dx} \cdot \rho \cdot V_{E}^{2}$$
(3-34)

ここに, *V_E*は弾性波速度である. なお, 本研究における弾性波速度とは疎密波の速度を意味する. またこのバネ定数 *k_t*(*x*)は, 盛土底面固定状態における鉛直方向に作用する盛土そのものの自重に起 因する静的な変形を対象としている.

静荷重によるたわみ $\overline{v}(x)$ は(3-29)式と(3-34)式の関係がフックの法則になるので, (3-29)式を(3-34) 式で除することにより,次のように表わされる.

$$\overline{U}(x) = \frac{\alpha_{\nu}}{V_E^2} \cdot \int_0^x \frac{\int_x^{2\alpha} H_1 \sin(\beta x) + H_2 \sin(5\beta x) dx}{(H_1 \sin(\beta x) + H_2 \sin(5\beta x))} dx$$
(3-35)

しかしながら上式において二重積分を行うことが非常に困難であるため、便宜上、積分可能となるように、分母の計算に必要な盛土形状は2次曲線で近似する.ここで、盛土形状を近似するためには次の3点(①*x=H*・*s*/2, *y=H*/2, ②*x=a*, *y=H*, ③*x=B*+3・H・*s*/4, *y=H*/2)をすべて満足する2次曲線とし、上式を次式のように置き換える.

$$\overline{U}(x) = \frac{\alpha_{V}}{V_{E}^{2}} \cdot \int_{0}^{x} \frac{\int_{x}^{2\alpha} H_{1} \sin(\beta x) + H_{2} \sin(5\beta x) dx}{H(H \cdot s + B)^{2}} dx$$
(3-36)
$$\frac{H(H \cdot s + B)^{2}}{(H \cdot s + B)^{2} + 4(x - \alpha)^{2}} dx$$

ここで、 2次曲線による近似においては、 図-3.3.2 に示すとおり 2つの境界条件(① $x=0,\overline{U}(x)=0$, ② $x=2 \alpha, \overline{U}(x)=0$)を満足することとした.

図-3.3.3 に盛土形状を2本のサインカーブおよび上述した条件をすべて満たす2次曲線で近似した場合の比較図を示す.この図より2次曲線で近似したケースでは法肩および法尻においてサインカーブに比べると若干精度が劣っているものの,それなりに盛土形状を再現している.

本項においても断面積Aは二重積分の実施に関する便宜上,一定値と仮定(Courant, 1943; Prager *et al.*, 1947)することとし,鉛直方向加速度による静荷重分布を $q(x)=\rho\alpha_VA$ と与える.この時(3-36)式を レイリーの方程式である(3-15)式に代入し整理すると上下方向の固有振動数 f_{0V} は次のようになる.

$$f_{0\nu} = \frac{V_E}{2\pi} \begin{cases} \int_0^{2\alpha} \left(\int_0^x \frac{\int_x^{2\alpha} H_1 \sin(\beta x) + H_2 \sin(5\beta x)}{H(H \cdot s + B)^2} dx \right) dx \\ \frac{H(H \cdot s + B)^2 + 4(x - \alpha)^2}{(H \cdot s + B)^2 + 4(x - \alpha)^2} dx \\ \int_0^{2\alpha} \left(\int_0^x \frac{\int_x^{2\alpha} H_1 \sin(\beta x) + H_2 \sin(5\beta x)}{H(H \cdot s + B)^2} dx \right)^2 dx \end{cases}$$
(3-37)

具体的に,弾性波速度 VE,盛土高 H,天端幅 B,法勾配 sを用いて上式を表すと次のようになる.

$$f_{0V} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{D_N}{D_D}}$$
(3-38)

ここに D_Nおよび D_Dは以下に示す図-3.3.4 ((3-39)式~(3-50)式) のとおり表わされる.

 $-7500\alpha^{3}\beta^{5}\gamma \cos(2\alpha\beta) + 180\alpha\beta\gamma^{2}\cos(2\alpha\beta)$ $-600\alpha^{3}\beta^{3}\gamma^{2}\cos(2\alpha\beta) - 2500\alpha^{5}\beta^{3}\gamma^{2}\cos(2\alpha\beta)$ $+ 3750\alpha\beta^{3}\cos(2\alpha\beta)\cos(10\alpha\beta) - 1500\alpha\beta^{3}\gamma\cos(2\alpha\beta)\cos(10\alpha\beta)$ $+ 5000\alpha^{3}\beta^{5}\gamma\cos(2\alpha\beta)\cos(10\alpha\beta) + 180\alpha\beta\gamma^{2}\cos(2\alpha\beta)\cos(10\alpha\beta)$ $-900\alpha^{3}\beta^{3}\gamma^{2}\cos(2\alpha\beta)\cos(10\alpha\beta) + 1250\alpha^{2}\beta^{5}\gamma^{2}\cos(2\alpha\beta)\cos(10\alpha\beta)$ $+ 375\beta^{4}\cos(2\alpha\beta)\sin(10\alpha\beta) + 210\beta^{2}\gamma\cos(2\alpha\beta)\sin(10\alpha\beta)$ $- 3750\alpha^{2}\beta^{4}\gamma\cos(2\alpha\beta)\sin(10\alpha\beta) - 36\gamma^{2}\cos(2\alpha\beta)\sin(10\alpha\beta)$ $+ 450\alpha^{2}\beta^{2}\gamma^{2}\cos(2\alpha\beta)\sin(10\alpha\beta) - 1375\alpha^{4}\beta^{4}\gamma^{2}\cos(2\alpha\beta)\sin(10\alpha\beta)$ $+ 450\alpha^{2}\beta^{2}\gamma^{2}\cos(2\alpha\beta)\sin(10\alpha\beta) - 1375\alpha^{4}\beta^{4}\gamma^{2}\cos(2\alpha\beta)\sin(10\alpha\beta)$ (3-46)

$$D_{L7} = \frac{2H_1H_2}{15\beta^3 H^2 V_k^4} \left\{ 24\alpha\beta^3 \gamma \cos(10\alpha\beta) - 12\alpha^3\beta^5\gamma \cos(10\alpha\beta) \right\}$$

+ $180\alpha\beta\gamma^{2}\cos(10\alpha\beta) - 24\alpha^{3}\beta^{3}\gamma^{2}\cos(10\alpha\beta) - 4\alpha^{3}\beta^{5}\gamma^{2}\cos(10\alpha\beta)$ + $6\alpha\beta^{3}\cos(2\alpha\beta)\cos(10\alpha\beta) - 60\alpha\beta^{3}\gamma\cos(2\alpha\beta)\cos(10\alpha\beta)$ + $8\alpha^{3}\beta^{3}\gamma\cos(2\alpha\beta)\cos(10\alpha\beta) + 180\alpha\beta\gamma^{2}\cos(2\alpha\beta)\cos(10\alpha\beta)$ - $36\alpha^{3}\beta^{3}\gamma^{2}\cos(2\alpha\beta)\cos(10\alpha\beta) + 2\alpha^{5}\beta^{3}\gamma^{2}\cos(2\alpha\beta)\cos(10\alpha\beta)$ + $3\beta^{4}\cos(10\alpha\beta)\sin(2\alpha\beta) + 42\beta^{2}\gamma\cos(10\alpha\beta)\sin(2\alpha\beta)$ - $30\alpha^{2}\beta^{4}\gamma\cos(10\alpha\beta)\sin(2\alpha\beta) - 180\gamma^{2}\cos(10\alpha\beta)\sin(2\alpha\beta)$ + $90\alpha^{2}\beta^{2}\gamma^{2}\cos(10\alpha\beta)\sin(2\alpha\beta) - 11\alpha^{4}\beta^{4}\gamma^{2}\cos(10\alpha\beta)\sin(2\alpha\beta)$ (3-47)

 $D_{pe} = \frac{2H_2^2}{1171875\beta^2 H^2 V_E^4} \left\{ -600\alpha\beta^3\gamma\cos(10\alpha\beta) - 7500\alpha^3\beta^5\gamma\cos(10\alpha\beta) \right\}$

 $\begin{aligned} &+180\alpha\beta\gamma^{2}\cos(10\alpha\beta)-600\alpha^{3}\beta^{3}\gamma^{2}\cos(10\alpha\beta)\\ &-2500\alpha^{5}\beta^{5}\gamma^{2}\cos(10\alpha\beta)+3750\alpha\beta^{5}\cos^{2}(10\alpha\beta)\\ &-1500\alpha\beta^{3}\gamma\cos^{2}(10\alpha\beta)+5000\alpha^{3}\beta^{5}\gamma\cos^{2}(10\alpha\beta)\\ &+180\alpha\beta\gamma^{2}\cos^{2}(10\alpha\beta)-900\alpha^{3}\beta^{3}\gamma^{2}\cos^{2}(10\alpha\beta)\\ &+1250\alpha^{5}\beta^{5}\gamma^{2}\cos^{2}(10\alpha\beta)-375\beta^{4}\cos(10\alpha\beta)\sin(10\alpha\beta)\\ &+210\beta^{2}\gamma\cos(10\alpha\beta)\sin(10\alpha\beta)-3750\alpha^{2}\beta^{4}\gamma\cos(10\alpha\beta)\sin(10\alpha\beta)\\ &-36\gamma^{2}\cos(10\alpha\beta)\sin(10\alpha\beta)+450\alpha^{2}\beta^{2}\gamma^{2}\cos(10\alpha\beta)\sin(10\alpha\beta)\\ &-1375\alpha^{4}\beta^{4}\gamma^{2}\cos(10\alpha\beta)\sin(10\alpha\beta)\} \quad (3-48)\end{aligned}$

 $D_{D^{9}} = \frac{H_{1}H_{2}}{32400000\,\beta^{9}H^{2}V_{e}^{4}} \left\{ 1216800\,\alpha\beta^{3}\gamma - 6286332\,\alpha\beta\gamma^{2} \right.$

+5364000 $\alpha^{3}\beta^{3}\gamma^{2}$ -1036800 $\alpha^{3}\beta^{3}\gamma\cos(2\alpha\beta)$ + 6220800 $\alpha\beta\gamma^{2}\cos(2\alpha\beta)$ -1036800 $\alpha^{3}\beta^{3}\gamma^{2}\cos(2\alpha\beta)$ - 194400 $\alpha^{3}\beta^{3}\gamma\cos(8\alpha\beta)$ -341820 $\alpha\beta\gamma^{2}\cos(8\alpha\beta)$ - 194400 $\alpha^{3}\beta^{3}\gamma^{2}\cos(8\alpha\beta)$ -1036800 $\alpha^{3}\beta^{3}\gamma\cos(10\alpha\beta)$ + 24883 $2\alpha\beta\gamma^{2}\cos(10\alpha\beta)$ -1036800 $\alpha^{3}\beta^{3}\gamma^{2}\cos(10\alpha\beta)$ + 662400 $\alpha\beta^{3}\gamma\cos(12\alpha\beta)$ + 525120 $\alpha\beta\gamma^{2}\cos(12\alpha\beta)$ - 662400 $\alpha^{3}\beta^{3}\gamma^{2}\cos(12\alpha\beta)$ + 4147200 $\alpha^{2}\beta^{2}\gamma^{2}\sin(2\alpha\beta)$ + 324000 $\beta^{4}\sin(8\alpha\beta)$

- 953280α²β²γ²sin(12αβ)- 216000α⁴β⁴γ²sin(12αβ)} (3-49) (3-41)式~(3-49)式における係数γは次式で与えられる.

$$\gamma = \frac{4}{\left(H \cdot s + B\right)^2} \tag{3-50}$$

(3-39)式よりD_xを,(3-40)式~(3-49)式よりD_bをそれぞ れ求め,(3-38)式に代入すれば盛土形状を考慮した上下方 向の盛土の固有周波数が近似的に算定可能である。

 $D_{v} = \frac{-9}{9375\beta^{3}HV_{z}^{2}} \left(-9375\beta^{2}H_{1} + 56250\gamma H_{1} - 46875\alpha^{2}\beta^{2}\gamma H_{1} - 75\beta^{2}H_{2} + 18\gamma H_{2} - 375\alpha^{2}\beta^{2}\gamma H_{2} + 9375\beta^{2}H_{1}\cos(2\alpha\beta) \right)$

 $+ 18750a^{2}\beta^{4}H_{1}\cos(2\alpha\beta) - 56250\gamma H_{1}\cos(2\alpha\beta)$ $+ 9375a^{2}\beta^{2}\gamma H_{1}\cos(2\alpha\beta) + 6250a^{4}\beta^{4}\gamma H_{1}\cos(2\alpha\beta)$ $+ 75\beta^{2}H_{2}\cos(10\alpha\beta) + 3750a^{2}\beta^{4}H_{2}\cos(10\alpha\beta) - 18\gamma H_{2}\cos(10\alpha\beta)$ $+ 75a^{2}\beta^{2}\gamma H_{2}\cos(10\alpha\beta) + 1250a^{2}\beta^{4}\gamma H_{2}\cos(10\alpha\beta)$ $- 37500\alpha\beta\gamma H_{1}\sin(2\alpha\beta) - 60\alpha\beta\gamma H_{2}\sin(10\alpha\beta) \} (3-39)$ $D_{0} = D_{01} + D_{02} + D_{03} + D_{05}$

 $+D_{D_6} + D_{D_7} + D_{D_8} + D_{D_9}$ (3-40) 上式における $D_{D_1} \sim D_{D_9}$ については数式がかなり複雑に なるが、それぞれ次のように表される.

$$D_{D1} = \frac{8\alpha^{3}}{7875\beta^{2}H^{2}V_{E}^{4}} \left(105 + 63\alpha^{2}\gamma + 10\alpha^{4}\gamma^{2}\right) \times \left(25H_{1}^{2}\cos^{2}(2\alpha\beta) + H_{2}^{2}\cos^{2}(10\alpha\beta)\right) \quad (3-41)$$

$$D_{D2} = \frac{H_1^2}{120\beta^9 H^2 V_5^4} \left\{ 120\alpha\beta^5 - 180\alpha\beta^3\gamma + 80\alpha^3\beta^5\gamma - 1650\alpha\beta\gamma^2 \right\}$$

+1260 $\alpha^{3}\beta^{3}\gamma^{2}$ + 24 $\alpha^{3}\beta^{5}\gamma^{2}$ - 480 $\alpha\beta^{3}\gamma\cos(2\alpha\beta)$ + 2880 $\alpha\beta\gamma^{2}\cos(2\alpha\beta)$ - 480 $\alpha^{3}\beta^{3}\gamma^{2}\cos(2\alpha\beta)$ - 180 $\alpha\beta^{3}\gamma\cos(4\alpha\beta)$ + 750 $\alpha\beta\gamma^{2}\cos(4\alpha\beta)$ - 180 $\alpha^{3}\beta^{3}\gamma^{2}\cos(4\alpha\beta)$ + 1920 $\alpha^{2}\beta^{2}\gamma^{2}\sin(2\alpha\beta)$ - 30 $\beta^{4}\sin(4\alpha\beta)$ + 210 $\beta^{2}\gamma\sin(4\alpha\beta)$ - 60 $\alpha^{2}\beta^{4}\gamma\sin(4\alpha\beta)$ + 495 $\gamma^{2}\sin(4\alpha\beta)$ + 510 $\alpha^{2}\beta^{2}\gamma^{2}\sin(4\alpha\beta)$ - 30 $\alpha^{4}\beta^{4}\gamma^{2}\sin(4\alpha\beta)$ } (3-42)

 $D_{D3} = \frac{H_2^2}{46875000\beta^9} H^2 V_4^{-4} \left\{ 75000\alpha\beta^3 - 4500\alpha\beta^3\gamma + 50000\alpha^3\beta^5\gamma \right\}$

 $+ 50000\alpha^3\beta^5\gamma - 1650\alpha\beta\gamma^2 + 31500\alpha^3\beta^3\gamma^2 + 15000\alpha^5\beta^5\gamma^2$

 $-12000\alpha\beta^{3}\gamma\cos(10\alpha\beta)+2880\alpha\beta\gamma^{2}\cos(10\alpha\beta)$

 $-12000\alpha^{3}\beta^{3}\gamma^{2}\cos(10\alpha\beta)-4500\alpha\beta^{3}\gamma\cos(20\alpha\beta)$

 $+750\alpha\beta\gamma^2\cos(20\alpha\beta)-4500\alpha^3\beta^3\gamma^2\cos(10\alpha\beta)$

+ 9600 $\alpha^2 \beta^2 \gamma^2 \sin(10\alpha\beta)$ - 3750 $\beta^4 \sin(20\alpha\beta)$ + 1050 $\beta^2 \gamma \sin(20\alpha\beta)$

 $-7500\alpha^2\beta^4\gamma\sin(20\alpha\beta)-99\gamma^2\sin(20\alpha\beta)$

+ $2550\alpha^2\beta^2\gamma^2\sin(20\alpha\beta)$ - $3750\alpha^4\beta^4\gamma^2\sin(20\alpha\beta)$ (3-43)

$$D_{D4} = \frac{16H_1H_2}{1575\beta^2 H^2 V_E^4} \left[105\alpha^3 \cos(2\alpha\beta) \cos(10\alpha\beta) \right]$$

+ $63\alpha^{4}\gamma\cos(2\alpha\beta)\cos(10\alpha\beta)$ + $10\alpha^{7}\gamma^{2}\cos(2\alpha\beta)\cos(10\alpha\beta)$ (3-44)

$$D_{D5} = \frac{2H_1^2}{3\beta^3 H^2 V_E^4} \left\{ -24\alpha\beta^3 \gamma \cos(2\alpha\beta) - 12\alpha^3\beta^5 \gamma \cos(2\alpha\beta) \right\}$$

 $+180\alpha\beta\gamma^{2}\cos(2\alpha\beta) - 24\alpha^{3}\beta^{3}\gamma^{2}\cos(2\alpha\beta) - 4\alpha^{5}\beta^{5}\gamma^{2}\cos(2\alpha\beta)$ $+ 6\alpha\beta^{5}\cos^{2}(2\alpha\beta) - 60\alpha\beta^{3}\gamma\cos^{2}(2\alpha\beta) + 8\alpha^{3}\beta^{5}\gamma\cos^{2}(2\alpha\beta)$ $+ 180\alpha\beta\gamma^{2}\cos^{2}(2\alpha\beta) - 36\alpha^{3}\beta^{3}\gamma^{2}\cos^{2}(2\alpha\beta) + 2\alpha^{5}\beta^{5}\gamma^{2}\cos^{2}(2\alpha\beta)$ $- 3\beta^{4}\cos(2\alpha\beta)\sin(2\alpha\beta) + 42\beta^{2}\gamma\cos(2\alpha\beta)\sin(2\alpha\beta)$ $- 30\alpha^{2}\beta^{1}\gamma\cos(2\alpha\beta)\sin(2\alpha\beta) - 180\gamma^{2}\cos(2\alpha\beta)\sin(2\alpha\beta)$ $- 11\alpha^{4}\beta^{4}\gamma^{2}\cos(2\alpha\beta)\sin(2\alpha\beta) + 90\alpha^{2}\beta^{2}\gamma^{2}\cos(2\alpha\beta)\sin(2\alpha\beta)$ (3-45)

$$D_{D6} = \frac{2II_1II_2}{234275\beta^9 H^2 V_E^4} \left\{ -600\alpha\beta^3\gamma\cos(2\alpha\beta) \right\}$$

図-3.3.4 関数 D_Nおよび D_Dの詳細(Hata et al., 2008b に一部加筆)

(3) 固有値解析による固有振動数の算定

ここでは、図-3.3.5 に示すように盛土を水平に分割することで多質点系モデルを作成する.各層の質量 *m_n* はそれぞれの台形の面積と単位体積重量の積により簡単に求めることができる.各層の上下方向のバネ定数 *k_{Vn}*の算定については以下に示す方法を用いた.図-3.3.5 に示すように、分割した土層の幅 *l_n* ならびに層厚 *h* (一定)を用いると、分割した各層に働く上下方向に作用する力 *F_{Vn}* は次のようになる.

$$F_{V_n} = \sigma_{V_n} \cdot l_n = E \frac{\partial \varepsilon_{y_n}}{\partial y_n} l_n = \rho V_E^2 \frac{\partial \varepsilon_{y_n}}{\partial y_n} l_n$$
(3-51)

ここに、Eは弾性係数、 s_m は各層における上下方向(y方向)のひずみ、 ρ は密度、 V_E は弾性波速度である.また、各層の上下方向(y方向)への変位 D_{t_n} は次のようになる.

$$D_{\nu_n} = h \cdot \frac{\partial \varepsilon_{\nu_n}}{\partial y_n} \tag{3-52}$$

(3-51)式および(3-52)式にフックの法則を適用すると、次式が得られる.

$$k_{V_n} = \frac{F_{V_n}}{D_{V_n}} = \frac{l_n}{h} \cdot \rho \cdot V_E^{\ 2}$$
(3-53)

以上のように求めた各層の質量 m_nと上下方向のバネ定数 k_{Vn}から,多自由度モデルの質量マトリックス[M]および剛性マトリックス[K]が求まる.この多自由度振動モデルの上下方向の固有円振動 数 ω_Vは固有方程式の解となる.

$$\left|-\omega_{V}^{2}\cdot\left[M\right]+\left[K\right]=0\tag{3-54}$$

分割数が n の場合,上下方向の固有円振動数 ω_Vは n 個算定されるものの,この中での最小値が 1 次の固有円振動数 ω_{VI} となることから,上下方向の盛土の固有振動数 f_{0V}は f_{0V}=(ω_{VI}/2π)と表わされる. なお,ここでは分割高さ h を h=0.2m (固定) として盛土を分割し固有値解析を行った.



図-3.3.5 盛土の分割と多自由度系でのモデル化

(4) FEM 解析による固有振動数の算定

ここでは図-3.3.6に示すような強固な地盤上に築造された盛土を2次元FEM振動モデルに置き換え、解析コードLIQCA(液状化解析手法LIQCA開発グループ,2007)を用いて計算を行った.入力波は最大振幅10galの鉛直方向正弦波とし、振動数を0.1Hzから30Hzまで0.1Hz刻みで変化させて解析を行った.天端中央における鉛直応答加速度と入力正弦波の最大振幅の比率で表される鉛直加速度応答倍率から盛土の上下方向の固有振動数を推定した.境界条件として、盛土底面の水平および上下方向の変位を拘束した.Rayleigh減衰としては剛性比例型を採用し、その係数は上下方向の盛土の1次の固有振動数に減衰定数1%を仮定して設定した.物性値については弾性材料でモデル化を行い、ポアソン比 $\nu=1/3$ を仮定し、弾性波速度 V_E とせん断波速度 V_S の間に次のような関係が成立する(Ishihara, 1970; 1971).



(3-55)

図-3.3.6 盛土 FEM モデル

(5) 提案式の妥当性の検証

上下振動についても水平振動による固有振動数算定方法と同様の考え方が成立する(石原, 1976) ため、盛土形状を考慮しない場合における上下方向の固有振動数 *f*_{ov}は、盛土高さ *H* およびヤング 係数 *E* を用いて次のように表される(たとえば森尾ら, 1997).

$$E = 16H^2 \cdot f_{0V}^2 \cdot \rho \Longrightarrow f_{0V} = \frac{1}{4H} \sqrt{\frac{E}{\rho}} = \frac{V_E}{4H}$$
(3-56)

ここでは,提案式である(3-38)式,簡易式である(3-56)式,固有値解析,FEM 解析から算定される 上下方向の盛土の固有振動数についてそれぞれ比較検討を行う.表-3.3.1 は固有値解析およびFEM 解析における解析パラメータの一覧である.本解析では,弾性波速度 V_E,盛土高さ H,天端幅 B, 法勾配 s をそれぞれ4ケースずつ変化させ全16ケースのパラメトリックスタディを行った.

図-3.3.7 は盛土形状を考慮した(3-38)式, 盛土形状が考慮されていない(3-56)式, 固有値解析結果, FEM 解析結果をそれぞれ比較することにより, 弾性波速度, 盛土高さ, 天端幅, 法勾配がそれぞれ 上下方向の盛土の固有振動数に及ぼす影響について検討を行ったものである. この図より本研究の 提案式である(3-38)式は固有値解析結果ならびに FEM 解析結果とほぼ一致していることがわかる. 一方で, (3-56)式は盛土形状を考慮していないため, 上下方向の盛土の固有振動数を適切に算定で きていることがわかる. 同図(a)は弾性波速度が上下方向の盛土の固有振動数に及ぼす影響について検討したものであり, (3-38)式および(3-56)式ともに固有振動数は弾性波速度とは比例関係にあるが,盛土形状を考慮した (3-38)式のほうが小さくなる.同図(b)は盛土高さの影響について検討した図であり,高盛土になる ほど,(3-38)式と(3-56)式の開きが徐々に小さくなることが読み取れる.同図(c)は天端幅を変化させ たものである.盛土形状が考慮されていない(3-56)式では,固有振動数が一定であるものの,盛土 形状を考慮した場合,天端幅の増加に伴い,固有振動数の低下がみられる.同図(d)より法勾配が緩 くなるに従い,上下方向の固有振動数は低くなる傾向にあることがわかる.

表-3.3.1 固有値解析および FEM 解析におけるパラメータ一覧

検討ケース		Case															
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
弹性波速度	EV_E (m/s)	200	300	400	500	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240
盛土高	<i>H</i> (m)	10	10	10	10	4	8	12	16	10	10	10	10	10	10	10	10
天端幅	<i>B</i> (m)	10	10	10	10	10	10	10	10	4	8	12	16	10	10	10	10
法勾配	1:s	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	1.5	2.0	2.5	3.0
備考		基本	岡	性変	化		盛土雨	高変化			天端	畐変化			法勾西	记変化	









(c) 天端幅が及ぼす影響

(d) 法勾配が及ぼす影響



3.3 水平基盤上における上下方向の盛土の地震応答特性

3.3.3 水平方向と上下方向の盛土の固有振動数の関係

ここでは、盛土形状を考慮した水平方向と上下方向の盛土の固有振動数について比較検討を行う. 水平方向については、前節の3.2.2項において提案した(3-20)式を対象とする.

図-3.3.8 は盛土形状すなわち弾性波速度,盛土高さ,天端幅,法勾配が上下ならびに水平方向の 盛土の固有振動数に及ぼす影響についてそれぞれ検討を行ったもので,同時に固有振動数の比率 (上下/水平)についても検討を行った.なお,ここでは盛土内の静止土圧係数 K₀=1/2 すなわちポ アソン比 ν=1/3 を仮定して,弾性波速度とせん断波速度の間には(3-55)式の関係が成立するとした.

同図(a)は弾性波速度もしくはせん断波速度が固有振動数に及ぼす影響について検討したもので ある.これより上下方向の固有振動数のほうが水平方向の固有振動数よりも大きくなり,固有振動 数の比率は全域にわたって 1.4 程度の値となることがわかる.

同図(b)は盛土高さが及ぼす影響について検討したもので、こちらでも全域にわたって上下方向の 固有振動数のほうが大きい.固有振動数の比率については、盛土高さが 5m 以低では急激に大きく なるものの、5m 以高では 1.4 程度の一定値となっていることがわかる.

同図(c)は天端幅が及ぼす影響について検討したもので、天端幅が長くなるに伴い、上下ならびに 水平方向ともに盛土の固有振動数は緩やかに小さくなる傾向にある.比率に着目すると、1.4~1.5 程度の値となっている.

同図(d)は法勾配が及ぼす影響について検討したものである.これより緩勾配になるに従い,水平 方向の固有振動数は増加する傾向にあるのに対し,上下方向の固有振動数については低下する傾向 にあることがわかる.本検討で採用した入力パラメータによると,法勾配が 1:2.8 のときにおいて 上下方向と水平方向の固有振動数がほぼ一致することが読み取れる.

以上の結果を総合すると、上下方向と水平方向の盛土の固有振動数の間にはおおむね次式のよう な関係が成立する可能性が高いものと考えられる.

$$f_{0V} \approx 1.4 \cdot f_{0H} \tag{3-57}$$

ここに、f_{0H}は(3-20)式より与えられる水平方向の固有振動数および f_{0V}は(3-38)式より与えられる 上下方向の固有振動数である.上式の傾向は、横尾ら(1957)の盛土の振動台模型実験の結果の傾向 や渡辺ら(1994)のフィルダムの三次元固有値解析結果の傾向と一致する.また本研究の結果によれ ば、法勾配が上下方向の盛土の固有振動数に及ぼす影響が大きく、上式の成立のためには、法勾配 が 1:2 程度であることが条件となる.よって上式を利用すれば、煩雑な上下方向の盛土の固有振動 数算定式((3-38)式)を用いなくても、水平方向の盛土の固有振動数を簡易的に推定可能となる.

3.3 水平基盤上における上下方向の盛土の地震応答特性



図-3.3.8 水平方向と上下方向の固有振動数の関係(水平基盤)

3.3.4 地震動の卓越振動数との関係

(1) 緒言

ここでは、盛土形状を考慮した上下ならびに水平方向の固有振動数と既往の被害地震における強 震動の水平ならびに鉛直成分との関係について検討を行い、地震時における盛土が水平および上下 方向の共振ならびに和差共振を引き起こす可能性について述べる.

(2) 共振の可能性

図-3.3.9 は既往の被害地震における強震動の水平成分と上下成分の卓越振動数の関係を示したものである.対象とした被害地震は表-3.3.2 に示すように 1995 年兵庫県南部地震から 2005 年福岡県西方沖地震までの計 146 波形(水平最大加速度が 200gal 以上の記録)であり,水平成分についてはNS および EW 成分のうち最大加速度が大きい方向を採用している.加速度応答スペクトルおよび加速度波形のフーリエスペクトルから地震動の卓越振動数を選定した.これより鉛直地震動は水平地震動の1~2倍程度の卓越振動数を持つ傾向にあることがわかる.

図-3.3.9 には同時に図-3.3.8 で既に示した上下と水平方向の盛土の固有振動数の関係についても 重ねてプロットしてある.この図より上下ならびに水平方向の盛土の固有振動数は、共に地震動の 卓越振動数域に存在していることが読み取れる.これは、水平方向の地震動の影響だけでなく、上 下方向の地震動の影響についても考慮する必要性を示唆するものである.



図-3.3.9 水平方向と上下方向の振動数の関係

地震名			観測点名			観測機関
1995年	神戸大学 福島	神戸本山 森河内	尼崎竹谷 忠岡	阿倍野	豊中	関震協
丘庸退南部州震		気象庁				
大声が目前の夜		関西電力				
10055	加古川	<u></u>			644 111	鉄道総研
1997年 鹿児島県北西部地震	田水 阿久根	宫之城	大口	川内	横川	防災科研
2000年 鳥取県西部地震	新見 油木 高野	江府 横田 米子	日南 東城 落合	美保関 西城 赤崎	邑智 広瀬	防災科研
2001年 芸予地震	湯大因長 向 広 東 島	三呉川山国	東予 北本川 羅 田	東柳伊広豊	新居浜 美川 府川 油木	防災科研
2003年 宮城県北部地震	築館 石巻	牡鹿	歌津	古川	大和	防災科研
2003年 十勝沖地震	広浜本塘子 尾中別路屈 ––––––––––––––––––––––––––––––––––––	直標沙床 樹 中標 中標 本	池田 本別海 釧路幌 別海 上西春別	目厚足白根落 四日 一根 落 様 室 石	中礼内 様二 () () () () () () () () () (防災科研
2004年	十日町 小出 沼田	小千谷 長岡 塩沢	長岡支所 津南 <u>水上</u>	安塚 鹿瀬	桧枝岐 直江津	防災科研
新潟県中越地震	山古志村 川西町	小千谷市 川口町	小国町 <u>長岡市</u>	高崎市 <u>広神村</u>	片品村 <u>北橘村</u>	気象庁
	新六日町 新押切	新川口 新水上	新長岡 長岡	十日町	飯山	鉄道総研
	越後川口 長岡	<u>小出</u> 沼田	六日町	中之島見附	西山	NEXCO
福岡県西方沖地震		鎮西 飯塚	唐津 前原	 久留米	行橋 松浦	防災科研

表-3.3.2 検討対象とした地震波の一覧

(3) 和差共振の可能性

水平地震動と鉛直地震動が同時に盛土に作用する場合,盛土の地震時応答としてパラメタ励振(原, 1987;徳岡,1990)ならびに和差共振(原,1984;山本,2001)を引き起こす可能性がある.

パラメタ励振とは、上下方向の地震時応答が水平方向の地震時応答を励起する現象(森ら, 2007) もしくは水平方向の地震時応答が上下方向の地震時応答を励起する現象である.

和差共振とは、構造物(ここでは盛土)の水平方向と上下方向の固有振動数の和もしくは差にあたる振動数成分が構造物の地震時応答(水平・上下)において卓越する現象であり、それぞれ和共振および差共振とよばれる.和共振時および差共振時において卓越する振動数*fs* および*fb*はそれぞれ次のように表される.

$$f_S = f_{0V} + f_{0H} \tag{3-58}$$

$$f_D = f_{0V} - f_{0H}$$
 when $f_{0V} > f_{0H}$ (3-59)

ここに、*f*_{0H}は水平方向の、*f*_{0V}は上下方向の固有振動数である. 和差共振が盛土の直接的な被害原因になるかどうかは現状では不明であるが、和差共振が発生した場合、通常の共振よりも激しい揺れを引き起こすことが報告されている(原, 1984). そこで(3-20)式と(3-38)式を用いて、盛土の地震時応答において和差共振を引き起こす可能性について検討する.

図-3.3.10 は図-3.3.9 で既示した 146 波形の水平もしくは鉛直地震動の卓越振動数のヒストグラム に、図-3.3.8 のパラメトリックスタディの結果をもとに、(3-58)式および(3-59)式で計算される和固 有振動数*fs*および差固有振動数*fb*の関係を重ね合わせたものである.

同図(a)は水平地震動の卓越振動数に対する盛土の和共振の可能性について検討したものである. 水平地震動の卓越振動数域と和共振域は少しずれている.同図(b)は上下地震動の卓越振動数に対す る盛土の和共振の可能性について検討したもので,鉛直地震動の卓越振動数域と和共振域がほぼ一 致している.よって盛土の和共振は鉛直地震動によって引き起こされる可能性が高い.同図(c)は水 平地震動の卓越振動数に対する盛土の差共振の可能性について検討したもので,水平地震動の卓越 振動数域と差共振域がほぼ一致している.同図(d)は鉛直地震動の卓越振動数に対する盛土の差共振 の可能性についてそれぞれ検討したものである.この図より鉛直地震動の卓越振動数域と差共振域 は,領域が異なっている.よって盛土の差共振は水平地震動によって引き起こされる可能性が高い. よって,盛土は地震時において和共振ならびに差共振を示す振動性状を有していることがわかる.



3.3.5 まとめ

本節ではレイリーの方法を盛土の地震時加速度による上下方向の振動に適用し,盛土形状を考慮 した簡便な盛土の固有振動数算定式を次式のように提案した(秦ら, 2006a; 2008b).

$$f_{0H} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{D_N}{D_D}}$$
(3-38)

ここに, *D_N*および *D_D*は,盛土高 *H*,天端幅 *B*,法勾配 *s*,せん断波速度 *V_s*を変数とする(3-39) 式~(3-50)式を用いて表される.

本提案式は,FEM 解析結果ならびに固有値解析結果とほぼ一致していることから,盛土高さ,天 端幅,法勾配といった台形断面を有する盛土形状を考慮した上下方向の固有振動数を適切に算定す ることができることを確認した.

また一般的な上下方向の盛土の振動は、以下に示すような特徴を有している.

- (1) 上下方向の盛土の固有振動数は,弾性波速度が小さいほど,盛土高さが高いほど,天端幅 が長くなるほど,緩勾配になるほど低くなる.
- (2) 上下方向の盛土の固有振動数は,水平方向の盛土の固有振動数と比較して一般的に 1.4 倍程 度大きい.
- (3) 上下方向の盛土の固有振動数は、法勾配の影響を受けやすい、また緩勾配になるほど上下 方向と水平方向における盛土の固有振動数の差は非常に小さくなり、両者が一致する可能 性もある。

一方で,水平方向と上下方向の地震応答特性は,それぞれ以下に示すような相互関係を有してい る可能性がある.

- (4) 水平ならびに上下方向の盛土の固有振動数領域は、既往の被害地震における水平ならびに 鉛直地震動の卓越振動数領域とほぼ一致していることから、地震時における盛土の振動性 状は水平方向だけでなく鉛直方向についても共振する可能性がある。
- (5) 盛土が和共振時および差共振時において卓越すると推定される振動数領域は、既往の被害 地震における水平ならびに鉛直地震動の卓越振動数領域とほぼ一致していることから、盛 土は地震時において和差共振を伴った応答を示す可能性がある.

これらの知見は、盛土の地震時応答を適切に算定するためには、従来から考慮されてきた水平方 向のせん断応答だけでなく上下方向の応答を同時に考慮する必要性を示唆するものである.

3. 4 傾斜基盤上における盛土の地震応答特性

3.4.1 はじめに

日本は世界有数の山岳国であり、国土面積の約7割が山地や丘陵地で占められていることから急 傾斜地における盛土、すなわち傾斜基盤を有する盛土が数多く見受けられる.

傾斜基盤上の盛土の地震被害は,2.2節や2.4.4項で述べたとおり1978年宮城県沖地震,1993 年釧路沖地震,1993年北海道南西沖地震,1995年兵庫県南部地震,2004年新潟県中越地震,2007 年能登半島地震などの既往の大地震において宅地造成盛土や道路盛土等の被害として報告されている.

特に,2004年に発生した新潟県中越地震では、水平加速度と同等、あるいはそれ以上の鉛直加速 度が観測されており、傾斜基盤上に築造された高速道路盛土の被災が報告されている(國生,2005). 沖村ら(1999)は、傾斜した基盤上斜面の地震応答解析を実施し、基盤層上の盛土では、上下方向の 応答加速度による慣性力が生じやすく、斜面安定性に大きな影響を及ぼす可能性があることを報告 している.盛土が自重による摩擦によって斜面安定性を保つことを考慮すれば、被災原因において 上下動の影響は無視できない可能性があると考えられるが、傾斜基盤上の盛土の振動性状や上下動 応答が盛土の破壊に及ぼす影響に関する検討はあまり行われていないのが現状である.

近年、レベル2地震動に対する盛土構造物の耐震性能照査手法の1つとして Newmark 法が設計 指針において明示されている(たとえば鉄道総研,2007)が、傾斜基盤上の盛土を対象とした Newmark 法の適用性についてこれまで検討がなされた例は少ない.

そこで本節では、3.2節および3.3節と同様に、傾斜基盤上における盛土の地震応答特性に関 する基礎的検討を行う.具体的には、傾斜基盤上に築造された盛土の地震応答特性を把握すること を目的として、盛土高、天端幅、法面勾配、傾斜基盤勾配をそれぞれ考慮した簡便な傾斜基盤上の 盛土の固有振動数算定式を水平方向および上下方向それぞれについて提案する.そして本提案式の 妥当性を検証するため、振動台模型実験結果および FEM 解析結果との比較検討を行った. 3. 4. 2 傾斜基盤上の盛土の固有振動数算定式

(1) 対象とする盛土の形状

図-3.4.1は2004年新潟県中越地震において特に被災の多かった関越自動車道の小出〜越後川口に おける代表的な崩壊前の傾斜基盤上盛土の横断面概略図である(大塚, 2005).本研究では以下に示す 2つの理由を勘案して,図-3.4.2に示すように図-3.4.1を簡略化した盛土形状を対象とした.

① 第4章で述べる動的遠心模型実験ならびに動的 FEM 解析で対象とした傾斜基盤上の盛土の形状との整合性

② 図-3.4.1 の山側における法勾配 L を考慮した場合,固有振動数算定式の導出における二重積分の実施が困難になり,算定式が非常に複雑化すること

なお,図-3.4.2 において斜面右上側(山側)の法勾配形状は考慮されておらず,法勾配角度 90 度の 簡略化された形状のモデルとなっている.

以下に、図-3.4.2 に示すような盛土形状のパラメータ、すなわち盛土高さ H, 天端幅 W, 法面勾 配 S, 傾斜基盤勾配 K を考慮し、水平ならびに上下方向についての簡便な盛土の固有振動数算定式 を近似解を与えるレイリーの方法(Rayleigh *et al.*, 1894;小坪, 1979)により定式化を行う.



図-3.4.1 2004年新潟県中越地震で被災した代表的な傾斜基盤上における高速道路盛土の形状



図-3.4.2 本研究で対象とした盛土の形状

(2) 水平方向における盛土の固有振動数算定式

はじめに固有振動数算定の流れを以下に示す.

- レイリーの式をたわみを変数とする式で表現する(振動時に作用する加速度が静的に作用する ときのせん断変形によるひずみエネルギーを使用)
- ② 盛土の自重に伴う作用力の定式化(静的に加速度が作用したときの荷重分布を使用)
- ③ 盛土の変形係数の定式化
- ④ 静的荷重による盛土のたわみの近似式の定式化
- ⑤ ④で導出した近似式を①で示した式に代入
- ⑥ 二重積分を実施することで、算定式を定式化

ここでは強固な傾斜基礎地盤上に築造された盛土を対象とするため, 盛土-傾斜基礎地盤間の相互 作用を考慮しないこととし, 盛土と傾斜した基礎地盤との境界はすべて固定とした. 図-3.4.3 に示 すとおり任意位置 x における水平方向の加速度 α_{H} に伴うせん断力(盛土の質量に比例する水平方向 のせん断力) $p_{H}(x)$ は,次のように表される.

$$p_{H}(x) = \int_{\alpha}^{x} \{ (Sx + W) - (Kx + (S - K)H + W) \} \rho \cdot \alpha_{H} \cdot dx$$





ここに、傾斜基盤勾配のパラメータK>盛土法勾配のパラメータSである.

また, αは図-3.4.3 に示すとおり Area1(図-3.4.3(a))と Area2(図-3.4.3(b))の面積が等しくなるような 位置を示しており, Area1 を含む 0~Hの積分と Area2 を含むα~Hの積分はそれぞれ等価の関係に あり次式で与えられる.

$$\alpha = \frac{\sqrt{K} \{H(K-S) - 2W\} - \sqrt{\beta}}{\sqrt{K}(K+S)}$$
(3-61)

ここに、上式におけるβは次式で与えられる.

 $\beta = -H^2K^2S + 2H^2KS^2 - H^2S^3 - 2HWK^2 + 4HWKS - 2HS^2W + 3KW^2 - SW^2$ (3-62) また任意位置 x におけるせん断振動による変形定数 $k_H(x)$ は,盛土を線形弾性体とした場合,図 -3.4.3 に示すとおり任意位置 x における単位奥行き当りの断面積となる(S-K)x+(K-S)Hに比例する ことから,微小長さ dx で除することによって次のように表される.

$$k_H(x) = \frac{(S-K)x + (K-S)H}{dx} \cdot \rho \cdot V_s^2$$
(3-63)

ここに、 V_x はせん断波速度である.よって、任意位置xにおける変位を、図-3.4.3 に示すように $a \sim x$ 間に作用する慣性力が任意位置xにおいて集中荷重 $p_H(x)$ として作用し、その荷重によって $x \sim H$ 間が(3-63)式で求められた変形定数 $k_H(x)$ によって変形するとすれば、水平方向における静荷重によるたわみの近似解 $\overline{v}_H(x)$ は、(3-60)式と(3-63)式の関係がフックの法則になるので、次のように表わされる.

$$\overline{U}_{H}(x) = \frac{\alpha_{H}}{V_{s}^{2}} \cdot \int_{x}^{H} \left[\frac{\int_{\alpha}^{x} \{(S-K)x + (K-S)H\} dx}{\{(S-K)x + (K-S)H\}} \right] dx$$
(3-64)

(3-64)式をレイリーの方程式である(3-15)式に代入し整理すると次のようになる.

$$f_{0H} = \frac{V_s}{2\pi} \sqrt{\frac{\int_{\alpha}^{H} \left[\int_{x}^{H} \frac{\int_{\alpha}^{x} \{(S-K)x + (K-S)H\} dx}{\{(S-K)x + (K-S)H\}} dx \right]}{\int_{\alpha}^{H} \left[\int_{x}^{H} \frac{\int_{\alpha}^{x} \{(S-K)x + (K-S)H\} dx}{\{(S-K)x + (K-S)H\}} dx \right]^2} dx}$$
(3-65)

上式の積分を行えば、傾斜基盤上における水平方向の盛土の固有振動数 for の算定式は次のよう に表される.

$$f_{0H} = \frac{\sqrt{5}}{2\pi} \cdot \frac{V_s}{H - \alpha}$$
(3-66)

(3) 上下方向における盛土の固有振動数算定式

ここでは、水平方向と同様に、弾性波(疎密波)速度 V_E 、盛土高 H、天端幅 W、法面勾配 S、傾斜 基盤勾配 K をそれぞれ変数とした上下方向の盛土の固有振動数算定式を導出する(すなわち水平方 向のせん断変形を上下方向の慣性力に伴う変形に置き換える). なお、以下における弾性波速度 V_E とは疎密波の速度を意味する. また盛土形状の寸法(盛土高 H、天端幅 W、法面勾配 S、傾斜基盤 勾配 K) は、図-3.4.3 に示した盛土寸法と同一値を採るものとする. ここでは盛土-傾斜基礎地盤間 の相互作用を考慮しないことから、盛土と傾斜した基礎地盤との境界はすべて固定する. 図-3.4.4 に盛土の上下を反転した模式図を示すが、任意位置 x における鉛直方向の加速度 α_V に伴う鉛直方向 の作用力 $p_V(x)$ は、次のように表される.

$$p_V(x) = \int_0^x \left(\frac{1}{S}x - \frac{1}{K}x\right) \alpha_V \cdot g \cdot dx = \int_0^x \left(\frac{K-S}{SK}\right) x \cdot \alpha_V \cdot g \cdot dx$$
(3-67)



(a) 正規積分区間:0~x~W+HS





また任意位置 x における変形定数 k_t(x)は,盛土を線形弾性体とした場合,図-3.4.4 に示すとおり 任意位置 x における単位奥行き当りの断面積((K-S)/(SK)) x に比例することから,微小長さ dx で除 することによって次のように表される.

$$k_{V}(x) = \frac{(K-S)x}{S \cdot K \cdot dx} \cdot \rho \cdot V_{E}^{2}$$
(3-68)

この変形定数 $k_t(x)$ は、図-3.4.4 に示すように盛土底面固定状態における鉛直方向に作用する盛土 そのものの自重に起因する静的な変形を対象として決定している.よって、任意位置 x における変 位を図-3.4.4 に示すように $0 \sim x$ 間に作用する自重が任意位置 x において集中荷重 $p_t(x)$ として作用し、 その荷重によって $x \sim \delta$ 間が(3-68)式で求められた変形定数 $k_t(x)$ によって変形するとすれば、上下方 向の静荷重によるたわみ $\overline{v}_t(x)$ (近似解)は、(3-67)式と(3-68)式の関係から次のように表わされる.

$$\overline{U}_{\nu}(x) = \frac{g}{V_{E}^{2}} \int_{x}^{s} \frac{\int_{0}^{x} \left\{ \left(\frac{K-S}{SK} \right) x \right\} dx}{\left\{ \left(\frac{K-S}{SK} \right) x \right\}} dx$$
(3-69)

ここに、 *δ*は図-3.4.4 に示すとおり Area1(図-3.4.4(a))と Area2(図-3.4.4(b))の面積が等しくなる位置 を示しており、Area1 を含む 0~*W*+*HS* の積分と Area2 を含む 0~*δ*の積分はそれぞれ等価の関係に あるため (Area1=Area2 であるため)、次式で与えられる.

$$\delta = H \cdot S \cdot \sqrt{1 + K \cdot \left(\frac{K - S}{S \cdot K}\right)}$$
(3-70)

(3-69)式をレイリーの方程式である(3-15)式に代入し整理すると次のようになる.

$$f_{0V} = \frac{V_E}{2\pi} \left\{ \frac{\int_0^{\delta} \left[\int_x^{\delta} \frac{\int_0^x \left\{ \left(\frac{K-S}{SK} \right) x \right\} dx}{\left\{ \left(\frac{K-S}{SK} \right) x \right\}} dx} \right] dx}{\int_0^{\delta} \left[\int_x^{\delta} \frac{\int_0^x \left\{ \left(\frac{K-S}{SK} \right) x \right\} dx}{\left\{ \left(\frac{K-S}{SK} \right) x \right\}} dx} \right] dx} \right] dx}$$
(3-71)

上式の積分を行えば、傾斜基盤上における上下方向の盛土の固有振動数 for の算定式は次のように 表される.

$$f_{0V} = \frac{\sqrt{3}V_E}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{(1 - \delta^2 + 2\delta^2 \ln|\delta|)}{(\delta - 1)^3 (3\delta + 1)}}$$
(3-72)

3.4.3 提案式の検証

(1) FEM 解析の概要

ここでは傾斜基盤上の盛土を2次元 FEM 振動モデルに置き換え、動的解析を行った.入力波は 水平または鉛直方向について最大振幅0.1m/sec²の正弦波とし、加振振動数を10Hzから150Hzまで 1Hz 刻みで変化させて計算した.

図-3.4.5に示す天端中央における応答加速度と入力正弦波の加速度振幅の比率で表される水平または上下方向の加速度応答倍率から盛土の水平ならびに上下方向の固有振動数をそれぞれ推定した.物性値については弾性材料でモデル化を行い,ポアソン比ν=1/3(すなわち線形弾性体の場合 V_E=2V_S)を仮定した.

表-3.4.1 は FEM 解析ケース一覧である. ここでは,盛土形状および盛土の剛性をそれぞれ変化させ,水平もしくは上下方向に加振した計 36 ケースについて解析を行った. 図-3.4.5 に FEM メッシュ図の一例を示す.境界条件としては,底面は水平および上下方向ともに剛基盤として固定,側方については水平方向固定,鉛直方向自由とした.



(a) Cal.1~4H, Cal.1~4V

(b) Cal.18H, Cal.18V

図-3.4.5 傾斜基盤上の盛土の FEM モデルの例

解析ケース		せん断波速度	弹性波速度	盛土高	天端幅	法勾配	傾斜基盤勾配																							
水平加振	上下加振	<i>V</i> _S (m/s)	V_E (m/s)	<i>H</i> (m)	<i>W</i> (m)	1:5	1:K (deg.)	備考																						
Cal. 1H	Cal. 1V	100	200	10	10	1:2.0	$1:5.67(10^{\circ})$	基本ケース																						
Cal. 2H	Cal. 2V	50	100					せん断波速度																						
Cal. 3H	Cal. 3V	150	300	10	10	1:2.0	1 : 5.67 (10°)	· 磁性波速度																						
Cal. 4H	Cal. 4V	200	400					変化																						
Cal. 5H	Cal. 5V			4		1:2.0	1 : 5.67 (10°)	盛土高変化																						
Cal. 6H	Cal. 6V	100	200	8	10																									
Cal. 7H	Cal. 7V		200	12	10																									
Cal. 8H	Cal. 8V			16																										
Cal. 9H	Cal. 9V		200	10	4	1:2.0	1 : 5.67 (10°)	天端幅変化																						
Cal. 10H	Cal. 10V	100			8																									
Cal. 11H	Cal. 11V	100		10	12																									
Cal. 12H	Cal. 12V																											16		
Cal. 13H	Cal. 13V					1:1.5		法勾配変化																						
Cal. 14H	Cal. 14V	100	200	10	10	1:2.5	1 : 5.67 (10°)																							
Cal. 15H	Cal. 15V					1:3.0																								
Cal. 16H	Cal. 16V	100		10		1:2.0	1:11.43 (5°)	傾斜基盤																						
Cal. 17H	Cal. 17V) 200		10		1:3.73 (15°)																							
Cal. 18H	Cal. 18V						$1:2.75(20^{\circ})$	-SHL & L																						

表-3.4.1 FEM 解析パラメータ一覧

(2) FEM 解析結果との比較

図-3.4.6 は盛土の剛性(せん断波速度 V_s および弾性波(疎密波)速度 V_E),盛土高さ,天端幅,法 面勾配,傾斜基盤角度をそれぞれ変化させた場合の FEM 解析結果と本研究において提案する傾斜 基盤上における盛土の固有振動数算定式を比較したものである.なお,図中の括弧内の数字は誤差 値((提案式-FEM 解析結果)×100)を表わしている.この図よりすべての比較検討ケースにおける誤 差値の最大は-9%(Cal.2H)であった.よって本結果によれば、本提案式は傾斜基盤を有する盛土の 水平および上下方向の固有振動数を1割以下の誤差で簡便に算定可能であるといえる.



(a) 剛性(せん断波速度および弾性波速度)変化



(b) 盛土高変化



(c) 天端幅変化

図-3.4.6 FEM 解析結果との比較

3. 4 傾斜基盤上における盛土の地震応答特性



(3) 振動台模型実験の概要

写真-3.4.1 に示すような水平方向加振および上下方向加振の電磁式の小型振動台をそれぞれ用い, 振動台上に傾斜基盤(アクリル板)を有する模型盛土(シリコンゴム)を直接設置して盛土横断面方向 および鉛直方向についてそれぞれ一方向加振を行った.法肩中央に10mm毎に測点を設け,加振中 に盛土天端の挙動を側方または上方より高速CCDカメラを用いて撮影し,画像解析(加納ら,2000) により測点の変位量を求めた.用いた高速CCDカメラの性能を考慮して盛土延長中央付近におけ る3測点の平均変位を当該盛土の応答変位量X4とした.ここで,加速度一定条件で加振すると高振 動数領域において振幅が小さくなり,本システムでは変位が測定できなくなるため,加振両振幅一 定条件(水平方向:0.1mm,上下方向:0.6mm)のもとで加振振動数f4を変化させながら実験を行い, 実験後に模型材料の線形性を仮定して水平方向については30Hz(=f30)および上下方向については 50Hz(=f50)の加速度を基準加速度とした(3-73)式および(3-74)式のように正規化を施した.そして加 振動数f4と水平または上下方向の盛土の応答変位量X4,X7の関係から模型盛土の水平および上下 方向の1次固有振動数f64,670を推定した(秦ら,2003;2004).

$$X_H = X_A \cdot \left(\frac{f_{30}}{f_A}\right)^2 \tag{3-73}$$

(3-74)

$$X_{V} = X_{A} \cdot \left(\frac{f_{50}}{f_{A}}\right)^{2}$$





(a) 水平方向加振(Exp.1H) 写真-3.4.1 振動台模型実験模型盛土設置状況

(b) 上下方向加振(Exp.1V)

表-3.4.2 に各ケースの実験条件を示す.本実験では、盛土延長を 0.4m(一定)として盛土の剛性(せ ん断波速度 Vs・弾性波 (疎密波) 速度 Ve)、盛土高 H、天端幅 W、法面勾配 S、傾斜基盤勾配 K をそ れぞれ変化させて実験を行った。盛土模型材料としてはシリコンゴムを使用した。また境界条件と して写真-1に示すように盛土側方面に緩衝材としてシリコンゴム(盛土模型材料のシリコンゴムの 約2倍程度の剛性)を設置した.

振動台模型実験に先立ち模型材料の中空ねじり試験を実施し、せん断弾性係数 G を求めた.実験 で使用したシリコンゴムの密度 ρ は 1.10g/cm³およびポアソン比vは 0.48 (V_E =3.74 V_S)である. せん 断波速度 Vsおよび弾性波(疎密波)速度 VFは、模型材料のシリコンゴムを等方弾性体と仮定して計 算した.

実験	実験ケース		天端幅	法勾配	傾斜基盤勾配	せん断波速度	弹性波速度	供去	
水平加振	上下加振	H (mm)	W (mm)	1:S	1:K (deg.)	Vs (m/sec)	V_E (m/sec)	脯丐	
Exp. 1H	Exp. 1V	80.5	80.1	1:2.01	1:5.67 (10°)	14.8	55.4	基本ケース	
Exp. 2H	Exp. 2V	80.4	80.3	1:2.00	1:5.67 (10°)	6.1	22.8	副時生がル	
Exp. 3H	Exp. 3V	80.1	80.5	1:2.03	1:5.67 (10°)	18.0	67.4	两川主友16	
Exp. 4H	Exp. 4V	40.2	80.1	1:2.01	1:5.67 (10°)	14.8	55.4	成上古亦ル	
Exp. 5H	Exp. 5V	120.1	80.2	1:2.01	1:5.67 (10°)	14.8	55.4	盈上向友化	
Exp. 6H	Exp. 6V	80.0	40.0	1:2.02	1:5.67 (10°)	14.8	55.4	工出起亦化	
Exp. 7H	Exp. 7V	80.5	120.4	1:2.05	1:5.67(10°)	14.8	55.4	大端幅发化	
Exp. 8H	Exp. 8V	80.3	80.1	1:1.01	1:5.67 (10°)	14.8	55.4	计句副亦作	
Exp. 9H	Exp. 9V	80.8	80.3	1:3.03	1:5.67(10°)	14.8	55.4	法 为配复化	
Exp. 10H	Exp. 10V	80.2	80.5	1:2.02	1:11.4 (5°)	14.8	55.4	基盤傾斜	
Exp. 11H	Exp. 11V	80.1	80.5	1:2.03	1:3.73 (15°)	14.8	55.4	勾配変化	

表-3.4.2 振動台模型実験ケース一覧

(4) 振動台模型実験結果との比較

図-3.4.7 は振動台模型実験から推定した固有振動数と本研究で提案する固有振動数算定式((3-64) 式および(3-71)式)を比較検討したものである.なお、図中の括弧内の数字は誤差値((提案式-実験 値)×100)を表わしている。同図(a)は模型盛土の剛性を変化させた場合の振動台実験結果と固有振動 数算定式とを比較したものである.これより水平方向については実験値と提案式がほぼ一致してい るのに対し、上下方向では弾性波(疎密波)速度が最大である Exp.3V の実験値は提案式よりも小さ くなっていることが読み取れる.同図(b)は模型盛土の盛土高さを変化させた場合の振動台実験結果 と固有振動数算定式とを比較したものである.これより水平方向については実験値と提案式がほぼ 一致しているのに対し,上下方向では模型盛土高さが 40mm である Exp.4V において提案式よりも 固有振動数が低くなっていることがわかる。同図(c)は模型盛土の天端幅を変化させた場合の振動台 実験結果と固有振動数算定式とを比較したものである。これより水平ならびに上下方向ともに実験 値と提案式がほぼ一致していることがわかる。また天端幅が水平ならびに上下方向の固有振動数に 及ぼす影響は非常に小さいことが読み取れる.同図(d)は模型盛土の法面勾配を変化させた場合の振 動台実験結果と固有振動数算定式とを比較したものである.これより緩勾配になるにつれて水平な らびに上下方向ともに盛土の固有振動数は低くなる傾向にあることがわかる. また法面勾配が 1:1 である Exp.8H および Exp.8V では, 水平および上下方向ともに提案式のほうが実験値よりも固有振 動数が高くなっていることが読み取れる.同図(e)は模型盛土の傾斜基盤勾配を変化させた場合の振 動台実験結果と固有振動数算定式とを比較したものである. これより傾斜基盤勾配が緩勾配になる につれて固有振動数は、水平方向では高周波側に移行する傾向にあるのに対し、上下方向では低周 波側に移行する傾向にあることがわかる. またいずれも比較的高周波域となる Exp.10H ならびに Exp.11Vにおいて実験値よりも提案式による固有振動数が高くなっていることが読み取れる.

以上の結果を総合すると、水平方向では 70Hz 以高、上下方向では 100Hz 以高の比較的高周波域 では模型盛土の寸法効果による影響(秦ら, 2003)もあり実験値と提案式との間に 1 割以上の誤差(最 大誤差値+74% (Exp.4V))が見られるものの、固有振動数が極端に高くなるケースを除けば、本提案 式は傾斜基盤を有する盛土の水平および上下方向の固有振動数を 1 割以下の誤差で推定できてい ることが読み取れる.







図-3.4.7 振動台模型実験結果との比較

3. 4. 4 水平方向と上下方向の固有振動数の関係

図-3.4.8 に盛土形状すなわち盛土高,天端幅,法面勾配,傾斜基盤勾配が上下ならびに水平方向の盛土の固有振動数に及ぼす影響についての検討結果を固有振動数の比率(上下/水平)とあわせて示す.固有振動数の比率 R(上下/水平)は,盛土を弾性体と仮定すれば,(3-64)式,(3-71)式より弾性波(疎密波)速度 V_Eとせん断波速度 V_Sの関係を考慮して次式で表わされる.

$$R = \sqrt{\frac{3}{5}} \cdot \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \cdot \left(H-\alpha\right) \cdot \sqrt{\frac{\left(1-\delta^2+2\delta^2\ln|\delta|\right)}{(\delta-1)^3(3\delta+1)}}$$
(3-75)

なお、図-3.4.8ではポアソン比v=0.4とした. 同図(a)より上下方向の固有振動数のほうが水平方向 の固有振動数よりも大きくなっている. 同図(b)より上下方向の固有振動数は一定値であるのに対し、 天端幅が大きくなるにつれ水平方向の固有振動数は緩やかに低くなる傾向にあり、固有振動数の比 率は緩やかに大きくなる傾向にあることがわかる. 同図(c)より水平方向ならびに上下方向の固有振 動数は緩勾配になるに従い低周波域に移行する傾向にあり、固有振動数の比率は一定値となってい ることがわかる. 同図(d)より基盤面の勾配が急勾配になるに伴い、水平方向の固有振動数は高周波 域に移行する傾向にあるのに対し、上下方向の固有振動数は低周波域に移行する傾向にあり、両者 の傾向が異なっていることが読み取れる.

以上の結果を総合すると、基盤面の勾配は盛土高、天端幅、法面勾配と比較して、上下方向と水 平方向の盛土の固有振動数の比率に対して比較的大きな影響を及ぼすものと考えられる。



3-40

3.4.5 まとめ

本節ではレイリーの方法を盛土の地震時加速度によるせん断振動もしくは慣性力による上下方 向の振動に適用し,傾斜基盤上における盛土形状を考慮した簡便な盛土の固有振動数算定式を水平 方向ならびに上下方向に関してそれぞれ次式のように提案した(秦ら, 2007c).

$$f_{0H} = \frac{\sqrt{5}}{2\pi} \cdot \frac{V_s}{H - \alpha}$$
(3-66)

$$f_{0V} = \frac{\sqrt{3}V_E}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{(1 - \delta^2 + 2\delta^2 \ln|\delta|)}{(\delta - 1)^3 (3\delta + 1)}}$$
(3-72)

ここに, *α*および*δ*は, 盛土高 *H*, 天端幅 *B*, 法勾配 *s*, 傾斜基盤勾配 *K*, せん断波速度 *V*, を変数 とする(3-66)式および(3-72)式を用いてそれぞれ表される.

本提案式は,水平方向および上下方向ともに振動台模型実験結果,固有値解析結果,FEM 解析結 果とほぼ一致していることから,盛土高さ,天端幅,法勾配,傾斜基盤勾配といった形状を有する 盛土の水平方向ならびに上下方向の固有振動数を簡便にかつ精度良く算定することができること を確認した.

また本提案式は、以下に示すような特徴を有している.

- (1) 傾斜した基盤面上の盛土の水平方向の固有振動数は、せん断波速度が遅いほど、盛土高が 高いほど、天端幅が広いほど、法面勾配が緩勾配になるほど、基盤面の勾配が急勾配にな るほど低くなる.
- (2) 傾斜した基盤面上の上下方向の盛土の固有振動数は,弾性波(疎密波)速度が遅いほど,盛 土高が高いほど,法面勾配および基盤面の勾配が緩勾配になるほど低くなる.また天端幅 には依存しない.
- (3) 基盤面の勾配は盛土高,天端幅,法面勾配と比較して,上下方向と水平方向の盛土の固有 振動数の比率に比較的大きな影響を及ぼし,場合によっては水平方向と上下方向の盛土の 固有振動数が一致する可能性もある.
- (4) 本提案式と振動台模型実験結果および FEM 解析結果をそれぞれ比較した結果,水平方向では70Hz以高および上下方向では100Hz以高の固有振動数が極端に高くなる振動台模型実験のケースを除けば,本提案式は盛土高,天端幅,法面勾配,基盤面の勾配といった盛土の形状の影響を含めて,盛土の水平および上下方向の固有振動数を1割程度の誤差で簡便に推定できることを確認した.
- (5) 本提案式はあくまでも近似解であること、および本提案式の導出過程において盛土を線形 弾性体と仮定していることに留意しなければならない.

3.5 水平ならびに上下方向の地震応答の相互作用を考慮した盛土の解析手法

3.5.1 はじめに

盛土の上下方向の地震応答に関する既往の研究は,数少ないものの,これまで幾つかの研究成果 が報告されている.

平田(1985)は,FEM 解析の結果から盛土の地震時応答は,前者にあたる上下方向の地震応答によって励起される水平方向の地震応答が比較的大きいことを報告している.森ら(2007)は,1995 年兵庫県南部地震における地盤地震応答に上下方向の地震応答が水平方向の地震応答に寄与していることを報告している.

さらに秦ら(2005)は、盛土の地震時応答を回転運動で表現した簡便な1質点系のモデル化による 地震時の盛土の応答計算を試みているが、上下方向の盛土の地震応答特性を十分に評価できていな いなどの問題を含んでいる。

水平動と上下動が同時に入力した場合の構造物の地震応答計算として,質点系でモデル化したの に対して,水平動に対する応答計算と上下動に対する応答計算をそれぞれ個別に行い,これらの 別々に計算された応答結果を重ね合せることにより,同時入力としての応答加速度を算定する手法 がこれまで提案されている(中川ら,1982;黒田,1982;飯島,1999).

しかしながらこれらの手法では、水平応答が上下応答に寄与および上下応答が水平応答に寄与す るといった水平応答と上下応答の間における相互作用(パラメタ励振(原, 1987; 徳岡, 1990)などと よばれる)の影響が考慮されないという問題がある.パラメタ励振とは、上下方向の地震時応答が 水平方向の地震時応答を励起もしくは水平方向の地震時応答が上下方向の地震時応答を励起する 現象である.

そこで本節では、盛土の水平ならびに上下方向の応答特性を同時に考慮した簡便な地震応答解析 手法について述べる.具体的には、盛土の地震時の質点の変位を水平変位と上下変位がベクトル的 に合成されたものであると仮定して、水平応答と上下応答がそれぞれ相互に影響し合う簡便な1質 点系の振動モデルで盛土をモデル化した.そして水平基盤上ならびに傾斜基盤上に築造された盛土 に対する動的遠心模型実験を実施し、その結果と比較することで、本手法の適用性について検討を 行った.

3.5.2 質点系モデルを用いた盛土のモデル化

(1) 水平・上下応答1質点系モデル

盛土を図-3.5.1 左側に示すような水平応答1質点系でモデル化する場合,その運動方程式は盛土の水平方向の固有振動数f_Hを用いて次のように表わされる.

$$\ddot{x} + 4\pi\xi_H f_H \dot{x} + 4\pi^2 f_H^2 x = -\ddot{X}$$
(3-76)

ここに, *ζ*_Hは水平応答に対する減衰定数, *x* は水平応答変位および*X* は水平方向の入力地震加速 度である.

上式と同様に、図-3.5.1 中側に示す盛土モデルの上下方向の運動方程式は上下方向の固有振動数 fyおよび上下応答に対する減衰定数 ξyを用いて次のように表わされる.

$$\ddot{y} + 4\pi\xi_V f_V \dot{y} + 4\pi^2 f_V^2 y = -\ddot{Y}$$
(3-77)

ここに, yは上下応答変位およびÿは上下方向の入力地震加速度である.

(3-76)式および(3-77)式では、水平および上下方向の地震時応答をそれぞれ独立に取り扱っている ため、水平応答が上下応答に寄与ならびに上下応答が水平応答に寄与する、すなわち水平応答と上 下応答の間の動的相互作用を考慮することができない.

(2) 回転応答1質点系モデル

秦ら(2005)は、地震加速度の水平成分に加え、上下成分を同時に考慮することができる図-3.5.1 右側に示すような回転応答1質点系で盛土をモデル化している。便宜上、図-3.5.1 右側において盛 土構造物が回転バネの位置を中心として回転運動をすると仮定すると、その位置におけるモーメン トの釣り合いより、以下の運動方程式が成立する.

$$\ddot{\theta} + 4\pi\xi_H f_H \dot{\theta} + 4\pi^2 f_H^2 \theta = -\frac{\ddot{X}}{H_E} + \frac{\ddot{Y}}{H_E} \theta$$
(3-78)

ここに, θ は応答回転角および H_E は静止状態における盛土の等価高さである.しかしながらこの モデルでは,以下に示すような問題を含有している.

① 盛土内の水平成分の増幅のみを考慮して、それにより生じるロッキング成分を上下応答に加味 している.すなわち盛土内の上下成分の増幅は考慮されていない.

② 水平応答に伴う上下応答は発生するものの、上下動のみを入力地震動とした場合には上下応答は発生しないことから、上下応答に伴う水平応答は発生しない。

③回転バネ定数は水平方向の固有振動数 f_Hから算定しているが,上下方向の固有振動数 f_Vは考慮 されておらず,上下方向の地震応答特性を十分に評価できない.



図-3.5.1 既往の盛土の1質点系振動モデル(秦ら, 2005; Hata et al., 2005c)

(3) クロススプリングモデル

ここでは、盛土を図-3.5.2 に示すような質点系の振動モデルにモデル化する. なお、本モデルは 質点が水平動バネならびに上下動バネに接続されており、地震時における盛土の水平変位と上下変 位が振動的に相互に影響し合うモデル(以下、クロススプリングモデルとよぶ)となっている.



図-3.5.2 提案する盛土の質点系振動モデル(クロススプリングモデル)

図-3.5.3 には全体座標系を示す. ここでは、図-3.5.2 ならびに図-3.5.3 に示されている変数を以下のように定義する.

- ・ X: 地表面の水平変位
- Y: 地表面の鉛直変位
- ・ x: 地震時における盛土の水平変位
- ・ y: 地震時における盛土の鉛直変位
- ・ m_E:水平および上下応答に寄与する盛土の有効質量
- ・ H_E:静止状態における盛土の等価高さ
- ・ ku: 盛土の水平応答(せん断)に対するばね定数
- ・ kv:盛土の上下応答(伸縮)に対するばね定数



まず質点の座標と盛土の伸長との関係を求める.図-3.5.3 より盛土の地震時の質点の変位は,水 平変位と上下変位がベクトル的に合成されたものであるとして,変形後の盛土の等価高さ *L*_Eは三平 方の定理を利用して次のように表される.

$$L_E = \sqrt{x^2 + (H_E + y)^2}$$
(3-79)

上式の右辺に対して n 変数(x, y)のテイラー展開を次のように適用する.

$$f(x, y) = \sqrt{x^2 + (H_E + y)^2}$$
(3-80)

$$f(x,y) \cong f(0,0) + \left(x\frac{\partial}{\partial x} + y\frac{\partial}{\partial y}\right) \cdot f(0,0) + \frac{1}{2}\left(x^2\frac{\partial^2}{\partial x^2} + y^2\frac{\partial^2}{\partial y^2} + 2xy\frac{\partial^2}{\partial x\partial y}\right) \cdot f(0,0) \quad (3-81)$$

(3-81)式の右辺第1~3項はそれぞれ次のようになる.

$$f(0,0) = H_E \tag{3-82}$$

$$\left(x\frac{\partial}{\partial x} + y\frac{\partial}{\partial y}\right) \cdot f(0,0) = y$$
(3-83)

$$\left(x^{2} \frac{\partial^{2}}{\partial x^{2}} + y^{2} \frac{\partial^{2}}{\partial y^{2}} + 2xy \frac{\partial^{2}}{\partial x \partial y}\right) \cdot f(0,0) = \frac{x^{2}}{2H_{E}}$$
(3-84)

したがってテイラー展開を利用すれば、(3-79)式は次のように書き換えることができる.

$$L_{E} = H_{E} + y + \frac{x^{2}}{2H_{E}}$$
(3-85)
3.5 水平ならびに上下方向の地震応答の相互作用を考慮した盛土の解析手法

上式より, 盛土の伸長量 $L_E - H_E$ は次のようになる.

$$L_E - H_E = y + \frac{x^2}{2H_E}$$
(3-86)

次に,系全体の運動エネルギーTは次のようになる.

$$T = \frac{1}{2}m_E(\dot{x} + \dot{X} + \dot{y} + \dot{Y})^2$$
(3-87)

盛土の水平応答(せん断)ばね k_Hに対するポテンシャルエネルギーU^Hは,次のように表される.

$$U^{H} = \frac{1}{2}k_{H}x^{2}$$
(3-88)

盛土の上下応答(伸縮)ばね kv に対するポテンシャルエネルギーU^vは, (3-86)式を用いて次のよう に表される.

$$U^{V} = \frac{1}{2}k_{V}\left(y + \frac{x^{2}}{2H_{E}}\right)^{2}$$
(3-89)

よって系全体のポテンシャルエネルギーUは(3-88)式と(3-89)式を足し合わせることで求められる.

$$U = U^H + U^V \tag{3-90}$$

最後に,運動方程式を定式化する. 通常,運動方程式は,一般化座標*s*,*s*を用い, Lagrangsian *L=T* -*U*とすることによって求められる(たとえば Clough *et al.*, 1975).

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial L}{\partial \dot{s}} \right) - \frac{\partial L}{\partial s} = 0 \tag{3-91}$$

しかしながら,運動エネルギーTの式中にsが,ポテンシャルエネルギーUの式中にsがそれぞれ 含まれていないので,次式によって運動方程式は求められる(たとえば Clough *et al.*, 1975).

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{s}} \right) + \frac{\partial U}{\partial s} = 0 \tag{3-92}$$

ここに, *s*は*x*,*y*を意味しているので,(3-92)式に代入すべき微分を以下のように実行する.運動 エネルギーTに対する速度*x*,*y*による1階微分は次のようになる.

$$\frac{\partial T}{\partial \dot{x}} = m_E \left(\dot{x} + \dot{X} \right) \tag{3-93}$$

$$\frac{\partial T}{\partial \dot{y}} = m_E \left(\dot{y} + \dot{Y} \right) \tag{3-94}$$

同様に、ポテンシャルエネルギーUに対する変位x,yによる1階微分は次のようになる.

$$\frac{\partial U}{\partial x} = k_H x + k_V \alpha \tag{3-95}$$

$$\frac{\partial U}{\partial y} = k_V y + k_V \beta \tag{3-96}$$

ここに, (3-95)式および(3-96)式における係数(応答変位)α,βはそれぞれ次のように表される.

$$\alpha = \frac{x}{H_E} \left(y + \frac{x^2}{2H_E} \right) \tag{3-97}$$

$$\beta = \frac{x^2}{2H_E} \tag{3-98}$$

(3-93)式~(3-98)式を(3-92)式に代入すると次のような振動方程式が盛土の地震時水平応答ならび に上下応答のそれぞれについて得られる.

$$m_E \ddot{x} + k_H x = -m_E \ddot{X} - k_V \alpha \tag{3-99}$$

$$m_E \ddot{y} + k_V y = -m_E \ddot{Y} - k_V \beta \tag{3-100}$$

(3-99)式および(3-100)式における *a*, *β* は従来の1 質点系の運動方程式にはなかった変数であり, 地震時における盛土の水平変位と上下変位が振動的に相互に作用する現象, すなわちパラメタ励振 としての特性を表しているものと考えられる.よって, ここでは以下, *a*, *β* をパラメタ係数とよぶ. また(3-99)式および(3-100)式において減衰を考慮した場合, 次のようになる.

$$m_E \ddot{x} + c_H \dot{x} + k_H x = -m_E \ddot{X} - k_V \alpha \tag{3-101}$$

$$m_E \ddot{y} + c_V \dot{y} + k_V y = -m_E \ddot{Y} - k_V \beta$$
(3-102)

ここに, c_H, c_Vは水平および上下応答に対する粘性減衰定数でありそれぞれ次のように表される.

$$c_H = 2\xi_H \sqrt{m_E k_H} \tag{3-103}$$

$$c_V = 2\xi_V \sqrt{m_E k_V} \tag{3-104}$$

ここに, *ζ_H, ζ_V*は水平応答および上下応答に対する減衰定数である. (3-101)式~(3-104)式における 水平応答および上下応答に対するばね定数 *k_H, k_V*は次のように表される.

$$k_H = 4\pi^2 f_H^2 m_E \tag{3-105}$$

$$k_V = 4\pi^2 f_V^2 m_E \tag{3-106}$$

(3-103)式~(3-106)式を(3-101)式ならびに(3-102)式にそれぞれ代入することにより次式を得る.

$$\ddot{x} + 4\pi\xi_H f_H \dot{x} + 4\pi^2 f_H^2 x = -\ddot{X} - 4\pi^2 f_H^2 \alpha$$
(3-107)

$$\ddot{y} + 4\pi\xi_V f_V \dot{y} + 4\pi^2 f_V^2 y = -\ddot{Y} - 4\pi^2 f_V^2 \beta$$
(3-108)

(3-107)式および(3-108)式より、パラメタ係数 α, β をともに考慮しない場合、全く独立した 2 つの 振動方程式になり、従来の 1 質点系の振動方程式である(3-76)式および(3-77)式とそれぞれ一致する ことがわかる.

パラメタ係数 a, β に含まれる盛土の等価高さ H_E は非常に重要な変数である. 盛土など土構造物 の等価高さ H_E は, Ghannad ら(1998)によれば,固有値解析のモードと質量の関係から次式のように 表される.

$$H_E = \frac{\sum_{p=1}^n \left\{ m_p \varphi_{pq} \left(\sum_{i=1}^p h_i \right) \right\}}{\sum_{p=1}^n m_p \varphi_{pq}}$$
(3-109)

ここに, m_p はp層における質量, φ_{pq} はp層のq次振動モード時の振幅である. また h_i は盛土をn層に水平分割したときの1層あたりの高さであり次式の関係がある.

$$H = \sum_{i=1}^{n} h_i \tag{3-110}$$

同様に、盛土全体の有効質量 m_Eは次式で与えられる.

$$m_E = \sum_{i=1}^{n} m_i$$
 (3-111)

盛土の水平と上下方向の固有振動数 *f*_H, *f*_Vおよび等価高さ *H*_Eの設定は,多質点系でモデル化した 盛土構造物の固有値解析の中から,工学的判断により,どれかの次数の固有振動数を選択すること になる.盛土の1次の固有振動数と地震動の卓越周波数帯が概ね一致することが一般に知られてい ることから,ここでは工学的に最も重要であると思われる水平ならびに上下方向ともに1次の固有 振動数(振動モード次数 *q*=1)を採用することとした.なお,このモデル化は等価高さ *H*_Eを適切に定 めることができれば,両盛土もしくは片盛土に関係なく適用可能であると考えられる.

3.5.3 数値計算例によるクロススプリングモデルの特徴

(1) 解析モデル

Okamoto(1973)によれば、盛土構造物の水平方向の固有振動数は 2.0~4.3Hz の範囲内にある.よって、ここでは水平方向の盛土の固有振動数 f_H をその範囲の平均をとって 3.15Hz と設定した.また上下方向の盛土の固有振動数 f_V は、後述する盛土の実験結果等を踏まえて、3.3節で得られた知見を参考に水平方向の固有振動数の 1.4 倍を想定し 4.41Hz と設定した.さらに盛土の形状として、左右対称の台形盛土を想定し、せん断波速度 V_s を 100m/sec、天端幅 B を 8m、法勾配を 1:1.8 とそれぞれ仮定した上で、盛土形状を考慮した水平方向の固有振動数算定式 ((3-20)式) を用いて盛土高さ H を 9m と逆算した.そして(3-109)式を用いて 1 次振動モードに対する盛土の等価高さ H_E を 3.64m と算定した.減衰定数 ξ に関しては、水平ならびに上下方向ともに 5%を採用した.

入力地震動については、これまで地震応答解析における入力地震動として採用実績が多い、1995 年兵庫県南部地震の神戸海洋気象台において観測された NS および UD 成分をそれぞれ採用した. なお、本計算は水平および上下方向のばね定数 k_H, k_Vはともに一定としており、線形の地震応答計 算であることに留意されたい.

表-3.5.1 は解析ケース一覧である.解析モデルとしては前項で述べた,①水平応答1質点系振動 モデル,②上下応答1質点系振動モデル,③回転応答1質点系振動モデル,④クロススプリングモ デルの計4つの振動モデルを採用した.入力地震動の組み合わせとしては,①水平動のみ,②上下 動のみ,③水平動+上下動とした場合の計3つのパターンを採用した.なお,水平および上下応答 1質点系振動モデルでは,上述したとおり水平応答と上下応答をそれぞれ独立に取り扱っているた め,水平動+上下動同時入力の解析ケースは存在しない.

-		
Case No.	解析モデル名	入力地震動の条件
Case 1	水平応答1質点系振動モデル	水平動のみ
Case 2	上下応答1質点系振動モデル	上下動のみ
Case 3	回転応答1質点系振動モデル	水平動のみ
Case 4	回転応答1質点系振動モデル	上 下 動 の み
Case 5	回転応答1質点系振動モデル	水平動+上下動
Case 6	クロススプリングモデル	水平動のみ
Case 7	クロススプリングモデル	上下動のみ
Case 8	クロススプリングモデル	水平動+上下動

表-3.5.1 解析ケース一覧

3.5 水平ならびに上下方向の地震応答の相互作用を考慮した盛土の解析手法

(2) 水平および上下方向の加速度時刻歴

図-3.5.4 は水平および上下方向の絶対応答加速度の時刻歴を各解析ケースについて示したものである.ここでは、従来の1質点系振動モデルの解析結果である Case 1,2を基準に加速度振幅値(最大応答加速度値)に着目して考察を行うこととする.

同図(c)より Case 3 の水平方向の最大加速度(2108gal)は基準(Case 1:2115gal)と同程度であり、上下方向については、ロッキング振動に伴う上下応答が最大加速度にして 9gal 発生している.

同図(d), (e)の Case4, 5 より,回転応答1 質点系振動モデルでは、上述したように上下方向の応答 特性が全く考慮されていないため、入力地震動の UD 成分の加速度時刻歴がほぼそのまま出力され てしまっており、基準(Case2:1179gal)を大きく下回る最大加速度となっている. さらに Case 4 で は上下応答に起因する水平応答が全く発生していないが、Case 5 では基準(Case 1:2115gal)を大き く上回る最大加速度(2618gal)が算定されている.

同図(f)の Case 6 では水平動が上下動に寄与することによって発生した上下応答が 45gal, 同図(g) の Case 7 では上下動が水平動に寄与することによって発生した水平応答が 2gal 発生しており,水平動が上下動に寄与することで発生する上下応答のほうが大きくなっている.また Case 6 の水平動ならびに Case 7 の上下動による最大加速度は基準最大加速度(Case 1, 2)とそれぞれ同程度となっている.

同図(h)の Case 8 では水平動は基準(Case 1)とほぼ同程度の最大加速度になっているのに対し、上下動は水平応答が上下応答に寄与することで発生した振動の影響により、基準(Case 2:1179gal)を24gal 上回る最大加速度(1203gal)となっている.

以上のように、クロススプリングモデルでは、水平および上下方向の地震時応答が従来の1質点 系振動モデルとほぼ同等でありながら、これらの応答に起因する相互作用の影響も表現できている。 従って、盛土の地震時応答を適切に表現できている可能性が高い。



図-3.5.4 水平および上下方向の絶対応答加速度の時刻歴【縦軸スケール: 2000(gal)または 50(gal)】

3.5.4 水平基盤上の盛土に対するクロススプリングモデルの適用性

(1) 動的遠心模型実験の概要

図-3.5.5 に実験模型と計測機器配置の概略図を示す.実験模型は2次元平面ひずみ条件とし,盛 土高 20m,法勾配 1:1.8 を持つ盛土断面を対象とし,半断面を縮尺 1/50 でモデル化した.

表-3.5.2 に模型盛土材料の物性値一覧を示す.模型材料は砂質土とし、模型盛土の密度は締固め 度 D_c=90%を基準として設定した.模型は、内寸法で幅 1060mm×高さ 400mm×奥行 295mm のアル ミ合金製の剛土槽(ただし前面側はガラス貼り)に、縦方向に一層当たりの仕上がり層厚が 4cm にな るように密度管理による締固めで作成した.模型盛土材料は、材料物性の再現性を考慮して、豊浦 硅砂とカオリン粘土の乾燥重量比が9:1となるよう混合したものを最適含水比で加水調整したも のを用いた.盛土中央側(図-3.5.5 の右側)と模型土槽の境界面では、剛土槽壁面の影響を極力抑える ため緩衝材としてシリコンゴムを挿入し、土槽底面にはサンドペーパーを貼付した.

ここでは、1次振動モードを仮定した場合の等価高さ H_Eと ACC8 の高さが概ね一致することや ACC8 はすべり土塊の重心付近に位置していることを考慮して、ACC8 の加速度応答に着目して議 論することにする.



図-3.5.5 実験模型と計測機器配置の概略図【水平基盤】

	砂分 (S)	90	(%)
业力在在大社	シルト分 (M)	4	(%)
和度特性	粘土分 (C)	6	(%)
	最大粒径 D _{max}	0.425	(mm)
途田を時か	最大乾燥密度 $\rho_{d \max}$	1.75	(t/m ³)
柿回の特性	最適含水比 ω_{opt}	11.8	(%)
	湿潤単位体積重量 y _t	17.1	(kN/m^3)
基準(<i>Dc</i> =90%)時 の強度特性	粘着力 c	1.39	(kPa)
	内部摩擦角 φ	33.8	(deg.)

表-3.5.2 模型盛土材料の物性値一覧

実験方法としては、まず、盛土模型を 50G の遠心力場に置くことで自重による応力状態を再現した後に、模型盛土の固有振動数を推定することを目的としたホワイトノイズ波による水平方向の微小振幅加振を行った. 土槽の中心で模型盛土内の平均的な拘束圧が作用すると考えられる図-3.5.5の ACC8 の位置における加速度波形のフーリエスペクトルから模型盛土の固有振動数を推定した. 算定された模型盛土の固有振動数は、それぞれ水平方向で 2.4Hz および上下方向で 3.3Hz である.

次に,入力地震動による水平一方向加振を行った.加振に用いた入力波形は,1995年兵庫県南部 地震の神戸海洋気象台観測波の NS 成分(最大加速度 818gal)であり,加振装置の能力に合わせて最大 加速度を 460gal に振幅調整して入力した.計測は図-3.5.5 に示すとおり盛土内における水平および 上下方向の応答加速度,そして地表および地中における変位等について行った.

写真-3.5.1 に加振終了後における盛土の変形状況の写真を示す.



写真-3.5.1 加振終了後における盛土の変形状況

(2) 解析条件の設定

模型盛土材料は、土質試験結果より、平均有効拘束圧 σ_mと初期せん断弾性係数 G_mの関係は次のように表わされる.

$$G_m(\text{kPa}) = 53.94 \cdot 1000 \cdot \sqrt{\frac{\sigma_m}{114}}$$
 (3-112)

土層の中心で考えると盛土地盤内の平均拘束圧 σ_m は 170.5(kPa)と計算され、上式より求まるせん 断弾性係数 G_m から推定される ACC8 のせん断波速度 V_s は 195(m/sec)となる. ここでは、上述した 盛土模型の固有振動数の算定に用いた図-3.5.5 の ACC8 の計測点において計測された加速度波形と クロススプリングモデルによる解析結果について比較検討を行った.盛土模型の等価高さ H_E につ いては、図-3.5.5 の ACC8 における高さを対象に、本項では 10m と設定した. 減衰定数 ξ について は、水平および上下方向ともに 5%を採用した.解析における入力地震動については図-3.5.6 に示す 剛土槽の底面(図-3.5.5 の ACC13 参照)において観測された加速度波形を用いた. このとき土層底面での上下方向の観測加速度は微小であり、クロススプリングモデルにおける入 力地震動としては水平一方向入力を想定している.



(3) 実験結果との比較検討

図-3.5.7 は動的遠心模型実験(一方向水平加振)における図-3.5.5 の ACC8 において計測された水平 および上下方向の加速度時刻歴にクロススプリングモデルによる解析結果を重ね合せたものであ る.同図(b)によれば、水平一方向加振にも関わらず、水平応答が上下応答に寄与することによって 発生したと思われる最大加速度 20gal 程度の上下応答が計測されている.また解析結果と比較して 実験結果のほうが最大加速度が若干大きく出る傾向にあるものの、簡便な1質点系の解析結果であ ることを勘案すれば、ほぼ主要動の時間断面において実験結果と解析結果が水平ならびに上下方向 ともに一致しており、再現性が比較的高いことがわかる.ただし、9~10(sec)の時間領域では水平 および上下方向ともに再現性が比較的低くなっていることが読み取れる.

図-3.5.8 は実験および解析結果のフーリエスペクトルを重ね合せたものである. これより水平方向に関して(同図(a))は、ほぼすべての振動数帯を再現するに至っているものの、上下方向に関して(同図(b))は 2.8(Hz)付近、2.2(Hz)以低ならびに 5(Hz)以高の振動数領域における再現性が比較的低くなっている. 同図中には、振動台静止状態における観測波形(ノイズ)におけるフーリエスペクトルについても同載しており、2.2(Hz)以低における実験とノイズの振動数領域がほぼ一致していることから、2.2(Hz)以低の振動成分はノイズによる影響が一要因となっているものと考えられる.



図-3.5.7 応答加速度時刻歴の比較【時間軸を 8~20(sec)に拡大】



図-3.5.9 は水平方向応答加速度の非定常スペクトル(神山, 1979)を実験結果と解析結果について比較したものである.この図より両者のスペクトルの分布形状は全般的には類似しており、クロススプリングモデルによる解析結果は再現性が高いものと考えられる.より詳細な比較検討を行うと、解析では 3~4Hz 付近における振動を主体として捉えられており、高次の振動域における再現性が若干劣っている.この原因としては、ここでのクロススプリングモデルによる計算結果は、上述したように水平および上下方向ともに1次の振動モードを想定した場合の結果であるため、2次振動モード以高の高次モードの振動が考慮されていないためであると考えられる.

図-3.5.10 は上下方向応答加速度の非定常スペクトルについて比較したもので、この図より解析では、5Hz 以高の高周波成分の再現性が非常に低いことが読み取れる.この原因としては、図-3.5.8(b)で示したノイズによる影響に加え、水平方向と同様にクロススプリングモデルは上述したように1次の振動モードを想定しているため、2次振動モード以高の高次の振動をシミュレートできていないためであると考えられる.また同図(a)より実験では9~10secの時間領域において、上下方向の固有振動数3.3Hz と異なる2.0Hz 前後のスペクトルが卓越している.このような9~10secの時間領域における再現性の低さの一要因としては、すべりの発生に伴い発生した振動による可能性が考えられる.

上述した結果を総合すると、クロススプリングモデルでは、簡便な等価1質点系の振動モデルでありながら、盛土の水平応答と上下応答問の動的相互作用に起因する振動も考慮しつつ、水平ならびに上下方向の盛土の地震時応答を比較的良好に再現できている.ただし、本モデルはあくまでも線形計算結果であり、強震動が作用した場合における剛性低下および減衰増加は検討できない.なお、図-3.5.7の加速度時刻歴や図-3.5.9 および図-3.5.10の非定常スペクトルなどの実験結果(図-3.5.5のACC8で計測された加速度)を見る限り、今回の実験では非線形化の影響は小さいことが読み取れる.これは実験盛土の締固め度が90%と比較的よく締まった状態であり、検討対象としたACC8の位置では、せん断剛性が比較的高い(せん断波速度 *V_s*=195(m/sec)相当)ことに起因しているものと考えられる.

3.5 水平ならびに上下方向の地震応答の相互作用を考慮した盛土の解析手法



3.5.5 傾斜基盤上の盛土に対するクロススプリングモデルの適用性

(1) 動的遠心模型実験の概要

実験模型は,高さ20m,標準法勾配1:1.8 を持つ盛土断面を検討対象とし,その半断面を縮尺1/50 でモデル化した.傾斜基盤の傾斜角は,10deg.および20deg.の2ケースとした(図-3.5.11 参照).盛 土材料は砂質土とし,模型盛土の密度は締め固め度90%として設定した.入力地震動としては,前 項と同様に1995年兵庫県南部地震で神戸海洋気象台において計測された地震波形のNS成分を採用 し,最大加速度振幅を遠心模型実験の加振装置の能力に合わせて460galに調整した.



図-3.5.11 実験模型と計測機器配置の概略図【傾斜基盤】

模型は、内寸法:幅1060mm×高さ400mm×奥行295mmのアルミ合金製の剛土層(ただし片側の側面はガラス張り)に、縦方向の仕上がり層厚4cm毎に密度管理しながら、締め固めて作成した. 模型の基盤面は、それぞれの傾斜角度に合わせて剛なアルミ製板を模型土層底面に固定し、表面にはサンドペーパーを貼付することで粗な基盤面条件とした.盛土中央側の土槽との境界面では、剛 土槽壁面の影響を抑えるため、緩衝材として厚さ30mmのシリコンゴムを挿入した.

模型盛土材料は、材料物性の再現性を考慮して、豊浦砂とカオリン粘土の混合物を最適含水比 (*@opt*=11.8%)で加水調整したもの(乾燥重量比 9:1)を用いた.模型盛土材料の基本物性値は、前項の 表-3.5.2 と同様である.図-3.5.12 には三軸 CD 試験から得られた模型盛土材料の応力 - ひずみ関係 を示す.この図から模型盛土材料は、いずれの拘束圧においても明確なピーク強度を示さない材料 であることがわかる.実験方法としては、まず、盛土模型を 50G の遠心力場に置くことで自重によ る応力状態を再現後、模型盛土の固有振動数を推定することを目的としたホワイトノイズ波による 水平方向の微小振幅加振を行った.土槽の中心で模型盛土内の平均的な拘束圧が作用すると考えら れる位置(例えば ACC5 等)における加速度波形のフーリエスペクトルから模型盛土の固有振動数を 推定した.算定された模型盛土の固有振動数は、それぞれ水平方向で 3.1Hz および上下方向で 5.3Hz である.これらの固有振動数は、3.4.2項で述べた固有振動数算定式((3-66)式・(3-72)式)を用い て算定したものとほぼ一致することを確認している.計測に関しては図-3.5.11 に示すとおり盛土内 における水平および上下方向の応答加速度、そして地表および地中における変位等について行った.



図-3.5.12 模型盛土材料の応力~ひずみ関係

(2) 実験結果との比較検討

本実験は水平方向の一方向加振であるものの,実験結果によれば上下方向についても加速度 が計測されている.この傾向は,前項で述べた水平基盤上の盛土と同様である.この要因とし て以下の3つが挙げられる.

1) 鉛直方向の変形(沈下)に伴い発生した加速度

2) 盛土の水平応答が上下応答に寄与することによって発生した振動(一般にパラメタ励振など とよばれる)

3) ノイズによる影響

上記 3)の要因については、本実験装置のノイズによる振動の固有周期は 0.01~0.05 秒程度である ことがわかっており、ノイズの固有周期をカットするフィルタ処理を施しても、計測された加速度 波形はほとんど変わらないことを確認している.よってこの上下方向の加速度波形は、上記 1)およ び 2)に起因するものであると考えることができる.

図-3.5.13 は観測点 ACC5(図-3.5.11 参照)における加速度時刻歴とクロススプリングモデルによる 計算結果を比較したものである.水平・上下方向ともに基盤勾配の違いによる影響が実験結果にも 計算結果にもほとんど表われていないことがわかる.水平方向については,主要動時間のほぼ全域 において両者が一致しており,再現性が高いことがわかる.一方,上下方向については,水平方向 に比べれば再現性は低く,加速度が非常に大きくなる時間領域(9sec および 11sec 付近)は一致してい ない.しかし,13sec 及び 15sec 付近はそれなりに再現できており,本提案手法でモデル化したよう な盛土の水平応答が上下応答に寄与することによって発生した振動(パラメタ励振)の影響を含んだ 加速度波形であると解釈できる.なお,再現性が非常に低い 9sec および 11sec 付近の高レベルの上 下方向加速度は,上記 1)の要因によるものと考えられ,後述するように盛土のすべり変形が大きい 時間領域とほぼ一致する. このように地震時における傾斜基盤上の盛土の上下方向の応答には、盛土の変形およびパラメタ 励振に起因する振動が含まれているといえる.

上述した結果を総合すると、クロススプリングモデルでは、簡便な等価1 質点系の振動モデルでありながら、傾斜基盤上の盛土に対しても水平基盤上の盛土と同様に、水平応答と上下応答問の動的相互作用に起因する振動を考慮した水平ならびに上下方向の盛土の地震時応答を比較的良好に再現できている.ただし、本モデルはあくまでも線形計算結果であり、強震動が作用した場合に生じる剛性低下および減衰増加といった非線形性は本来表現することができない.しかしながら、図-3.5.13の加速度時刻歴を見る限りでは、本実験では非線形化の影響は小さいものであったと考えられる.これは実験盛土の締固め度が 90%と比較的よく締まった状態であることと、検討対象としたACC5の位置(図-3.5.11 参照)では、せん断剛性が比較的大きい(せん断波速度 *V_s*=195(m/sec)相当)ことに起因しているものと考えられる.



3-59

3.5.6 まとめ

本節では、盛土をクロススプリングモデルによってモデル化を行うことで、水平ならびに上下方向の地震応答の相互作用を考慮した簡便な盛土の応答解析手法を提案した(Hata *et al.*, 2006b; 秦ら, 2006c; 2007a). クロススプリングモデルの運動方程式は、次式のように表わされる.

$$\ddot{x} + 4\pi\xi_H f_H \dot{x} + 4\pi^2 f_H^2 x = -\ddot{X} - 4\pi^2 f_H^2 \alpha$$
(3-107)

$$\ddot{y} + 4\pi\xi_V f_V \dot{y} + 4\pi^2 f_V^2 y = -\ddot{Y} - 4\pi^2 f_V^2 \beta$$
(3-108)

ここに, *ξ_H*, *ξ_V*は水平応答および上下応答に対する減衰定数, *f_H*, *f_V*は水平および上下方向の盛土の固有振動数である.またパラメタ係数α, βはそれぞれ次式による表わされる.

$$\alpha = \frac{x}{H_E} \left(y + \frac{x^2}{2H_E} \right)$$
(3-97)

$$\beta = \frac{x^2}{2H_E} \tag{3-98}$$

本節では,提案するクロススプリングモデルに基づく応答解析手法の適用性についても同時に検 討を行った.その結果,以下に示すような知見が得られた.

- (1) クロススプリングモデルでは、水平ならびに上下方向の地震応答特性を同時に考慮できる だけでなく、水平応答と上下応答の間における相互作用の影響についても考慮することが でき、既往の提案モデルと比較しても盛土の地震時応答を適切に表現できている可能性が 高いことを確認した。
- (2) クロススプリングモデルの適用性を、動的遠心模型実験結果をもとに検討したところ、簡 便な等価1質点系の振動モデルであるため、高次振動モードの応答については再現性が低 いものの、盛土の水平応答と上下応答問の相互作用に起因する振動も含めて水平ならびに 上下方向の盛土の地震時応答を比較的良好に再現できている。
- (3) 3.2節, 3.3節, 3.4節で定式化した固有振動数算定式等を用いて盛土の固有振動数を 適切に推定すれば、クロススプリングモデルによる簡便な地震応答計算により、水平基盤 上の盛土もしくは傾斜基盤上の盛土に関わらず、盛土の地震応答をそれなりに再現できる 可能性があることを示した。

クロススプリングモデルは水平応答と上下応答を受ける盛土を1質点系の振動モデルに単純化 したものであり、その計算精度には限界があることは前提条件である。しかしながら単純化によっ て陽な解が得られ、水平応答と上下応答の両者を比較的容易に考慮可能であることが本モデルの価 値であると考える。水平方向と上下方向の連成振動(パラメタ励振)については、比較的等価高さが 低い盛土構造物ではそのような震動が発生する可能性が高いが、すべての構造物に対してクロスス プリングモデルによるモデル化が妥当であるとは言い難く、今後の検討課題である.

3.6 結言

本章では,盛土形状を考慮した水平および上下方向の地震応答特性の評価を行った. 水平基盤上における水平方向の地震応答特性に関して得られた知見を以下に示す.

- 本研究の提案式は、振動台模型実験結果ならびに固有値解析結果とほぼ一致していることから、 盛土高さ、天端幅、法勾配といった台形断面を有する盛土形状を考慮した水平方向の固有振動 数を簡便にかつ精度良く算定することができる。
- 盛土形状を考慮した固有振動数は、せん断波速度が小さいほど、盛土高さが高いほど、天端幅 が長くなるほど、そして急勾配になるほど低くなる。
- 3) 盛土形状がほとんど考慮されていない 1/4 波長則ならびに松村の式は盛土の固有振動数を適切 に評価することができない.
- 4) 中村の式は法勾配の影響が考慮されていないものの、法勾配が極端な急勾配もしくは緩勾配である場合、天端幅が極端に短いもしくは長い場合を除けば、盛土の固有振動数を比較的良い精度で算定可能である。特に、法勾配が1:2程度および天端幅 B と盛土高 H の比(B/H)が 0.5 程度の場合、中村の式と本提案式を用いた固有振動数算定結果はほぼ一致する。

水平基盤上における水平方向の地震応答特性に関して得られた知見を以下に示す.

- 1) 本研究の提案式は固有値解析結果ならびに FEM 解析結果とかなりの精度で一致しており,上下 方向の盛土の固有振動数を適切に算定することができる.
- 2) 上下方向の盛土の固有振動数は,弾性波速度が小さいほど,盛土高さが高いほど,天端幅が長くなるほど,緩勾配になるほど低くなる.
- 3) 上下方向の盛土の固有振動数は,水平方向の盛土の固有振動数と比較して一般的に 1.4 倍程度 大きい.
- 4) 上下方向の盛土の固有振動数は、法勾配の影響を受けやすい、また緩勾配になるほど上下方向 と水平方向における盛土の固有振動数の差は非常に小さくなり、両者が一致する可能性もある。
- 5) 水平ならびに上下方向の盛土の固有振動数領域は、既往の被害地震における水平ならびに鉛直 地震動の卓越振動数領域とほぼ一致していることから、地震時における盛土の振動性状は水平 方向だけでなく鉛直方向についても共振する可能性がある。
- 6) 盛土が和共振時および差共振時において卓越すると推定される振動数領域は、既往の被害地震 における水平ならびに鉛直地震動の卓越振動数領域とほぼ一致していることから、盛土は地震 時において和差共振を伴った応答を示す可能性がある。

傾斜基盤上における水平ならびに上下方向の地震応答特性に関して得られた知見を以下に示す.

- 本提案式は盛土高,天端幅,法面勾配,基盤面の勾配といった形状を考慮した盛土の水平および上下方向の固有振動数を1割程度の誤差で簡便に推定できることを確認した.
- 2) 傾斜した基盤面上の盛土の水平方向の固有振動数は、せん断波速度が遅いほど、盛土高が高い ほど、天端幅が広いほど、法勾配が緩くなるほど、基盤面の勾配が急勾配になるほど低くなる。

3.6 結言

- 3) 傾斜基盤面上の上下方向の盛土の固有振動数は,弾性波(疎密波)速度が遅いほど,盛土高が高いほど,法面および基盤面の勾配が緩勾配になるほど低くなる.また天端幅には依存しない.
- 4) 基盤面の勾配は盛土高,天端幅,法面勾配と比較して,上下方向と水平方向の盛土の固有振動 数の比率に比較的大きな影響を及ぼし,場合によっては水平方向と上下方向の盛土の固有振動 数が一致する可能性もある.

水平ならびに上下方向の地震応答の相互作用を考慮した盛土の解析手法に関して得られた知見 を以下に示す.

- クロススプリングモデルでは、水平ならびに上下方向の地震応答特性を同時に考慮できるだけでなく、水平応答と上下応答の間における相互作用の影響についても考慮することができ、盛土の地震時応答を適切に表現できている可能性が高いことを確認した。
- 2) クロススプリングモデルの適用性を、動的遠心模型実験結果をもとに検討したところ、簡便な 等価1質点系の振動モデルであるため、高次振動モードの応答については再現性が低いものの、 盛土の水平応答と上下応答問の相互作用に起因する振動も含めて水平ならびに上下方向の盛土 の地震時応答を比較的良好に再現できていることを確認した。
- 3) 定式化した固有振動数算定式等を用いて盛土の固有振動数を適切に推定すれば、クロススプリングモデルによる簡便な地震応答計算により、水平基盤上の盛土もしくは傾斜基盤上の盛土に関わらず、盛土の地震応答をそれなりに再現できる可能性があることを示した。

以上の知見を取り纏めれば、1質点系の振動モデルであるクロススプリングモデルによりモデル 化を行うことで、水平および上下方向の地震応答特性を簡便、かつそれなりに精度良く評価するこ とが可能である.またクロススプリングモデルの使用にあたっては、入力パラメータの1つとして 盛土の固有振動数が必要となるが、本章で定式化した盛土の固有振動数算定式を利用することで、 簡便に水平方向および上下方向の固有振動数を算定することが可能となる.なお、定式化した盛土 の固有振動数算定式は、基盤形状や盛土形状に関わらず利用することが可能である.

【第3章の参考文献一覧】

- (01) 蔡飛,鵜飼恵三,青木咲知江(2005):成層地盤の固有周期の簡便計算法,第40回地盤工学研究発表会講 演論文集(CD-ROM), No.1102, pp.2199-2200.
- (02) Clough, R. W. and Penzien, J. (1975): Dynamics of Structures, McGRAW-HILL.
- (03) Courant, R. (1943): Variational Methods for the Solutions of Problems of Equilibrium and Vibration, Bulletin of the American Mathematical Society, No.49, pp.1-23.
- (04) 土木学会原子力土木委員会(2005):原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針.
- (05) 液状化解析手法 LIQCA 開発グループ(2007): LIQCA2D07(2007 年公開版)資料, 平成 19年 12月 3日, 174p.
- (06) Ghannad, M. A., Fukuwa, N. and Nishizaka, R. (1998): A Study on the Frequency and Damping of Soil-Structure Systems using a Simplified Model, 構造工学論文集, 日本建築学会, Vol.44B, pp.85-93.
- (07) 原文雄(1984):立て形構造物の水平・上下地震動に対する振動応答解析(第1報:解析モデルと正弦波・ 定常不規則波応答),日本機械学会論文集(C編),第50巻,第458号.
- (08) 原文雄(1987):立て形構造物の水平・上下二次元地震動に対する振動応答解析(第2報:非定常不規則波 応答),日本機械学会論文集(C編),第53巻,第486号.
- (09) 秦吉弥,加納誠二,佐々木康(2003):地震時における堤防の三次元応答に関する振動台実験,土木学会地 震工学論文集(CD-ROM), Vol.27, No.251.
- (10) 秦吉弥(2004): 地震時における堤防の三次元応答に関する実験的研究,広島大学大学院工学研究科,修士 論文, 170p..
- (11) 秦吉弥,山下典彦(2005): 鉛直地震動が盛土のすべり変位量に及ぼす影響に関する一考察,土木学会地震 工学論文集(CD-ROM), Vol.28, No.66.
- (12) 秦吉弥,加納誠二,土田孝,山下典彦(2006a):盛土形状を考慮した水平および上下方向の固有振動数算定
 式,第41回地盤工学研究発表会講演論文集(CD-ROM), No.1056, pp.2111-2112.
- (13) Hata, Y., Yamashita, N., Kano, S. and T. Tsuchida (2006b): A Study on Computation of Seismic Permanent Displacement of Embankments considering Horizontal and Vertical Seismic Motion, *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*(CD-ROM), Paper No. 904, Geneva, Switzerland.
- (14) 秦吉弥, 土田孝, 加納誠二,山下典彦(2006c):上下動を考慮した簡便な盛土の地震応答解析手法の提案, 広島大学大学院工学研究科研究報告,第55巻,第1号, pp.27-34.
- (15) 秦吉弥,一井康二,李黎明,土田孝,加納誠二(2007a):傾斜基盤を有する盛土の地震応答特性に関する動 的遠心模型実験,土木学会地震工学論文集,Vol.29, pp.295-304.
- (16) 秦吉弥,加納誠二,山下典彦,横井芳輝,土田孝(2007b):形状を考慮した簡便な盛土の固有振動数算定
 式,地盤工学ジャーナル, Vol.2, No.3, pp.197-207.
- (17) 秦吉弥,加納誠二,多賀正記,一井康二,土田孝,山下典彦(2007c):傾斜基盤を有する盛土の水平ならび に上下方向の簡便な固有振動数算定式,土木学会地震工学論文集,Vol.29, pp.314-323.
- (18) 秦吉弥,一井康二,加納誠二,土田孝(2008a):上下動が盛土の地震時変形に及ぼす影響に関する一考察, 地盤と建設,Vol.25, pp.93-104.

- (19) Hata, Y., Ichii, K., Kano, S. and Tsuchida, T. (2008b): A study on the seismic response of embankments based on the estimation of the natural frequency in the vertical direction, Proc, of 4th International Disaster and Risk Conference (CD-ROM), Paper No. 504, Davos, Switzerland.
- (20) 平田和太(1985): 地震動の上下成分が盛土斜面の安定に及ぼす影響,第40回土木学会年次学術講演会講 演概要集, I-296, pp.591-592.
- (21) 飯島唯司,中川正紀(1999):水平・上下地震動の相関を考慮した応答の重ね合せについて,日本機械学会 論文集(C編),65 巻,629 号, pp.82-87.
- (22) Ishihara, K. (1970): Approximate Forms of Wave Equations for Water- Saturated Porous Materials and Related Dynamic Modulus, *Soils and Foundations*, Vol.10, No.4, pp.10-38.
- (23) Ishihara, K. (1971): On the Longitudinal Wave Velocity and Poisson's Ratio in Saturated Soils, Proc. of 4th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bangkok, Vol.1, pp.197-201.
- (24) 石原研而(1976): 土質動力学の基礎, 鹿島出版会, 303p.
- (25) 地盤工学会(2001): 地盤・基礎構造物の耐震設計, 地盤工学・実務シリーズ 13, pp.317-358.
- (26) 神山真(1979): 強震地震動の非定常スペクトル特性とその波動論的考察, 土木学会論文報告集, 第 284 号, pp.35-48.
- (27) 加納誠二, 佐々木康(2000):土の骨格構造の破壊過程を追跡するための画像解析の精度検討,広島大学大学院工学研究科研究報告,第49巻,第1号, pp.57-67.
- (28) Kano, S., Sasaki, Y. and Hata, Y. (2004a): Seismic Response of Ridge during the Geiyo Earthquake in 2001, Proc. of the 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.1, pp.901-908.
- (29) Kano, S., Sasaki, Y. and Hata, Y. (2004b): Experiment of Seismic Failure of a Long Embankment, Proc. of 5th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Paper No.2-64, New York, U.S.A.
- (30) Kano, S., Sasaki, Y. and Hata, Y. (2007): Local Failures of Embankments during Earthquakes, Soils and Foundations, Vol.47, No.6, pp.1003-1016.
- (31) 國生剛治(2005):新潟県中越地震の地盤被害と対策,土木施工, Vol.46, No.1, pp.84-87.
- (32) 小坪清真(1979): 土木振動学, 森北出版, pp.205-214.
- (33) Kramer, S. L. and Smith, M. W. (1997): Modified Newmark model for seismic displacements of compliant slopes, *Jour. of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.123, No.7, pp.635-644.
- (34) 黒田克彦(1982): 地震時における上下動に関する基礎的検討, 第 6 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.1137-1142.
- (35) 松原勝己(1999): レイリーの方法を用いた等価せん断波速度の算定,第 34 回地盤工学研究発表会講演論 文集, No.971, pp.1943-1944.
- (36) 松村孫治(1934): 地震動による土堰堤の変形-第一編理論的研究-, 土木試験所報告, 第28号, pp.1-77.
- (37) 物部長穂(1924): 地震上下動に関する考察並びに振動雑論, 土木学会誌, 第10巻, 第5号, pp.1063-1094.
- (38) 森勇人,澤田純男,吉田望(2007):上下動が液状化地盤の応答に与える影響,土木学会地震工学論文集, Vol.29, pp.229-236.

- (39) 森尾敏, 日下部伸(1997): 地盤のダイレイタンシーに起因する上下動について, 土木学会第 52 回年次学 術講演会講演概要集, III-A117, pp.234-235.
- (40) 中川恭次,渡辺清治,角田智彦,蔭山満(1982):水平と鉛直地動の非同時性による双方最大応答値からの 低減評価の検討,第6回日本地震工学シンポジウム論文集,pp.1129-1136.
- (41) 中村豊, 中野聡(1988): 盛土形状に伴う固有振動数の変化の解析と物性値の推定法, 土木学会年次学術講 演会講演概要集, Vol.43, I-561, pp.1172-1173.
- (42) Newmark, N. M. (1965): Effects of earthquakes on dams and embankments, *Geotechnique*, Vol.15, No.2, pp.139-159.
- (43) 岡本舜三,加藤勝行,伯野元彦(1961):アーチダムの上下縦振動に関する研究,土木学会第 16 回年次学 術講演会講演概要集, V-24, pp.53-54.
- (44) Okamoto, S. (1973): Introduction to Earthquake Engineering, University of Tokyo Press, pp.427-490.
- (45) 沖村孝,山本彰,村上考司,鳥井原誠(1999):傾斜基盤上の斜面の地震応答解析,土木学会論文集, No.638/III-49, pp.143-154.
- (46) 大町達夫(1980): フィルダムと地盤との動的相互作用に関する基礎的考察, 土と基礎(地盤工学会誌), Vol.28, No.8, Ser.No.271, pp.31-36.
- (47) 大塚悟(2005):盛土被害,新潟県中越地震災害調査報告会講演資料集,地盤工学会関東支部, pp.29-35.
- (48) Prager, W. and Synge, J. L. (1947): Approximation in Elasticity based on the Concept of Function Space, *Quarterly* of *Applied Mathematics*, Vol.5, pp.241-269.
- (49) Rayleigh, J. W. S. (1894): The Theory of Sound, Macmillan, London, Vol.2, 504p..
- (50) Razaghi, H. R., Yanagisawa, E. and Kazama, M. (1999): Permanent Displacement Analysis of Circular Sliding Block during Shaking, *Proc. of IS-Shikoku, Slope Stability*, Vol.1, pp.641-646.
- (51) Razaghi, H. R., Yanagisawa, E. And Kazama, M. (2000): An approach to seismic permanent displacement of slopes, *Jour. of Geotechnical Engineering*, JSCE, No.659/III-52, pp.1-16.
- (52) 酒井忠明(1943):載荷架構の上下振動周期に対する実用算定公式の提案,土木学会誌,第29巻,第1号, pp.1-12.
- (53) 澤田純男, 土岐憲三, 村川史朗(2000): 片側必要強度スペクトルによる盛土構造物の限界状態設計法, レベル2 地震に対する土構造物の耐震設計シンポジウム, 地盤工学会, pp.341-346.
- (54) 澤田純男,岸本貴博(2001):反射透過係数法に基づく地盤固有周期の近似式,第 36 回地盤工学研究発表 会講演論文集, No.1207, pp.2383-2384.
- (55)鉄道総合技術研究所(2007):鉄道構造物等設計標準・同解説,土構造物,丸善,703p.
- (56) 徳岡辰雄(1990): ライブラリー工学基礎3-工学基礎振動論-, サイエンス社, pp.153-158.
- (57) Warburton, G B. (1978): Commenton -A Direct Method for Analyzing the Forced Vibrations of Continuous Systems having Damping-, *Jour. of Sound and Vibration*, Vol.60, No.4, pp.591-595.
- (58) Warburton, G B. (1979): Response using the Rayleigh-Ritz Method", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.7, pp.327-334, John Wiley & Sons, Ltd..

第3章の参考文献一覧

- (59) Warburton, G B. (1983): Rayleigh's Contributions to Modern Vibration Analysis, Jour. of Sound and Vibration, Vol.88, No.2, pp.163-173.
- (60) 渡辺啓行,木村鷹志(1994):フィルダムの模型振動実験と三次元固有値解析・二次元動的解析との比較, 土木学会第 49 回年次学術講演会講演概要集, I-438, pp.874-875.
- (61) 山本敏男,石田幸男(2001):回転機械の力学,コロナ社, pp.113-133.
- (62) 柳沢栄治, 尾定琢(1984): 盛土の振動性状に及ぼす谷地形の影響, 土木学会東北支部技術研究発表会講演 概要集, pp.211-212.
- (63) 横井芳輝,加納誠二,佐々木康,多賀正記(2006):土構造物の地震時三次元応答に及ぼす境界条件の影響 に関する解析的検討,第41回地盤工学研究発表会講演論文集(CD-ROM), No.942, pp.1883-1884.
- (64) 横尾義貫, 石崎發雄, 畠山直隆(1957): アースダムの振動性状について, 土木学会論文集, 第49号, pp.17-24.
- (65) Zhai, E., Miyajima M. and Kitamura M. (1997): Nonlinear Amplifications of Vertical Ground Motions in the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake, *Jour. of Geotechnical Engineering*, JSCE, No.582/III-41, pp.1-10.

第4章

盛土の地震時変形量の評価方法とその適用性

4.1 概要

前章では,盛土構造物の簡易な地震応答評価手法について検討を行った.本章では前章で評価した地震応答を利用した新たな盛土の滑動変位に関する評価手法の提案を行う.

図-4.1.1 は、本章で取り纏める盛土の滑動変位の評価に関する概略構成を示したものである.本 章では、滑動変位に対して様々な要因が及ぼす影響について検討を行う.本章は計7つの節から構 成されている.4.2節では採用計算手法、4.3節では入力地震動、4.4節では上下動、4.5節 では傾斜基盤がそれぞれ地震時における盛土の滑動変位量に及ぼす影響について検討を行った.そ して4.2~4.5節で得られた知見を踏まえて、4.6節では地震時の地すべりの評価への応用を 試みた.4.7節では地盤強度の不均質性が地震時における盛土の滑動変位量に及ぼす影響につい て検討を行い、地盤強度の不均質性を考慮した実用的な盛土の残留変位量算定手法を提案した.4. 8節では、前節までに得られた成果を取り纏めた.



図-4.1.1 第4章の構成

4.2 地震時変形量の計算手法

4.2.1 はじめに

2.3節で述べたように現在,盛土等土構造物の地震時における滑動変位量を Newmark 法 (Newmark, 1965)により算定し,許容変位量と比較する変形照査型の耐震設計法が提案そして実用化 されつつある(鉄道総合技術研究所, 2007). しかしながら Newmark 法に用いられる入力地震動は,通常,地表面相当すなわち盛土法尻相当の想定地震動を使用しているため,盛土の地震応答特性が 考慮されていないという問題を有している(地盤工学会, 2001).

Hayashi ら(1998)および Sakemi(1998)は、盛土の動的遠心模型実験を行い、その実験結果から地表面(法尻部)に比べ盛土天端では最大加速度が平均で2~3倍程度増幅することを報告している.また鵜飼ら(2001)は、1G場の振動台実験結果に基づき、盛土の地震応答を考慮したほうが Newmark 法による滑動変位量を精度良く算定できることを報告している.

盛土の地震応答を考慮した滑動変位を算定するためには、FEM 解析と渡辺・馬場の方法(1981)の 組み合わせなどが考えられる.しかし、フィルダムなどの社会的影響が大きい盛土を除いて、全て の盛土に対してこの組み合わせを適用するのは時間やコストなどの面から現実的ではないと考え られる.そこで盛土を1質点系の振動モデルでモデル化することによって、盛土の地震応答を考慮 可能な手法である修正 Newmark 法が Kramer ら(1997)および Razaghi ら(2000)によってそれぞれ提案 されている.しかしながらこれらの手法は Newmark 法(Newmark, 1965)と比較して入力パラメータ が数多いことや、適用性についての検討が十分にはなされていないことから必ずしも実用的である とはいえない.Newmark 法の適用性に関しては、動的遠心模型実験結果や1G 場の振動台実験結果 に基づいた検討がなされているのが現状であり(たとえば地盤工学会, 2007)、既往の大地震による盛 土の被災現場を対象とした適用性について検討がなされている事例は数少ない.現実的には盛土の 被災現場近傍に強震観測点が存在していたケースに限定されている(Wakai *et al.*, 2004).

本節では、盛土の地震応答を考慮した簡便な Newmark 法(以下,地震応答考慮型 Newmark 法 (Inputting Responsed Acceleration (IRA) Newmark method)とよぶ)を提案する.そして 1995 年兵庫県 南部地震において被災した西宮市南部の鉄道盛土(鉄道総合技術研究所, 1996)を対象として地震応 答考慮型 Newmark 法ならびに動的 FEM の適用性について検討を行った.なお、ここでは水平基盤 上の盛土を対象とし、上下動の影響についても考慮していない.

4.2.2 被災盛土概要

地震応答考慮型 Newmark 法の適用性検討の対象となる被災盛土は,1995 年兵庫県南部地震において被災した鉄道盛土3地点(いずれも阪急電鉄(株))である.以下にその概要(鉄道総合技術研究所,1996;地盤工学会阪神大震災調査委員会,1996)を示す.

- ・ 地点A(In-situ A): 仁川駅~小林駅中間地点における片盛土崩壊
- ・ 地点B(In-situ B): 夙川駅西側における両盛土崩壊

・ 地点C(In-situ C): 西宮北口駅~武庫之荘駅中間地点(上武庫橋付近)における両盛土崩壊 図-4.2.1 に上記3地点の位置関係図ならびに被災盛土断面図, 表-4.2.1 に上記3地点の被災盛土の 諸元をそれぞれ示す.



図-4.2.1 対象とする被災盛土の位置関係図と被災断面図

.

表-4.2.1 対象とする被災盛土の諸元

(a)	地点A(In-situ A)	
-----	----------------	--

位置情報(緯度, 経度) (deg.)	N34.7807, E135.3563
	土質材料	礫混じり砂
成工工其体其的	地下水位位置	地表深度0.5m
盈工十苯啶苯烯	傾斜基盤の有無	傾斜基盤(傾斜角度10度)
	平均N值	おおよそ3
	盛土形状	
	盛土高さ (m)	4.0
盛土本体	天端幅 (m)	10.0
	土質材料	砂質土
	平均N值	おおよそ3
残留	?変位量 (m)	0.2

(b) 地点B(In-situ B)

位置情報 (緯度, 経度) (deg.)		N34.7390, E135.3313	
	土質材料	シルト混じり砂	
成上下甘林甘柴	地下水位位置	地表深度2.0m	
盈工「	傾斜基盤の有無	水平基盤	
	平均N值	おおよそ15	
	盛土形状	両盛土	
	盛土高さ (m)	4.7	
盛土本体	天端幅 (m)	8.3	
	土質材料	礫混じり砂	
	平均N值	おおよそ4	
	变位量 (m)	0.55	

(c) 地点C(In-situ C)

位置情報(緯度,経度)(deg.)		N34.7455, E135.3773
	土質材料	シルト混じり砂
成上下其林甘般	地下水位位置	地表深度1.5m
盈上十盆陡苍脸	傾斜基盤の有無	水平基盤
	平均N值	おおよそ15
	盛土形状	両盛土
	盛土高さ (m)	北側:5.7m, 南側:6.0m
盛土本体	天端幅 (m)	9.5
	土質材料	シルト混じり砂
	平均N值	おおよそ13
残留	?変位量 (m)	0.3

4.2.3 地震動推定手法

1995年兵庫県南部地震による対象3地点の地震動を推定するためには、任意地点における地震動 を求めることができる手法を用いる必要がある.本検討で用いた解析手法は佐藤ら(1997)が開発し た手法である.具体的には,分割された小断層領域からの波形を重ね合せる手法を使用して,得ら れた結果をフーリエ変換して小領域における震源スペクトルを求める方法である.この手法では、 任意地点での地震動予測を行うため、余震記録の代わりに推定した断層破壊過程より求めた震源ス ペクトルを用いている(沖村ら、2002). すなわち 1995 年兵庫県南部地震における震源断層の破壊過 程として Sekiguchi ら(1996)および Irikura ら(1996)が提示したモデルを用いて基盤における地震動を 求め、それをもとに重複反射理論に基づいて地表面における地震動のフーリエスペクトルを解析的 に推定する方法である.あわせて,それを入力とする1質点系のパワースペクトルを計算し,スペ クトルモーメント法(Kiureghian, 1981)により理論加速度応答スペクトルを推定する. この手法は地 表面における加速度応答スペクトル等を求めることを目的として開発された手法であるため、地表 面における加速度時刻歴波形は解析によって直接求めることができない. しかしながら Kohiyama ら(2003)は、上述した理論加速度応答スペクトルをフーリエスペクトルと仮定することで波形の合 成を行い、それを理論加速度応答スペクトル準拠とすることで入力地震動を推定し、葺合(大阪ガス) における時刻歴加速度波形ならびにその応答スペクトルを比較的良好に再現することに成功して いる. さらに本論文において検討対象となる3地点を含む西宮市南部における地震動分布を広域的 に推定することで、家屋の被害分布との相関が非常に高いことを報告している。図-4.2.2 は当該地 点から約2km離れた尼崎竹谷(CEORKA)における時刻歴加速度波形およびその応答スペクトルを比 較したものである.この図より比較的良好に実測値を再現できていることから本手法の適用性を確 認することができる(Kohiyama et al., 2003).

本研究では、上記の手法を用い対象とする3地点における入力地震動をそれぞれ算定した.図 -4.2.3 に算定した時刻歴加速度波形を示す.この結果では、当該地点の最大加速度は700~800(gal) であり、当該地点周辺での最大地表水平加速度が700(gal)程度と推定されている(土木学会関西支部, 1998)ことと整合しており、波形の妥当性を確認することができる.



4-5





4.2.4 計算手法の概要

(1) 従来型 Newmark 法

2.4.3項で示したとおり盛土内にすべり土塊(剛体)を設定し,すべり面における応力-ひずみ 関係が剛塑性と仮定して,地震時のすべり土塊の滑動変位量を算定する方法である.適切な地震波 さえ与えれば他の入力パラメータは円弧すべり計算と同じであるため実務的である.

(2) 地震応答考慮型 Newmark 法

図-4.2.4 に地震応答考慮型 Newmark 法の概念図を示す.地震応答考慮型 Newmark 法の使用にあ たっては、まず盛土を等価な1 質点系の振動モデルでモデル化を行う.モデル化を行うにあたり盛 土形状の影響を考慮した(3-20)式を用いて、対象盛土の固有周波数を予め推定しておく必要がある. 次に、1 質点系の地震応答計算を行うことにより等価な盛土の地震応答を求める.最後に、計算し た盛土の地震応答を入力地震動として円弧すべりを想定した Newmark 法(舘山, 1998)を用いて滑動 変位量の算定を行う.従来型 Newmark 法と比較して入力する地震動が異なる点以外は、大きな差 異はない.また、入力パラメータについても従来型 Newmark 法と比較して、盛土を1 質点系でモ デル化する際に必要となるせん断波速度 V₆のみの追加となる.同じく盛土の地震応答が考慮可能な 修正 Newmark 法(Kramer *et al.*, 1997; Razaghi *et al.*, 2000)では、すべり土塊と盛土本体の動的相互作 用の影響が加味されているが、本提案手法では加味していない.これは、相互作用の影響は比較的 小さいことやその影響を考慮することで入力パラメータが増加して解析手順が煩雑になることな どを勘案したためである.すなわち盛土の地震応答を考慮する場合には盛土は弾性体と仮定してお り、応答加速度により斜面内にすべりが発生して土塊が剛体として滑動するという計算を行ってい る.すべり面の背後地盤には滑動が発生せず一体として震動し、その地震応答が前方のすべり土塊 に作用すると仮定している.



(3) モデルパラメータの設定

表-4.2.2 は、対象とする3地点の盛土解析モデルのパラメータ一覧である.地盤パラメータの設定 にあたっては、当該地点における土質試験結果やボーリング柱状図(地盤工学会,1996)そして既存の 文献資料(地盤工学会,1999;玉田,2004)などを参考にした.ただし地点Cについては、ボーリング が実施されていないため、地点Cから約2km離れた K-net 西宮の地盤柱状図を参考に地盤パラメー タの設定を行った. Newmark 法の適用性に関する課題として、すべり面が適切に評価できることが 大前提となるが、ここでは臨界すべり面(すべり安全率が1.0を満たし、かつ最小の作用震度を与え るすべり面)において円弧すべりが発生するものと仮定した.

	地点A ()	(n-situ A)	地点B (I	n-situ B)	地点C (I	n-situ C)
天端幅 B (m)	9.	0	8.	3	9.	5
盛土高さ <i>H</i> (m)	4.	0	4.	7	6.	0
法勾配 (-)	1:2.3	-	1:1.3	1:1.5	1:1.5	1:1.5
単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	1	8	1	8	1	7
粘着力 c (kPa)		5		3		5
内部摩擦角 ϕ (deg.)	2	:7	3	0	2	.7
せん断波速度 V _s (m/sec)	14	45	10	56	1'	72
盛土の固有振動数 <i>f_{0H}</i> (Hz)	4.9	61	6.8	16	7.3	92

表-4.2.2 盛土解析モデルのパラメーター覧

(4) 動的有限要素法

本検討では、①従来型 Newmark 法(Newmark, 1965; 舘山, 1998), ②地震応答考慮型 Newmark 法(秦 ら, 2006; Hata *et al.*, 2007a), ③動的 FEM の3つの数値解析手法を用いて残留変位量の算定を行い, 適用性の検討を行うこととする.

図-4.2.5 に対象とする 3 地点の盛土の FEM モデルを示す.メッシュ構成としては水平方向および 鉛直方向ともに約 50cm 間隔を基本としている. FEM モデルに入力する地震動としては, Newmark 法のケースと同様に図-4.2.3 に示した地震動を基本としているが, 当波形は法尻相当の地表面にお ける地震動であるため, 別途引戻し計算を行い FEM 解析モデル底面相当の地震動をそれぞれ推定 して入力地震動とした. FEM を用いた非線形動的解析を実施する場合には, 動的変形特性を予め設 定しておく必要があり, ここでは今津・福武(1986)により提案されている一般的な砂質土の動的変 形特性を採用した. その他の入力パラメータに関しては Newmark 法と同じ, すなわち表-4.2.2 に示 したパラメータを採用した.

(5) 解析ケース

表-4.2.3 に設定した解析ケース一覧を示す.上述した地震動推定手法では,入力加速度の正負の 方向性を考慮していないことから,入力地震動として図-4.2.3 に示した時刻歴波形の加速度振幅の 符号を正転および反転させたケースについてそれぞれ検討を行った.よって解析ケースは同表に示 すとおり全6ケースとなる.



表-4.2.3 解析ケース

Case No.	地点	入力地震加速度の符号
Case A-O	А	正転(そのまま)(Observed)
Case A-R	А	反転(Reversed)
Case B-O	В	正転(そのまま)(Observed)
Case B-R	В	反転(Reversed)
Case C-O	С	正転(そのまま)(Observed)
Case C-R	С	反転(Reversed)

4-9

4.2.5 残留変位量の比較

図-4.2.6 は残留変位量を実測値と解析値について比較したものである.解析値については、①従 来型 Newmark 法、②地震応答考慮型 Newmark 法、③動的 FEM 解析の3つの解析手法を用いて算 定した残留変位量について比較している.

図-4.2.6(a),(b)は地点Aを対象としたもので地震応答考慮型 Newmark 法を用いて算定した残留変 位量は実測値よりも 0.1m 程度大きくなっているのに対し,従来型 Newmark 法を用いて算定した残 留変位量は実測値を若干下回るものの,ほぼ同等の算定結果となっている.したがって地点Aに関 しては従来型 Newmark 法のほうが適用性が比較的高いものと考えられる.一方で,動的 FEM 解析 を用いて算定した残留変位量は実測値を若干上回るものの,ほぼ同等の算定結果となっていること が読み取れる.

図-4.2.6(c),(d)は地点Bを対象としたもので地震応答考慮型 Newmark 法を用いた残留変位量と実 測値との差は, Case B-Oで 0.07m, Case B-R で 0.02m となっており, 従来型 Newmark 法を用いた 解析結果よりも実測値に近いことから地点Bに関しては地震応答考慮型 Newmark 法のほうが適用 性が高いものと考えられる.一方で,動的 FEM 解析を用いて算定した残留変位量は,実測値を若 干下回る傾向にある.また入力地震動の加速度振幅の符号を正転させたケース(Case B-O)のほうが 採用する解析手法に関わらず残留変位量が大きくなっていることがわかる.

図-4.2.6(e),(f)は地点Cを対象としたもので地震応答考慮型Newmark法を用いた残留変位量と実測 値との差は、Case C-Oで0.08m、Case C-R で0.05m となっており、従来型Newmark法を用いた解 析結果よりも実測値に近いことから地点Cに関しても地震応答考慮型Newmark法のほうが適用性 が高いものと考えられる.一方で、動的FEM解析を用いて算定した残留変位量は、正転ならびに 反転のケースともに実測値とほぼ一致する傾向にある.

上述した結果を総合すると,盛土高さが最小(4.7m)でかつ片盛土である地点Aを除けば,地震応 答考慮型 Newmark 法を用いた解析結果は,従来型 Newmark 法を用いた結果よりも実測値に近い. これは採用した盛土の固有周波数算定式((3-20)式)が元来,両盛土を対象としているのが一要因であ ると考える.また全ての検討対象地点について従来型 Newmark 法の結果は実測値と比較して過小 評価する傾向にある.これは,地震応答考慮型 Newmark 法では入力地震動が応答波形であるため に波形形状が滑らかで正弦波状であるのに対し,従来型 Newmark 法では入力波形の形状が図-4.2.3 に示したとおり正弦波状でないために,各1波における滑動変形の算定量が小さくなったため(室野 ら,2002)であると考えられる.



Case C-O (e)

図-4.2.6 残留変位量の比較

4.2.6 まとめ

本節では、地震応答考慮型 Newmark 法の提案を行った.地震応答考慮型 Newmark 法の使用にあ たっては、まず盛土を等価な 1 質点系の振動モデルでモデル化を行う.モデル化を行うにあたって は、対象盛土の固有周波数を予め推定しておく必要がある.次に、1 質点系の地震応答計算を行う ことにより等価な盛土の地震応答を求める.最後に、計算した盛土の地震応答を入力地震動として 円弧すべりを想定した Newmark 法(従来型 Newmark 法)の概念を用いて滑動変位量の算定を行う. すなわち従来型 Newmark 法(従来型 Newmark 法)の概念を用いて滑動変位量の算定を行う. すなわち従来型 Newmark 法と比較して入力する地震動が異なる点以外は、大きな差異はない.す なわち入力パラメータについても従来型 Newmark 法と比較して、盛土を 1 質点系でモデル化する 際に必要となるせん断波速度 V₆のみの追加となる.また、すべり土塊と盛土本体の動的相互作用の 影響が、地震応答考慮型 Newmark 法では加味しておらず、相互作用の影響は比較的小さいことが 報告されていることや相互作用の影響を考慮することで入力パラメータが増加して解析手順が煩 雑になることなどを勘案したためである.よって、盛土の地震応答を考慮する場合には盛土は弾性 体と仮定しており、応答加速度により斜面内にすべりが発生して土塊が剛体として滑動するという 計算を行っている.すべり面の背後地盤には滑動が発生せず一体として震動し、その地震応答が前 方のすべり土塊に作用すると仮定している.

さらに本節では,1995年兵庫県南部地震において被災し,当時強震観測点が近傍に設置されてい なかった西宮市南部の鉄道盛土を対象として地震応答考慮型 Newmark 法の適用性について検討を 行った.得られた知見を以下に示す(秦ら,2006; Hata *et al.*,2007a).

- (1) 地震応答考慮型 Newmark 法は、従来型 Newmark 法で使用される入力パラメータに加え、 盛土を1 質点系でモデル化する際に必要となるせん断波速度 V.を与えることによって、盛 土の地震応答を考慮した滑動変形量が容易に算定可能となる。
- (2) 1995 年兵庫県南部地震において被災した西宮市南部の鉄道盛土を対象として,実測の残留 変形量に対して地震応答考慮型 Newmark 法,従来型 Newmark 法,動的 FEM 解析によって 算定された残留変位量の比較検討を行った.その結果,両盛土でかつ比較的高盛土の地盤 では,地震応答考慮型 Newmark 法は従来型 Newmark 法よりも適用性が高い結果であった.

動的遠心模型実験結果に対する地震応答考慮型 Newmark 法の適用性に関しては、次節の入力地 震動の影響に関するセクションで詳しく述べることとする.

4.3 入力地震動の影響

4.3.1 はじめに

2004 年新潟県中越地震において広範かつ多数の斜面崩壊が発生したのを契機に,今日では地震に よる土砂災害軽減のための研究がより一層盛んに行われている.その中では,地震時における斜面 の安定性評価手法の適用に関しても数多くの検討がなされている(たとえば若井, 2006).

新潟県中越地震のような強震動に対する斜面の安定性評価に利用できる手法として, Newmark 法 (Newmark, 1965)および有限要素法 FEM などが挙げられる. 従来型 Newmark 法は, 斜面の地震応答 特性を考慮できないなどの問題点を有するが, 特に設計実務の分野では滑動変位量算定手法として は用いられることの多い手法の1つである.

一方, FEM は,構成モデルの性質により得られる結果の特徴が様々であり,斜面を構成する土の 力学特性を適切に表現できる構成モデルを採用しないと精度良い結果は得られない.とはいえ, FEM による地震時における斜面の安定性評価の事例は以前から数多く存在する(たとえば Toki *et al.*, 1985).

大規模な斜面に対する FEM の適用性について検討がなされた事例も、それほど多くないがいく つか存在する(たとえば Iai et al., 1999). 大規模な斜面になるほど基盤における地震動を入力とする 従来型 Newmark 法の適用性は低くなるものと考えられる. しかしながら斜面の規模が両解析手法 の適用性に及ぼす影響について統一的に評価された事例は少ない.

そこで本節では、斜面の地震応答特性を考慮していない従来型 Newmark 法および斜面の地震応 答特性を簡便に考慮した地震応答考慮型 Newmark 法,さらに動的 FEM の適用性を検討するために、 動的遠心模型実験結果との比較検討を行った.そして適用性を確認した斜面安定評価手法を用いて、 斜面高さを変化させたパラメトリックスタディと最大加速度を同じとして入力地震動波形を変化 させたパラメトリックスタディを実施し、斜面高さおよび入力地震動が斜面安定評価結果に及ぼす 影響について検討を行った.なお、ここでは水平基盤上の盛土を対象とし、上下動の影響について も考慮していない.

4.3.2 動的遠心模型実験

図-4.3.1 に実験模型と計測機器配置の概略図を示す.実験模型は2次元平面ひずみ条件とし,斜面高さ10m および20m を持つ斜面を対象実物として,縮尺1/25 および1/50 でそれぞれモデル化した.なお,法勾配は1:1.8 で固定とした.表-4.3.1 に斜面土質材料の物性値一覧を示す.図-4.3.2 は三軸 CD 試験から得られた模型材料の応力-ひずみ関係である.模型材料は砂質土とし,実験模型は,内寸法で幅1060mm×高さ400mm×奥行295mmのアルミ合金製の剛土槽(ただし前面側はガラス貼り)に,縦方向に一層当たりの仕上がり層厚を4cmとして密度管理による締固め(締固め度 Dc=90%を基準)で作成した.模型材料は,材料物性の再現性を考慮して,豊浦硅砂とカオリン粘土の乾燥重量比が9:1 となるよう混合したものを最適含水比(*@opt*=11.8%)で加水調整したものを用いた.模型右側と模型土槽の境界面では,剛土槽壁面の影響を極力抑えるため緩衝材としてシリコンゴムを挿入し,土槽底面にはサンドペーパーを貼付した.

実験方法としては、まず、斜面模型を 25G または 50G の遠心力場に置くことで自重による応力 状態を再現した後に、模型斜面の固有周波数を推定することを目的としたホワイトノイズ波による 水平方向の微小振幅加振を行った. 土槽の中心で模型斜面内の平均的な拘束圧が作用すると考えら れる図-4.3.1 の ACC8 の位置における加速度波形のフーリエスペクトルから模型斜面の固有周波数 を推定した. 算定された模型斜面の固有周波数は、斜面高さ 10m のケースで 4.8Hz, 20m のケース で 2.4Hz であった.

次に,入力地震動による水平方向加振を行った.加振に用いた入力波形は,1995年兵庫県南部地 震の神戸海洋気象台観測波の NS 成分(最大加速度 818gal)であり,本実験における加振装置の能力に 合わせて最大加速度を 460gal に振幅調整して入力した.最後に,計測は図-4.3.1 に示すとおり,斜 面内における水平方向の応答加速度を加速度計により,法肩における水平および鉛直方向の変位を レーザー変位計によりそれぞれ計測した.またメッシュ上の標点による斜面の残留変位量の計測を 加振終了後に,遠心装置を停止させた 1G 重力場において行った.





土粒子密度 ρ_s		t/m ³	2.647
	砂分	%	90
*** FFF //*** //+	シルト分	%	4
松皮村住	粘土分	%	6
	最大粒径	mm	0.425
※ 用み 株 州	$\rho_{d \max}$	t/m ³	1.73
种间网行住	W opt	%	11.8
	ρ_t	t/m ³	1.741
Dc=90%時の強度 特性と変形特性	C _d	kPa	1.39
THE CONTRACT	ϕ_d	deg.	33.8

表-4.3.1 模型土質材料の物性値



図-4.3.2 模型土質材料の応力-ひずみ関係

4-15
4.3.3 動的有限要素解析

本検討では、二次元 FEM 逐次非線形解析手法として、解析コード FLIP(Iai *et al.*, 1992)を用いた. この解析手法は、材料の構成則に非線形履歴モデルを適用し、時刻歴応答解析により非線形解析を 行うものである. FLIP は、土のせん断応カーせん断ひずみモデルとして、多数の仮想的な双曲線型 バネで構成されているマルチスプリング・モデル(Towhata *et al.*, 1985)を履歴減衰の大きさを任意に 調節可能なように拡張している.これにより、せん断面における双曲線型非線形のモデル化が可能 となる.

解析パラメータについては、土質材料の物理試験、三軸圧縮試験、中空ねじりせん断試験の結果 より設定した. 表-4.3.2 に使用した解析パラメータの一覧を示す. 緩衝材(Silicon)はシリコンゴムの 物性値を採用した. なお、模型材料(Embankment)のせん断弾性係数 *G*_m については、動的変形試験 結果を踏まえ拘束圧σ_mに応じて次式のように設定した.

$$G_m(kPa) = 53.94 \cdot 1000 \cdot \sqrt{\frac{\sigma_m}{114}}$$
 (4-1)

図-4.3.3 に解析モデル(斜面高さ 20m のケースの例)を示す. 高さ 10m および 20m のケースともに 水平方向は約 1.8m毎,鉛直方向は約 1.0m毎のメッシュ構成を基本とした.境界条件としては動的 遠心模型実験の状態を模擬することで,基盤底面は剛基盤として水平ならびに鉛直方向ともに固定, 側方については,鉛直ローラーとした.

表-4.3.2 解析パラメータ一覧

	湿潤密度	ρ_{tE}	t/m ³	1.741
±	ポアソン比	v dE	(-)	0.3
質 材	初期間隙比	e _{0E}	(-)	0.413
料	内部摩擦角	ϕ_{dE}	deg.	33.8
	粘着力	C _{dE}	kPa	1.39
緩	密度	ρ_{tS}	t/m ³	1.545
衝材	ポアソン比	v dS	(-)	0.49
	ヤング係数	E_{S}	kPa	2235



図-4.3.3 有限要素解析モデル(斜面高さ 20m ケースの例)

4.3.4 実験結果と解析結果の比較

解析における入力地震動については図-4.3.4 に示す剛土槽の底面(図-4.3.1 における ACC13 の位置 に相当)において計測された加速度波形を用いた.解析に先立ち,(3-20)式を用いて斜面解析モデル の固有周波数の算定を行い,斜面高さ 10m のモデルで 4.6Hz,20m のモデルで 2.5Hz と動的遠心模 型実験により得られた固有周波数とほぼ一致する(最大で 0.2Hz の差異である)ことを確認した.

図-4.3.4 は主要計測点において観測された加速度時刻歴と FLIP による解析結果を斜面高さ 10m および 20m のケースについてそれぞれ比較したものである. この図より,実験では一部の観測点に おいて加速度時刻歴が一方向にドリフトしている現象(センサーの傾斜による可能性有)がみられる が,波形の形状については実験結果と解析結果が全体的に一致する傾向にあり,比較的良好に再現 できているといえる.

写真-4.3.1 に遠心模型実験における加振終了後の変形図を示す. さらに図-4.3.5 には, 天端における水平および上下方向の変位分布の実験結果と FLIP 解析結果の比較を斜面高さ 10m および 20m のケースについてそれぞれ示す. これより水平方向変位に関しては, 両ケースともに実験と解析が比較的よく一致しており, 法肩における変位量においても両者に有意な差異は確認できない. これに対して上下方向変位(沈下量)に関しては, 全体的に FLIP による解析では過小評価する傾向にあり, 法肩から離れるほど, また斜面高さが高いほどその傾向は顕著に表れている. この原因の1つとして, FLIP による解析では十分に考慮できない繰り返しせん断に伴う体積収縮(揺すり込み沈下)の影響が考えられる.

図-4.3.6には法肩における水平ならびに上下方向の変位時刻歴の実験結果とFLIP 解析結果の比較 を示す.これより水平方向変位に関しては、実験結果と解析結果がよく一致しており、再現性が非 常に高いことが読み取れる.一方で同図(b),(d)には、本実験とFLIP による法肩の鉛直変位の時刻歴 に加えて、従来型 Newmark 法と地震応答考慮型 Newmark 法による滑動変位量の時刻歴を重ね合わ せている.この図に示したように、ここで設定した解析パラメータの場合には、斜面の地震応答特 性を考慮している FLIP による動的有限要素解析ならびに地震応答考慮型 Newmark 法のほうが、盛 土の地震応答特性を考慮していない従来の Newmark 法より変形量が大きくなり、さらに実験値に 近くなっている.

上述した結果によれば, FLIP による有限要素解析ならびに地震応答考慮型 Newmark 法を用いれ ば、地震時の応答を考慮して盛土法肩の鉛直変位量を比較的精度良くできる可能性が高いことを示 しており、両解析手法が一定の適用性を有していることを確認することができた.

4-17







(a) 盛土高さ10m

(b) 盛土高さ 20m

写真-4.3.1 加振終了後の変形状況



図-4.3.5 天端における残留変位量の分布



4.3.5 解析モデルと解析手法の関係

ここでは、前節で適用性を確認した FLIP および地震応答考慮型 Newmark 法に加えて、従来型 Newmark 法の計3つの解析手法による斜面高さを変化させたパラメトリックスタディを実施し、使 用する解析手法の違いが変位量の算定結果に及ぼす影響について検討を行った.解析モデルは、図 -4.3.1 に示した動的遠心模型実験のモデルを基本とし、法勾配は 1:1.8 で固定のもとに、斜面高さを 5m から 50m まで 1m 間隔で変化させた.そしてこれに伴い天端幅を 3.75m から 37.5m まで 0.75m 間隔で、斜面長さも 9.5m から 95.0m まで 1.9m 間隔でそれぞれ変化させ、基本形状としては動的遠 心模型実験と同じモデルとした.材料物性値および解析パラメータについては、表-4.3.1 および表 -4.3.2 で示した値と同じ値を使用し、入力地震動についても実験と同じく神戸海洋気象台の地震波 の最大加速度を 460gal に振幅調整した波形を入力地震動とした.動的 FEM における解析モデルの 作成は、上記と同様に水平方向は約 1.8m、鉛直方向は約 1.0m 毎のメッシュ構成を基本とした.

図-4.3.7 は斜面高さ (斜面の固有周期) と変位量の関係である. ここで, FLIP による変位量は,法 肩における鉛直方向の残留変位量となっている. この図によれば,斜面高さが増加するほど,すな わち斜面の固有周期が長くなるほど変位量も増加する傾向にあり,斜面高さ 20m から 40m 付近ま では地震応答考慮型 Newmark 法による結果が最も大きくなっている. 一方で,斜面高さ約 40m 以 高では従来型 Newmark 法による結果が最も大きくなっている. 各解析手法による結果の大小関係 は,入力地震動と解析モデルの固有周波数との関係などに依存するため,上記の結果だけで定量的 な評価はできない. しかしながら斜面高さが高くなるほど使用解析手法による差異が広がっている ことから,大規模な斜面における地震時安定性を検討する際には,採用する解析手法の選定に十分 に留意する必要性があるといえる.



図-4.3.7 解析手法の影響

4.3.6 入力地震動の影響

ここでは、数多くの既往観測波を入力地震動として採用した場合のパラメトリックスタディを実施し、入力地震動波形が地震時における斜面の変形量に及ぼす影響について検討を行った. 解析モデルや解析パラメータなどは、前項のパラメトリックスタディと同様である. 表-4.3.3 はここで採用した入力地震動の一覧である. 土構造物のレベル2地震動の目安が 600~800gal 程度(土木学会, 2000)であることを考慮して、1995 年兵庫県南部地震から 2007 年新潟県中越沖地震までの既往観測波の中で、最大加速度 600gal 以上の強震動 28 波について最大加速度値が 700gal となるよう振幅調整した波形を入力地震動とした. なお、最大加速度 700gal を設計水平震度に換算することは一般には難しいが、例えば港湾の旧基準で示された式を適用すると 0.3 程度となる(野田ら、1975;野津ら、1997).

No.	地震名称	観測点名	観測機関
1		神戸海洋気象台	気象庁
2	1995年	神戸本山	関震協
3	兵庫県南部地震	鷹取	鉄道総研
4_		宝塚	
5	1997年 鹿児島県北西部地震	出水	
6	2000年	新見	
7	鳥取県西部地震	江府	
8		日南	
9	2001年	湯来	时《利耳
10		三原	K-net
11	2003年	広尾	It not
12	十勝沖地震	直別	
13_			
. 14		十日町	
15		小十谷	
16		長尚文所	
17		山古志村	
18		小十谷市	
. 19	新 為泉中越地震	小国町	気象庁
20		川四町	
21		川口町	
. 22		越後川口	道路公団
23			跃道総研
. 24	2007年	<u> </u>	防災科研
. 25	能登半島地震	八水	K-net
26		<u> 能都</u>	
. 27	2007年	相崎	防災科研
28	新 為 県 甲 越 冲 地 震	出雲崎町	気象厅

表-4.3.3 採用した入力地震動一覧(最大加速度 700gal に統一)

図-4.3.8 は表-4.3.3 の入力地震動を採用した場合の斜面高さと変位量の関係を各解析手法につい て示したものである.同図には、パラメトリックスタディの平均値および平均値±標準偏差の値を 示している.この図によれば、最大加速度が同じ 700gal の地震動でも入力地震動の種類による変位 量のバラツキは、斜面高さが増加するほど大きくなっている.FLIP による変位は、他者と比較して 小さめの算定結果となっている.また斜面高さ 40m 以高では、図-4.3.7 と同様に従来型 Newmark 法による算定結果が最も大きくなっており、地震応答を考慮した地震応答考慮型 Newmark 法では 斜面高さの増加による変位量の増加が頭打ちになる傾向にある.これは、従来型ならびに地震応答 考慮型 Newmark 法ともに降伏加速度は同じであり、従来型 Newmark 法では斜面高さに依存せず入 力加速度は一定であるのに対し、地震応答考慮型 Newmark 法では斜面高さに依存せず入 なわち斜面の固有周期が比較的長周期側に移行すると、入力地震動となるせん断1 質点系の応答加 速度が減衰するためである.

上記の結果によれば、斜面高さが高くなるほど解析手法だけでなく入力地震動による変位量算定 結果の差異も広がっていることから、大規模な斜面における地震時安定性を検討する際には、採用 する解析手法だけでなく、入力地震動の選定にも十分に留意する必要性があることを示唆している.







図-4.3.8 入力地震動の影響

4.3.7 まとめ

本節では、地震時における斜面の安定性評価に関して動的遠心模型実験ならびにパラメトリック スタディの結果に基づいた検討を行った.以下に得られた知見を示す(秦ら,2008b).

- (1) 動的遠心模型実験の結果と比較すると, FLIP などの FEM ならびに地震応答考慮型 Newmark 法を用いれば、地震時応答を考慮して変位量を比較的良好な精度でシミュレートできてい る.
- (2) 今回の解析条件では、斜面高さ40m以高では従来型Newmark法による滑動変位量が最大と なり、地震応答考慮型Newmark法による変位量は増加が頭打ちとなる.
- (3) 今回の解析条件では、斜面高さが高くなるほど使用する解析手法だけでなく入力地震動に よる滑動変位量算定結果の差異も大きくなる.つまり大規模な斜面における地震時安定性 を検討する際には、解析手法や入力地震動の選定に十分に留意する必要がある.

上記の知見はあくまでも限られたケースの実験・解析条件のもとで得られた結論であることに留 意する必要がある. 4.4 上下動の影響

4.4 上下動の影響

4.4.1 はじめに

強震動が盛土に作用する場合,水平動だけではなく上下動も同時に作用する.近年発生した内陸 直下型地震においては,図-3.3.1 で示したように非常に大きな加速度レベルの上下動が観測されて おり,盛土は水平応答だけでなく比較的大きな上下応答を示す可能性がある.さらに3.3節で示 したように,盛土は水平方向だけでなく上下方向についても和差共振を伴った共振状態にある可能 性がある.しかしながら,この上下方向の地震応答が盛土の変形に及ぼす影響に関しては,2.4. 6項で述べたとおり統一化した結論は得られていない.

そこで本節では、まず4.3.2項と同様に、砂質土を使用した水平一方向加振による盛土の動 的遠心模型実験を実施した.そしてクロススプリングモデルによる質点系解析を利用した Newmark 法や FLIP による FEM 逐次非線形解析を行い、両解析手法の適用性について検討を行った.比較検 討対象とした応答は、水平方向の応答と、水平一方向加振にも関わらず水平応答が上下応答を励起 する現象(パラメタ励振)および盛土の変形の影響によって発生した上下応答である.

次に,遠心実験結果の再現に用いたモデルを使用し,数多くの既往の地震による観測波を入力地 震動としたパラメトリックスタディを実施した.

最後に,上下動の位相特性に着目した解析を実施し,盛土の耐震性能照査設計において鉛直地震動の影響を考慮するための新たな提案を行った.

4.4.2 動的遠心模型実験

動的遠心模型実験の概要に関しては、4.3.2項と同様であり、本節では盛土高20m、法勾配1:1.8 を持つ盛土断面を対象実物とした.模型盛土は、半断面に対して縮尺1/50でモデル化し、50Gの遠 心力場に置くことで自重による応力状態を再現後に、模型盛土の固有周波数を推定することを目的 としたホワイトノイズ波による水平方向の微小振幅加振を行った. 土槽の中心で模型盛土内の平均 的な拘束圧が作用すると考えられる ACC8 の位置(図-4.3.1 参照)における加速度波形のフーリエス ペクトルから模型盛土の固有周波数を推定した.算定された模型盛土の固有周波数は、それぞれ水 平方向で2.4Hz および上下方向で3.3Hz である.

次に,入力地震動による水平一方向加振を行った.入力地震動については,4.3.2項と同様に 1995年兵庫県南部地震の神戸海洋気象台観測波の NS 成分(最大加速度 818gal)であり,本実験にお ける加振装置の能力に合わせて最大加速度を 460gal に振幅調整して水平一方向加振した.解析にお ける入力地震動については,図-4.4.1 に示す剛土槽の底面において計測された加速度波形を用いた. このとき水平一方向加振であるものの,上下方向において微小な加速度(最大加速度 1.1gal)が計測さ れていることから,FLIP による解析およびクロススプリングモデルによる計算の入力地震動として は、厳密に水平ならびに上下方向の二方向とした.



4.4.3 解析条件の設定

(1) FEM解析

本節においても二次元 FEM 逐次非線形解析手法として,解析コード FLIP を用いた.解析パラメ ータについては,盛土材料の土質試験結果に基づいて設定しており,表-4.3.2 と同様のパラメータ を使用した.FEM 解析モデルや境界条件に関しても4.3.3項で設定したものと同様である.

(2) 上下動の影響を考慮した Newmark 法

本節では,図-4.4.2 に示すように,まず盛土を質点系でモデル化したクロススプリングモデルを 用いて盛土の水平および上下方向の地震応答を計算し,次にこれらの地震応答を入力地震動として, 地震応答考慮型 Newmark 法を用いた滑動変位量の算定を行った.

盛土をクロススプリングモデルでモデル化する場合,いくつかの入力パラメータが必要となる. まず水平方向および上下方向の固有周波数(f_{Ib},f_{l})に関しては,ホワイトノイズ波の加振による遠心模 型実験結果に基づき f_{H} =2.4Hz, f_{V} =3.3Hz とそれぞれ設定した.次に盛土模型の等価高さに関しては, Ghannad ら(1998)を参考に8.9m(実物換算)と計算した((3-109)式参照). これは加速度計測点 ACC8 の 高さ(9.2m)に相当し,盛土を代表する質点の位置(高さ)は、2.4.4項を参考に,盛土の地震応 答の主体となる1次振動モードを仮定して等価高さを設定しており、すべり土塊の重心高さに概ね 対応していることを確認している..最後に質点系解析モデルにおける減衰定数(ξ_{II},ξ_{V})に関しては, 既往の研究成果(Kramer *et al.*, 1997; Razaghi *et al.*, 2000)を参考に、水平ならびに上下方向ともに ξ_{IT} = ξ_{V} =5%と設定した.



図-4.4.2 上下動を考慮した地震応答考慮型 Newmark 法の概念図

4.4.4 実験結果と解析結果の比較

(1) 応答加速度

模型盛土内で水平ならびに上下方向に加速度計が設置されている観測点 ACC8 における加速度時 刻歴と両手法による解析結果を比較したものを図-4.4.3 に示す.図-4.4.3(a)および(c)より,水平方向 に関しては, FLIP およびクロススプリングモデルともに比較的良好に実験結果を再現できている. しかしながら,クロススプリングモデルによる計算結果では、9sec 付近において,パルス状ピーク の振幅が実験値に比べ非常に小さくなっており,再現性が低いことが読み取れる.

一方で、図-4.4.3(b)および(d)によれば、水平一方向加振にも関わらず、水平応答が上下応答に寄 与することによって発生したと思われる最大加速度 20gal 程度の上下応答が実験では計測されてい る.そして水平方向と同様に、FLIP およびクロススプリングモデルともに比較的良好に実験結果を 再現できている.しかしながら、クロススプリングモデルによる計算結果では、水平方向と同様に 9sec 付近において、再現性が低いことが読み取れる.

このようにクロススプリングモデルでは、水平ならびに上下方向の盛土の地震時応答(盛土の水平 応答と上下応答間の動的相互作用に起因する振動を考慮)の再現性は FLIP に比べて劣る.しかしな がら全般的には一定の再現性を有しているといえる.

図-4.4.4 は、横軸に遠心実験による加速度時刻歴、縦軸に FLIP 解析による加速度時刻歴をとった ものである.両者が一致すれば、ACC13 の例のように斜め 45 度の直線となる.この図より、法先 付近(ACC11,12)のほうでは再現性が良好であり、変形量が比較的大きい領域にあたる ACC6,9 では 再現性が若干劣る傾向にある.全般的には概ね 45 度の線上であり良好に再現できているといえる.



図-4.4.3 観測点 ACC8 における加速度時刻歴の比較



図-4.4.3 観測点 ACC8 における加速度時刻歴の比較



図-4.4.4 主要計測点における加速度の再現性(FLIP による計算の適用性確認)

(2) 法肩の変位

図-4.4.5 に法肩における水平ならびに上下方向の変位時刻歴を実験と解析で比較して示す.この 図によれば、水平方向では一致度が非常に高い.上下方向では 15sec 付近まではよく一致している が、15sec 以降は時間の経過とともに変位量に乖離がみられる.

図-4.4.6 に遠心実験における法肩の鉛直変位の時刻歴に,Newmark 法を用いて推定した滑動変位 量の時刻歴を重ね合せたものを示す.同図には,Newmark 法における入力地震動として,剛土層基 盤において観測された加速度波形(図-4.4.1),地震応答の結果として図-4.3.1 の計測点 ACC8 におい て計測された加速度波形(図-4.4.3(c),(d)の動的遠心模型実験結果),そして応答計算で求めた加速度 波形(図-4.4.3(c),(d)のクロススプリングモデル計算結果)の計3種類の入力加速度波形を採用した場 合の残留変位量推定結果を示している.この図よりここで設定した解析パラメータの場合には,盛 土の地震応答特性を考慮したほうが精度良く残留変位量を推定することができている.本研究で提 案するクロススプリングモデルによりシミュレートした加速度波形を入力したケースでも,比較的 良好な精度で残留変位量を推定できている.

上述した結果によれば、クロススプリングモデルによる質点系解析を利用した地震応答考慮型 Newmark 法や FLIP 等の二次元FEM逐次非線形解析を用いれば、盛土の地震時安定性指標の一つ である残留変位量をシミュレートできる可能性が高いといえ、両解析手法が一定の適用性を有して いることを確認することができた.



図-4.4.6 地震応答考慮型 Newmark 法の適用性(ここでは滑動変位≒鉛直変位)

4.4.5 鉛直地震動が盛土の地震時変形に及ぼす影響

(1) パラメトリックスタディ

ここでは、前節で適用性を確認した両解析手法を用いて数多くの既往観測波を入力地震動とした パラメトリックスタディを実施し、鉛直地震動が盛土の地震時変形に及ぼす影響について検討を行 った. 解析モデルとしては、FLIP および地震応答考慮型 Newmark 法ともに上述した動的遠心模型 実験と同じものを使用した. 盛土構造物のレベル2 地震動としては、最大加速度 600gal 以上が目安 とされている(土木学会, 2000)ことから、本研究では表-4.4.1 に示す最大水平加速度が 600gal 以上の 既往観測地震波、計 26 波をパラメトリックスタディの対象とした. さらに表-4.4.2 に示すように、 個々の地震動についての解析ケースは、水平および上下方向の入力地震加速度の符号を正転または 反転させた計4ケースとした. また入力地震動の最大加速度を水平方向 700gal、上下方向 350gal と した場合についても同様の計算を行った. 合計で 26×8=208 ケースである.

Ne		收敌	知測占夕	在日泊山长悠月月	最大加速度(gal)	
	地成名称	叫 <u>日</u> 17小	睨 例 ^从 石	宽 侧微房	水平	上下
1	后世间主动	KOB001	神戸海洋 気象台	気象庁 <u>関</u> 震協	818.0	323.0
2	日本 中国 日本 中国 日本 中国 日本 中国 日本 中国 日本	庫県南部 KOB001 元月1417 気象台 地震 KOB002 神戸本山 関震協 KOB003 鷹取 鉄道総研 KOB004 宝塚 鉄道総研 運児島県 KGS001 出水 西部地震 TTR001 新見 取県西部 TTR002 江府 市地震 GIY001 湯来 GIY002 三原 水 TKC001 広尾 1003年 TKC002 直別 下KC003 池田 NIG001	774.9	379.3		
3	地成	KOB003	鷹取	 観測機関 気象庁 関震協 鉄道総研 防災科研 「ある条庁 道路公団 遊ぶ研 防災科研 「方災和研 「市et 	657.0	279.3
4		KOB004	宝塚		683.6	418.2
5	鹿児島県 北西部地震	KGS001	出水		727.3	246.0
6	自历旧而如	TTR001	新見		816.6	170.9
7	局以乐四部	TTR002	江府		725.4	404.0
8		TTR003	日南	気象庁 「関震協」 鉄道総研 防災科研 K-net 気象庁 道路公団 鉄道総研	628.5	289.3
9	当 予 地 雪	GIY001	湯来		831.9	217.7
10	五丁地辰	GIY002	三原		651.5	177.0
11	2003年	TKC001	広尾	V-ner	972.6	461.2
12	- 2003年 	TKC002	直別	···· ···· ··· ··· ···· ···	784.9	271.7
13		TKC003	池田		609.5	215.3
14		NIG001	十日町		1715.5	564.4
15		NIG002	小千谷		1307.9	820.2
16		NIG003	長岡支所		871.0	412.0
17		NIG004	山古志村		721.8	1059.1
18	新潟県中越	NIG005	小千谷市		779.2	730.8
19	地震	NIG006	小国町	気象庁	691.8	339.5
20		NIG007	川西町		681.4	477.5
21	<u>[]</u>	NIG008	川口町		1675.8	869.6
22		NIG009	越後川口	道路公団	667.0	651.1
_23		NIG010	新川口	鉄道総研	802.2	442.7
24	能爲半自	NOT001	富来	防然利研	945.4	462.2
25	11111111111111111111111111111111111111	NOT002	穴水	K-net	902.7	555.7
26		NOT003	能都	IX Het	665.8	146.9

表-4.4.1 解析に用いた入力地震動一覧

解析	入力地震加	速度の符号	最大加速	最大加速度 (gal)	
ケース	水平動	上下動	水平動	上下動	の位相関係
Case 1	そのまま(正転)	そのまま(正転)	観測値	観測値	
Case 2	そのまま(正転)	反転	観測値	観測値	
Case 3	反転	そのまま(正転)	観測値	観測値	
Case 4	反転	反転	観測値	観測値	用佔扣
Case 5	そのまま(正転)	そのまま(正転)	700	350	共 12 11
Case 6	そのまま(正転)	反転	700	350	
Case 7	反転	そのまま(正転)	700	350	
Case 8	反転	反転	700	350	

表-4.4.2 解析ケース①

(2) 地震時変形に影響を及ぼす主要因

図-4.4.7 は、表-4.4.1 に示す入力地震動の略称を横軸に、水平動のみの入力地震動に対する残留変 位量と水平動+上下動の入力地震動に対する残留変位量の比率(以下、増減率とよぶ)を縦軸にとっ たものである.まず、この図より、採用する入力地震動によって上下動を考慮することに伴う残留 変位量の増減率は±1割程度で大きくばらついていることがわかる.また FLIP と地震応答考慮型 Newmark 法では増幅率のバラツキの傾向が異なっている.さらに同じ入力地震動においても、水平 動と上下動の入力地震加速度の符号の組み合わせ(Case 1~4)によっても増減率の差異を確認するこ とができる.とはいえ、符号の組み合わせの影響について特定の傾向はみられない.つまり入力地 震動としての上下動は、盛土の地震時安定性の評価指標の1つである残留変位量に対して、危険側 にも安全側にも作用する可能性があり、その増減率は平均1割程度である.

同図(c),(d)は, 表-4.4.1 に示す入力地震動の水平方向の最大加速度を 700gal, 上下方向の最大加速 度を 350gal にそれぞれ振幅調整したものである. 同図(a)と(c)ならびに同図(b)と(d)をそれぞれ比較 すると, 両手法ともに残留変位量の増減率は変動しているが, その相対関係に大きな差異は確認で きない. つまり水平および上下方向の入力地震動の振幅レベルが, 上下動を考慮することに伴う残 留変位量の増減に及ぼす影響は比較的小さいといえる.

上記の結果を総合すると、上下動は盛土の残留変位量に対して、危険側にも完全側にも作用する 可能性があり、その増減率は1割程度である.増減率は、計算手法に依存するが、水平および上下 方向の入力地震動の振幅レベルによる影響は比較的小さい.これらの結果から推察すると、水平方 向と上下方向の入力地震動の位相関係が残留変位量の増減に影響を及ぼしている可能性が高い. 4.4 上下動の影響



4.4.6 水平動と上下動の位相関係の影響

(1) 解析条件の設定

入力地震動としての水平動と上下動の位相特性が盛土の残留変位量に影響を及ぼしている可能 性があることを踏まえ、ここでは図-4.4.8 に示すような入力地震動(図中は神戸海洋気象台 KOB001 の事例)を新たに採用した.この入力地震動の水平動は、神戸海洋気象台 NS 成分そのものである. 一方で上下動は、振幅特性に関しては神戸海洋気象台 UD 成分そのものとなっているが、位相特性 が水平動と同じ位相特性になるよう作成した人工波となっている.表-4.4.3 に解析ケースを示すが、 水平動と上下動の位相特性が同じ入力地震動を採用しているほかは、表-4.4.2 で既に示した解析ケ ースと同様である.厳密には波形が正弦波ではないために異なるが、ここで設定した解析ケースは、 図-4.4.9 に示すように Case 9,12,13,16 に関しては法面に沿うような方向で、Case 10,11,14,15 に関し ては法面に直交するような方向で入力地震加速度がそれぞれ作用するイメージとなる.



図-4.4.8 同位相の入力地震動(神戸海洋気象台の事例)



図-4.4.9 地震力作用方向の解釈(同位相波形入力ケース)

解析		入力地震加	速度の符号	最大加速	ē度(gal)	水平と上下
	ケース	水平動	上下動	水平動	上下動	の位相関係
	Case 9	そのまま(正転)	そのまま(正転)	観測値	観測値	
	Case10	そのまま(正転)	反転	観測値	観測値	
	Case11	反転	そのまま(正転)	観測値	観測値	
	Case12	反転	反転	観測値	観測値	同位坦
	Case13	そのまま(正転)	そのまま(正転)	700	350	1911业作出
	Case14	そのまま(正転)	反転	700	350	
	Case15	反転	そのまま(正転)	700	350	
	Case16	反転	反転	700	350	

表-4.4.3 解析ケース②

(2) 検討結果

図-4.4.10 は図-4.4.7 と同様に、表-4.4.1 に示す入力地震動の略称を横軸に、水平動のみの入力地 震動に対する残留変位量と増減率を縦軸にとったものである。まず、図-4.4.10と図-4.4.7を比較す ると,同位相の入力地震動を採用することによって増減率はすべて正の値となる. つまり水平動と 上下動の位相関係は増減率に及ぼす支配的な要因であり、同じような位相特性を持つ水平動と上下 動が盛土に作用した場合には、上下動は残留変位量に対して危険側に作用する可能性が高い、ただ し、図-4.4.7 と同じく図-4.4.10 においても FLIP と地震応答考慮型 Newmark 法では増減率のバラツ キの傾向は異なっている. 図-4.4.7 では各解析ケースによる増減率の変動幅が非常に大きいが、図 -4.4.10 では変動幅が非常に小さくなっている.また Case9,12,13,16 の平均値がおおよそ 1.2 である のに対して、Case10,11,14,15の平均値はおおよそ 1.1 であり、入力動の符号による影響が大きいと 思われる. これは図-4.4.9 に示したとおり、水平動と上下動の位相特性が同じ地震動は残留変位量 に対して危険側に作用することは変わりないが、法面に直交するような方向で地震力が作用する場 合には、残留変位量が大きくなる可能性を示唆するものである、最後に、図-4.4.10(a)と(b)ならびに 図-4.4.11(c)と(d)を比較すると,残留変位量を算定する手法による増減率の大きな差異は確認できず, 平均値も同程度である.また同図(a)と(c)ならびに同図(b)と(d)をそれぞれ比較すると,残留変位量の 増減率の分布形状に大きな差異は確認できない。つまり同じような位相特性を持つ水平動と上下動 を入力した場合,残留変位量の算定手法や入力地震動の振幅レベルが,増減率に及ぼす影響は比較 的小さいといえる.

上記の結果を総合すると、同じような位相特性を持つ水平動と上下動が盛土に作用した場合には、 上下動は残留変位量に対して危険側に作用し、さらに法面に直交するような方向で地震力が作用し た場合には、より残留変位量が大きくなる可能性が高い.水平動と上下動が同じような特性を有す る条件として、S 波の斜め入射の影響(たとえば若松, 1995)が考えられ、今回の実験のような水平基 盤上の盛土よりも、傾斜基盤上の盛土においては、上下動の影響を考慮する必要性がさらに高いと 考えられる.また今回の解析結果によれば、使用する入力地震動が明白でない場合において、かつ 安全側の検討や配慮が必要なのであれば、水平動と同じ位相特性を持つ上下動を入力地震動として 採用する、若しくは水平動のみの地震動入力による残留変位量算定結果を2割程度割増することに よって、簡易的に上下動を考慮した盛土の耐震性能照査の実施が可能となる.

4-34



図-4.4.10 水平動と上下動の位相特性が残留変位量に及ぼす影響

4.4 上下動の影響

4.4.7 まとめ

本節では、上下動の影響を加味した地震応答考慮型 Newmark 法の提案を行った.本提案手法の 具体的なアイデアは、盛土を質点系でモデル化したクロススプリングモデルを用いて盛土の水平お よび上下方向の地震応答を計算し、得られた水平方向ならびに上下方向の地震応答を入力地震動と して滑動変位量の計算を行うものであり、比較的容易に上下動の影響を考慮した滑動変位量の計算 を行うことが可能である.

さらに本節では、近年わが国で発生した大地震において非常に大きな上下動が発生していること などを踏まえ、上下動が盛土の地震時残留変位量に及ぼす影響について検討を行った.得られた知 見は以下のとおりである(秦ら,2005a;2008c).

- (1) クロススプリングモデルによる質点系解析を利用した Newmark 法や FLIP 等の二次元 FEM 逐次非線形解析を用いれば、高精度で盛土の残留変位量を再現できる可能性が高いことを 確認した.
- (2) 上下動は盛土の残留変位量を1割程度危険側にも安全側にも変化させる可能性が高い.この増減は、残留変位量の算定手法に依存するものの、水平および上下方向の入力地震動の振幅レベルにはあまり依存しない.
- (3) 同じような位相特性を持つ水平動と上下動が盛土に作用した場合には、上下動は残留変位 量を増加させる側に作用する.また法面に直交するような方向で地震力が作用した場合に は、より残留変位量が大きくなる可能性が高い.この傾向は残留変位量の算定手法や水平 および上下方向の入力地震動の振幅レベルにはあまり依存しない.
- (4) 本解析結果によれば、使用する入力地震動が明白でない場合において、安全側の検討や配 慮が必要なのであれば、水平動と同じ位相特性を持つ上下動を入力地震動として採用する、 若しくは水平動のみの地震動入力による残留変位量算定結果を2割程度割増することによ って、簡易的に上下動を考慮した盛土の耐震性能照査の実施が可能となる.

4.5 **傾斜基盤の影響**

4.5.1 はじめに

日本は世界有数の山岳国であり、国土面積の約7割が山地や丘陵地で占められていることから急 傾斜地における盛土、すなわち傾斜基盤上を有する盛土が数多く見受けられる。傾斜基盤上の盛土 の地震被害は、既往の大地震において宅地造成盛土や道路盛土等の被害として報告されている。

近年、レベル2地震動に対する盛土構造物の耐震性能照査手法の1つとして Newmark 法が設計 指針において明示されているが、傾斜基盤上の盛土を対象とした Newmark 法の適用性についてこ れまで検討がなされた例は少ない.

一方で、実際の地震時においては、水平動だけではなく上下動も同時に作用することになる.近 年発生した内陸直下型地震においては、図-3.3.1 で示したように非常に大きな加速度レベルの上下 動が観測されており、地震時における傾斜基盤上の盛土は非常に大きな上下応答を示す可能性が高 い.そして、盛土が自重による摩擦によって斜面安定性を保つことを考慮すれば、上下動が変位量 に及ぼす影響は無視できない可能性があると考えられる.しかしながら、この上下応答が盛土の変 形に及ぼす影響に関して詳細な検討がなされた例は少ない.

そこで本節では、傾斜基盤を有する盛土を対象とした動的遠心模型実験の結果により、傾斜基盤 の勾配が盛土の地震応答特性に及ぼす影響についての検討を行った.すなわち前節の上下動に関す る検討と大きく異なるパラメータは、傾斜基盤上の盛土の固有振動数および降伏加速度である.ま たここでは、Newmark 法による滑動変位量の算定結果と動的遠心模型実験における盛土天端の地震 応答を比較することによって、傾斜基盤上の盛土を対象とした場合の Newmark 法の適用性につい ても検討を行った.一方で、傾斜基盤を有する盛土を対象とした場合におけるクロススプリングモ デルならびに地震応答考慮型 Newmark 法の適用性についてもそれぞれ検討を行った.

さらに本節では、二次元FEM逐次非線形解析手法として解析コード FLIP を用いた傾斜基盤を 有する盛土を対象とした地震応答解析を実施した.具体的には、まず上記の動的遠心模型実験をシ ミュレートすることで、傾斜基盤上の盛土に対する FLIP の適用性について検討した.次に、同実 験の傾斜基盤上の盛土モデルを対象として、水平動と上下動を同時に入力したケースについて解析 を行い、上下動が傾斜基盤を有する盛土の地震時応答に及ぼす影響について検討を行った.そして 最後に入力地震動の水平動と上下動の関係に着目したパラメトリックスタディを実施し、傾斜基盤 を有する盛土に対して耐震性能照査を行う場合の留意事項について取り纏めた.

4-37

4.5 傾斜基盤の影響

4.5.2 動的遠心模型実験

実験模型は、高さ 20m、標準法勾配 1:1.8 を持つ盛土断面を検討対象とし、半断面に対して縮尺 1/50 でモデル化した. 傾斜基盤の傾斜角は、10(deg.)、20(deg.)の2ケースとした(図-4.5.1 参照). 盛土材料は砂質土とし、模型盛土の密度は締め固め度 90%として設定した.入力地震動としては、1995 年兵庫県南部地震で神戸海洋気象台において計測された地震波形の NS 成分を採用した. そし て最大加速度振幅を遠心模型実験の加振装置の能力に合わせて 460gal に調整した(図-4.5.2 参照).

模型は、内寸法:幅 1060mm×高さ 400mm×奥行 295mm のアルミ合金製の剛土層(ただし片側の側面はガラス張り)に、縦方向の仕上がり層厚 4cm 毎に密度管理しながら、締め固めて作成した. 模型の基盤面は、それぞれの傾斜角度に合わせて剛なアルミ製板を模型土層底面に固定し、表面に はサンドペーパーを貼付することで粗な基盤面条件とした.盛土中央側の土槽との境界面では、剛 土槽壁面の影響を抑えるため、緩衝材として厚さ 30mm のシリコンゴムを挿入した.

模型盛土材料は,4.3.2項で示した動的遠心模型実験で用いたものと同様である.実験方法として,まず,模型を 50G の遠心場に置き,自重圧密させ,その後に加振を行った.盛土の応答加速度(計13 観測点)と盛土の法肩における水平および鉛直方向の変位を計測した.またメッシュ上の標点により盛土の加振終了後の残留変形の計測を遠心装置を停止させた 1G 重力場において行った.



図-4.5.1 実験模型と計器配置





4.5.3 実験結果ならびに考察

(1) 盛土の変形

図-4.5.3 および図-4.5.4 に傾斜基盤の勾配を 10(deg.)および 20(deg.)とした場合の盛土の変形状況 を示す. 同図においては,加振終了度における盛土の変形状況写真ならびに加振終了後に計測した 各標点の残留変位から計算したせん断ひずみ,体積ひずみ,変位ベクトルの分布を示している.

図-4.5.4(a)によれば、加振後における盛土の変形状況写真より傾斜基盤の勾配が20度のケースの ほうでは、法肩付近から法尻にかけてすべり面と思われる残留変位が局所的に大きくなる領域が顕 著に表れていることがわかる.

せん断ひずみおよび体積ひずみを含めた盛土の残留変形特性を挙げると以下のとおりとなる.

- 1) せん断ひずみおよび体積ひずみが比較的大きくなる領域は、傾斜基盤の角度に依存せず、法尻 付近まで延びた分布を示す.
- 2) せん断ひずみおよび体積ひずみが比較的大きくなる領域は,法面に対して浅く,かつ直線に近い分布形状を示す.

同図(d)の変位ベクトル図によれば、傾斜基盤角度に関わらず、両者ともに法肩付近に変形が集中 する傾向にある.この傾向は傾斜基盤の角度が大きいほど顕著に表れており、傾斜基盤角度が小さ い 10 度のケースでは、変形が集中せずひずみの大きな領域が広くなっている.またどちらのケー スにおいてもすべり土塊の下端は、応答加速度の計測点 ACC5 の位置付近に相当する.



図-4.5.3 盛土変形状況一覧【基盤傾斜角度 10 度】





(2) 水平応答加速度

図-4.5.5 は、傾斜基盤角度を 10 度および 20 度とした場合の主要な加速度計測点(7 計測点)にお ける水平方向の加速度時刻歴を比較したものである.法肩より鉛直下方に並んでいる ACC4~6 の 加速度記録に着目すると、傾斜基盤角度 10 度のケースでは、傾斜基盤に最も近い計測点 ACC4 に おいて 1G を超える非常に大きな加速度が計測されており、法肩に近づくにつれて最大加速度値は 減小する傾向にある.傾斜基盤角度 20 度のケースにおいても同様の傾向は確認できるが、土層厚 が薄いためか ACC4 と ACC5 の最大加速度値に大きな差がみられない.地表面近傍の観測点 ACC6 および ACC11 では、両ケースの応答加速度の波形形状はよく似ており、特に法尻に近いほうの計 測点 ACC11 では傾斜基盤角度による顕著な差がみられない.しかしながら、法肩近傍の計測点 ACC6 では、両者の振幅の差は大きく、傾斜基盤角度 10 度のケースのほうが最大加速度で2 倍程度 大きくなっている.また傾斜基盤角度 20 度のケースの法肩近傍に位置する ACC6 の最大加速度は、 入力加速度と同程度に留まっている.

(3) 上下応答加速度

図-4.5.6 は傾斜基盤の勾配を 10 度および 20 度とした場合の主要な加速度計測点(7 計測点)にお ける鉛直方向の加速度時刻歴を比較したものである.なお,本動的遠心模型実験は,上述したとお り水平方向の一方向加振であるが,実験結果によれば上下方向についても比較的大きな加速度が計 測されている.法肩より鉛直下方に並んでいる ACC4~6 の加速度記録に着目すると,傾斜基盤勾 配に関わらず上下方向の最大加速度は上方にいくほど大きくなる傾向にあり,上述した水平方向の 傾向とは異なっている.この一要因として,地表ほど盛土のすべり(鉛直変位)に起因する加速度応 答が大きくなっていることが挙げられる.特に基盤勾配 20 度のケースの地表に最も近い計測点 ACC6 では,マイナス方向(沈下方向)に応答加速度波形がシフトしており,この影響が顕著に表わ れているものといえる.地表面近傍の観測点 ACC6 および ACC11 では,勾配の違いによる違いは 明瞭ではないが,勾配 20 度のほうが若干最大加速度値が大きくなっている.



(b) 傾斜基盤角度 20 度

図-4.5.5 主要計測点における水平加速度時刻歴



(a) 傾斜基盤角度 10 度



(b) 傾斜基盤角度 20 度



(4) 水平方向と上下方向の応答加速度の関係

本実験は水平方向の一方向加振であるものの,実験結果によれば上下方向についても加速度が計 測されており、この要因として以下の3つが挙げられる.

- 1) ノイズによる影響
- 2) 鉛直方向の変形(沈下)に伴い発生した加速度
- 3) 盛土の水平応答が上下応答に寄与することによって発生した振動(パラメタ励振(たとえば徳岡, 1990)などとよばれる)

上記 1)の要因については、本実験装置のノイズによる振動の固有周期は 0.01~0.05 秒程度である ことがわかっており、対象固有周期のカットフィルタ処理を施しても、計測された加速度波形はほ とんど変わらないことを確認している.よってこの上下方向の加速度波形は、上記 2)および 3)に起 因するものであると考えることができる.

図-4.5.7 および図-4.5.8 に、図-4.5.5 および図-4.5.6 で示した観測点の最大加速度の分布図を水平・ 上下方向について示す. これらの図より水平方向では、傾斜基盤の角度によって最大加速度値が大 きい箇所が異なっており、傾斜基盤上の盛土は複雑な地震応答特性を有していることが推測できる. 一方で上下方向は、水平方向の最大加速度値が大きい領域で上下方向の最大加速度値も大きくなっ ていることから、上記 3)の要因であるパラメタ励振による影響が表われている可能性が高い.

図-4.5.9 は観測点 ACC5 における加速度時刻歴とクロススプリングモデルによる計算結果を比較 である.水平および上下方向ともに基盤勾配が変化してもほとんど同様な波形形状を示している.



(a) 傾斜基盤角度 10 度







図-4.5.8 鉛直方向最大加速度分布

水平方向については、ほぼ全ての主要動のピークに対して実験結果と解析結果が一致しており、再 現性が高いことがわかる.一方、上下方向については、水平方向に比べれば再現性は低く、加速度 が非常に大きくなる時間領域(9sec および 11sec 付近)は一致していない.13sec および 15sec 付近な どそれなりに一致している部分もあるが、これらの時間帯は、盛土の水平応答が上下応答に寄与す ることによって発生した振動(パラメタ励振)の影響を含んだ加速度波形であると推測できる.なお、 再現性が非常に低い上下方向 9sec および 11sec 付近の高レベルの加速度は、上記 1)の要因によるも のと考えられ、後述するように盛土が滑動を開始し、すべり変形が大きい時間領域とほぼ一致する.



(d) 傾斜基盤角度 20 度·鉛直方向

図-4.5.9 実験結果と計算結果による加速度時刻歴の比較【5~30secの時刻歴のみ拡大】

(5)残留変位

図-4.5.10 に法肩における水平および鉛直方向の変位の時刻歴を示す.これらの図において,水平 および上下方向ともに,時刻歴変位波形の形状や法肩における残留変位量について基盤勾配の差に 起因する顕著な差を確認することはできない.この要因としては,以下に示す2つが考えられる.

- 図-4.5.3 および図-4.5.4 で示したように、法肩付近から法尻にかけてのすべり面と思われる残留 ひずみが局所的に大きくなる領域の大きさや形状、すなわちすべり土塊の大きさや形状に傾斜 基盤角度によって大きな差異がなかったこと。
- 2) 残留ひずみが局所的に大きくなる領域に近い加速度計測点を、傾斜基盤角度 10,20 度において 共通とし ACC8 とすれば、この計測点における水平方向の加速度の波形形状ならびに最大値が よく似ている、すなわちすべり土塊に作用する力に大きな差異がなかったと考えられること。

また前述した観測点 ACC5 の上下方向の加速度時刻歴において,局所的に加速度が非常に大きくなっている時間領域(9sec および 11sec 付近)は,盛土の滑動変形が始まった時間領域(9sec 付近)と鉛 直方向の変位(沈下)が急激に大きくなっている時間領域(11sec 付近)にそれぞれ対応している.

図-4.5.11 は Newmark 法による滑動変形量の時刻歴を示したものである. 同図中には,入力地震動として以下に示す3ケースを採用した結果について重ね合せたものとなっている.

- ・ Case 1:動的遠心模型実験における剛土層底面で観測された加速度波形(図-4.5.2 参照)
- ・ Case 2:動的遠心模型実験における観測点 ACC5 における実測加速度波形(図-4.5.9 黒線参照)
- ・ Case 3: クロススプリングモデルによる再現波形(図-4.5.9 緑線参照)

この図より,採用する入力地震動に関わらず,基盤勾配 20 度のほうが Newmark 法による残留変 位量が大きくなっている.これは基盤が急勾配であるほど常時安全率が小さくなることに起因して おり,動的遠心模型実験の結果とは傾向が異なっている.また基盤の勾配が変化しても残留変位量 はあまり変化しない. Case 1 よりも Case 2,3 のほうが残留変位量が大きくなっており,実験結果(図 -4.5.10)と比較すれば Case 2,3 のほうが整合性が高い.これは,Newmark 法を用いて残留変位量を計 算する場合,盛土の地震応答を考慮する必要性を示唆している.なお,水平基盤上の盛土について は既に鵜飼ら(2001)によって盛土の地震応答を考慮したほうが,Newmark 法を用いた残留変位量を 精度良く推定できることが報告されている.



図-4.5.10 法肩における変位時刻歴



図-4.5.11 傾斜基盤上盛土における Newmark 法の適用性

図-4.5.12 は横軸に遠心模型実験における法肩の鉛直方向の変位時刻歴を,縦軸に上記3ケースに おける Newmark 法を用いたすべり変位の時刻歴をとったものである. この図では,右斜め上45 度 のラインに沿って線が延びていると,そのタイミングでの変位の再現性が高いことを示す. 基盤勾 配に関わらず Case 1 よりも Case 2,3 のほうが滑動変位時刻歴の再現性が比較的良い. また基盤勾配 20 度のほうが再現性が良い. すべり変位量が最終的な残留変位量に近づく時間帯では,実験による 鉛直変位の変化量が非常に小さいのに対して, Newmark 法によるすべり変位は累積が継続している ことから,計算での再現性が基盤勾配に関わらず低くなっている.

上述した結果を総合すると、Case 2,3 の計算結果に有意な差異は見られず、さらに Case 2,3 にお ける滑動変位時刻歴および残留変位量算定結果は、傾斜基盤角度に関わらず、遠心模型実験の結果 とほぼ一致する傾向にある.これは、非常に簡便な振動モデルであるクロススプリングモデルを用 いて盛土の応答を考慮しても地震時における傾斜基盤上の盛土の滑動変位を一定の精度で推定で きる可能性があることを示唆している.



図-4.5.12 滑動変位の時刻歴の比較

4.5.4 2次元動的 FEM 解析を用いた検討

(1) 解析手法

本検討では、二次元 FEM 逐次非線形解析手法として、4.3節および4.4節と同様に、解析 コード FLIP(Iai *et al.*, 1992)を用いた.この解析手法は、材料の構成則に非線形履歴モデルを適用し、 時刻歴応答解析により非線形解析を行うものである.FLIP は、土のせん断応カーせん断ひずみモデ ルとして、多数の仮想的な双曲線型バネで構成されているマルチスプリングモデル(Towhata *et al.*, 1985)を履歴減衰の大きさを任意に調節可能なように拡張している.これにより、せん断面における 双曲線型非線形のモデル化が可能となる.

(2) 解析パラメータ

盛土材料の物理試験,三軸圧縮試験,中空ねじりせん断試験結果より,解析パラメータを設定した.表-4.5.1 に使用した解析パラメータの一覧を示す.基盤面は剛土層の物性値を採用しており,動的解析に影響を及ぼさない十分に剛な物性値となっている.また緩衝材はシリコンゴムの物性値を採用した.なお,同表(d)に示す盛土材料のせん断弾性係数については,動的変形試験結果を踏まえ拘束圧の,に応じて次式のように設定した.

$$G_{m0}(kPa) = 53.94 \times 1000 \times \left(\frac{\sigma_m}{114}\right)^{0.5}$$
 (4-2)

表-4.5.1 解析パラメータ

湿潤密度	ρ_t	t/m ³	1.741		
ポアソン比	v d	(-)	0.3		
初期間隙比	e ₀	(-)	0.413		
内部摩擦角	Ø d	deg.	34.0		
粘着力	c _d	kPa	2.26		

(a) 盛土材料

(b) 緩衝材

湿潤密度	ρ_t	t/m ³	1.545
ポアソン比	v d	(-)	0.49
弹性係数	E	kPa	2235

(c) 傾斜基盤

湿潤密度	ρι	t/m ³	2.7
ポアソン比	v d	(-)	0.34
弹性係数	E	kPa	68300000

	(U) 1014 E		-14 14	
材料区分	初期せん断 弾性係数G ₀ (kPa)	初期体積 弾性係数 K_0 (kPa)	初期有効 拘束圧 $\sigma_{m0}(kPa)$	最大減衰 定数h _{max}
$\sigma_3 {\leq} 50$ kPa	25300	67200	25.0	
50kPa $<\sigma_3$ \leq 100kPa	43800	116400	75.0	
100kPa $< \sigma_3 \leq$ 150kPa	56500	150300	125.0	0.201
150kPa $<\sigma_3$ \leq 200kPa	66800	177800	175.0	0.301
200kPa $<\sigma_3$ \leq 300kPa	79900	212500	250.0	
300 kPa $< \sigma_z \leq 400$ kPa	94500	251500	350.0	

表-4.5.1 解析パラメータ

(d) 材料区分别(拘束圧别)盛土材料

(3)入力地震動

入力地震動としては、神戸海洋気象台の NS 成分(最大加速度 818gal)の振幅を調整した波形(最大加速度 460gal)を用いた. なお、上下動を同時入力する場合には、神戸海洋気象台の UD 成分(最大加速度 323gal)を水平動の最大加速度の半分にあたる 230gal に振幅を調整した波形を使用することを基本ケースとした. 図-4.5.13 に入力地震動の時刻歴を示す.



図-4.5.13 入力地震動の加速度時刻歴(基本ケース)

(4)解析モデル

図-4.5.14 に基盤角度 10 度および 20 度のケースの解析モデルを示す.水平方向は約 1.8m毎,鉛 直方向は約 1.0m毎のメッシュ構成とし,動的遠心模型実験の状態を模擬するために,傾斜基盤底 面は剛基盤として水平ならびに鉛直方向ともに固定,側方については水平方向は固定,鉛直方向は 自由とした.



(a) 傾斜基盤角度 10 度

(b) 傾斜基盤角度 20 度

図-4.5.14 有限要素解析モデル

(5)実験結果との比較

図-4.5.15 に FLIP 解析による残留変形図(実変形の2倍のスケール)を、図-4.5.16 に遠心模型実験 による残留変形図を示す.これらの図より、基盤の角度に関わらず、天端付近では両者の残留変形 モードが比較的よく似ている.図-4.5.17 には、天端における水平・上下方向の残留変位の分布を実 験と解析で比較したものを示す.これより基盤角度 20 度のケースでは、実験と解析が比較的よく 一致しており、法肩における残留変位量においても両者に有意な差は確認できない.これに対して 基盤角度 10 度のケースでは、法肩からの水平距離が 5m 以遠では、両者の残留変形量は一致するが、 法肩からの水平距離が 5m 以近では、FLIP 解析の残留変形量が急激に大きくなっており、実験値と の間に差異が確認でき、法肩位置において最大となる.図-4.5.15 と図-4.5.16 を比較すると FLIP 解 析のほうが変形の生じる範囲が広く、その合計として天端の変形も大きな値になったと思われる.



(a) 傾斜基盤角度 10 度



図-4.5.15 残留変形図【FLIP解析】



(a) 傾斜基盤角度 10 度

(b) 傾斜基盤角度 20 度

図-4.5.16 残留変形図【遠心実験】





図-4.5.18 には法肩における変位の時刻歴を実験と解析で比較したものを示す. この図によれば, 基盤角度 20 度のケースにおいては,実験と解析で変位の時刻歴がほぼ一致している. しかしなが ら,基盤角度 10 度のケースでは,両者の時刻歴の形状は比較的似ているものの,解析のほうが残 留変位が大きくなっている.



図-4.5.19 は法肩直下の位置における実験と解析の水平・上下方向の加速度時刻歴を比較したもの で、基盤の角度に関わらず両者はよく一致している.また、水平一方向加振であるにも関わらず上 下方向の応答加速度が発生しているが、これも良好に再現できている.図-4.5.20 は主要観測点にお ける水平方向と上下方向の応答加速度に対するパーティクルモーションを実験と解析で比較した ものである.この図によれば、水平方向のみの加振であるため、ACC13 では上下方向の振動はなく、 ACC4においても上下方向の応答は小さい.しかし ACC7 や ACC10において上下方向の応答特性(水 平方向の応答との位相差)に一定の傾向が見られるのは興味深い.また基盤角度に関わらず,一部の 観測点を除けば実験と解析のパーティクルモーションの形状も一致している.これらの結果を踏ま えれば,局所的には,基盤角度 10 度のケースにおいて法肩における変形量に比較的大きな差が生 じたなどの違いはあるが,両者の地震時応答や変形の傾向は非常によく似ている.すなわち,FLIP 解析によって,傾斜した基盤上の盛土の地震時応答や変形をそれなりの精度でシミュレートできて おり,FLIP は一定の適用性を有していると考えられる.



(d) 基盤角度 20 度・上下方向

図-4.5.19 実験結果と FLIP を用いた解析結果による加速度時刻歴の比較


(a) 遠心実験結果·基盤角度10度



(b) FLIP 解析結果 · 基盤角度 10 度

図-4.5.20 主要位置におけるパーティクルモーションの比較【基盤角度10度】



(a) 遠心実験結果·基盤角度 20 度



(b) FLIP 解析結果 · 基盤角度 20 度

図-4.5.20 主要位置におけるパーティクルモーションの比較【基盤角度 20 度】

4.5.5 上下動が残留変位量に及ぼす影響

(1) 最大加速度に関する検討

前項のFLIPを用いた再現解析では,水平一方向加振による動的遠心模型実験を対象としていた. しかしながら実際の強震時においては,水平動だけでなく上下動も同時に作用することになり,傾 斜基盤上の盛土は,さらに大きな上下応答を示す可能性が高い.そこでここでは,前述のように一 定の適用性があることを確認した FLIP を用いて,水平動と上下動を同時に作用させた場合に,上 下動が傾斜基盤上の盛土の残留変位量に及ぼす影響に関して検討を行った.

図-4.5.21 は図-4.5.13 に示した入力地震動を採用した場合の法肩における上下方向の変位時刻歴 であり、水平動のみを入力地震動としたケースおよび水平動+上下動を同時に入力地震動としたケ ースを比較したものである.このように、基盤の角度に関わらず上下動入力を考慮したケースのほ うが残留変位量が大きくなっている.残留変位量の増加率は、基盤角度 10 度のケースで約 8%、基 盤角度 20 度のケースで約 11%となっており、絶対的な残留変形量では基盤角度 10 度のほうが大き いものの、上下動を考慮することに伴う残留変位量の増加率は基盤角度 20 度のケースのほうが大 きくなっている.



図-4.5.21 法肩の鉛直変位時刻歴に及ぼす上下動の影響

図-4.5.22 は水平動入力が一定(最大加速度 460gal)の条件のもとで、上下動の入力地震動の最大加 速度値を変化(最大加速度 0~460gal)させた場合の,法肩における上下方向の残留変位量の増加率(上 下動考慮/上下動なし)をプロットしたものである.なお、解析ケースは表-4.5.2 に示す入力地震加速 度の符号をそのままにしたものと反転させたものを組み合わせた計4ケースである.この図によれ ば、上下動の入力地震動の最大加速度が大きくなるにつれて Case 1,3 では残留変位量の増加率が大 きくなっているものの、反対に Case 2,4 では残留変位量の増加率が減少している.言い換えれば、 上下動の入力地震動は法肩における上下方向の残留変位量に対して、安全側にも危険側にも作用す る可能性があることを示している.つまり、表-4.5.2 に示した各解析ケースの違いは、水平動と上 下動の位相が異なっているだけであるため、入力地震動として採用する水平動と上下動の位相特性 によって傾斜基盤を有する盛土の変形量は異なってくるものと考えられる.

解析ケース	入力地震加速度の符号			
	水平動	上下動		
Case 1	そのまま(正転)	そのまま(正転)		
Case 2	そのまま(正転)	反転		
Case 3	反転	そのまま(正転)		
Case 4	反転	反転		

表-4.5.2 解析ケース



(2) 位相に関する検討

入力地震動としての水平動と上下動の位相特性によって傾斜基盤を有する盛土の変形量が異なってくる可能性があることを踏まえ、ここでは図-4.5.23 に示すような入力地震動を新たに採用した. この入力地震動の水平動は、図-4.5.13 と全く同じ、すなわち神戸海洋気象台 NS 成分を最大加速度 460gal に振幅調整したものとなっている.上下動は、振幅特性に関しては図-4.5.13 と全く同じ、す なわち神戸海洋気象台 UD 成分となっているが、位相特性に関しては水平動と同じ位相特性になる よう人工的に作成したものとなっている.検討解析ケースについては、図-4.5.23 に示す水平動と上 下動の位相特性が同じ入力地震動を採用した場合の、表-4.5.2 に示した入力地震加速度の符号の組 み合わせを変えた計4ケースである.すなわち設定した4解析ケースは、入力波が正弦波ではない ので、厳密には必ずしも正しくないが、図-4.5.24 に示すように Case 1,4 に関しては法面に沿うよう な方向で、Case 2,3 に関しては法面に直交するような方向で入力地震加速度がそれぞれ作用するイ メージとなる.





図-4.5.24 地震力作用方向の解釈(同位相地震波入力ケース)

図-4.5.25 は水平動の入力が一定(最大加速度 460gal)の条件のもとで,水平動と同じ位相特性を有 する上下動入力の最大加速度値をぞれぞれ変化(最大加速度 0~460gal)させた場合の,法肩における 上下方向の残留変位量の増加率(上下動考慮/上下動なし)をプロットしたものである.この図によれ ば,基盤の角度に関わらず,上下動入力の最大加速度が大きくなるにつれて,残留変位量の増加率 が増加している.

次に,基盤の角度による差に着目すれば,基盤角度 20 度のほうが残留変位量の増加率が大きく なっている.よって,基盤の勾配が急になるほど,上下動の入力地震動の影響を受けやすいと考え られる.ただし,残留変位量の増加率は,上下動の入力地震加速度のレベルが水平動と同じ場合で も最大で3割程度となっており,あくまでも残留変位量は水平動の入力地震加速度レベルに大きく 依存しているといえる. 最後に,設定した解析ケースによる差に着目すれば,Case 1,4 と Case 2,3 がそれぞれ同じような 値を示しており,Case 1,4 と Case 2,3 を比較すると Case 2,3 のほうが残留変位量の増加率が全体的 に大きい.なお,この傾向は基盤の角度には依存していない.言い換えれば,水平動と上下動の位 相特性が同じ地震動が傾斜基盤を有する盛土に作用した場合,入力加速度のレベルに関わらず残留 変位量が増加する可能性が非常に高く,その中でも入力地震加速度が法面に直交するような方向に 卓越しているような場合に残留変位量がもっとも増加する可能性がある.

上記の結果を総合すれば、傾斜基盤を有する盛土の残留変位量は、採用する入力地震動の水平動 と上下動の位相に大きく依存しており、両者が同じような位相特性を有している場合には変形量が 増大する可能性が高い.したがって傾斜基盤を有する盛土の耐震性能照査を行う場合には、入力地 震動として上下動を考慮するだけでなく、入力地震動の位相特性についても留意し、適切な入力地 震動を設定する必要があるものと考えられる.





図-4.5.25 法肩の鉛直方向の残留変位量に及ぼす上下動の影響(同位相ケース)

4.5.6 まとめ

本節では、まず、傾斜基盤を有する盛土に対する地震応答考慮型 Newmark 法ならびに FLIP による動的 FEM の適用性についてそれぞれ検討を行った.得られた知見を以下に示す(秦ら, 2007b).

- (1) 基盤の勾配が盛土の変形量に及ぼす影響は比較的小さいものの, Newmark 法を適用して傾斜基盤上の盛土を対象とした残留変位量を計算する場合には、クロススプリングモデル等を用いて盛土の応答を考慮(地震応答考慮型 Newmark 法を採用)したほうが、精度良く残留変位量を推定することが可能である.
- (2) 盛土の残留変位量(法肩における鉛直方向変位)に対して地震応答考慮型 Newmark 法ならび に FLIP による動的 FEM の適用性が比較的高いことを確認した. 両手法の適用性の比較に ついては、本実験結果だけでは判断し難い.

さらに本節では、傾斜した基盤面を有する盛土を対象とした動的遠心模型実験をもとに、基盤の 勾配が盛土の地震応答および地震時変形量に及ぼす影響について検討を行った.また FLIP を用い て傾斜基盤上を有する盛土を対象とした地震応答解析を実施し、上下動が傾斜基盤上の盛土の地震 時変形量に及ぼす影響について検討を行った.得られた知見を以下に示す(秦ら,2007c).

- (3) 傾斜基盤上の盛土は、複雑な地震応答特性を有しており、水平一方向の加振においても、 盛土の変形や水平応答が上下応答に寄与する振動に起因し、上下方向に比較的大きな加速 度応答を示すことがある。
- (4) FLIP による動的 FEM 解析を行うことで、傾斜基盤上の盛土の地震時応答をシミュレート できることを確認した.
- (5) 上下動は、傾斜基盤上の盛土の法肩における上下方向の残留変位量に対して、完全側にも 危険側にも作用する可能性がある.これは入力地震動の水平動と上下動の位相に大きく影響される.
- (6) 入力地震動の水平動と上下動の位相が同じような特性を有している場合には,残留変位量 が増大する可能性がある.
- (7) 傾斜基盤を有する盛土の耐震性能照査を行う場合には、入力地震動として上下動を考慮す るだけでなく、入力地震動の位相特性についても留意し、適切な入力地震動を設定する必 要がある。

本研究では,傾斜基盤角度が10度および20度の盛土では,現行の耐震設計指針において考慮されていない上下動の影響がより顕著に表われることを示した.傾斜基盤の影響は15度以上が有意であるとの経験的知見があるが,本研究成果によれば基盤角度15度未満の盛土においても傾斜基盤の影響を考慮する必要性を示唆している。

今後は,水平動と上下動の同時入力加振による遠心模型実験を実施した上でさらに解析手法の適 用性を確認し,数多くの入力地震動を採用したパラメトリックスタディを実施など,より詳細な検 討を行っていく必要があるものと考えられる.

4.6 地震時地すべりへの応用

4.6.1 はじめに

これまで地震時の斜面における土砂移動現象は、表層崩壊がほとんどであり、地すべりの発生は ないとされてきた.また、過去に日本では地震により同時多発的に地すべり現象が発生した事例は ほとんど記録されていなかった(建設省河川局,1996).しかしながら、1999年に台湾で発生した集集 地震では、地震を起因とする数多くの地すべりが発生し、日本国内においても 2004 年新潟県中越 地震において地すべりが多発した.その中でも旧山古志村東竹沢で発生した地すべりは芋川の河道 を閉塞させたことから全国的に注目を集めた.

この地すべりは再活動型の地すべりであり、崩壊土砂が多量の水分を含んでいたことなどから、 発生要因として崩壊部において地震動に起因する過剰間隙水圧の上昇が発生した可能性が指摘さ れている(たとえば佐々ら,2005). 今後, 過剰間隙水圧の上昇が地すべりの発生に及ぼす影響につい て検討していくことは非常に重要である.

地震動が地すべりに及ぼす影響について検討がなされた研究は少ない(向井ら, 2006;若井ら, 2007).特に過剰間隙水圧の上昇が地すべりの安定性に及ぼす影響について検討がなされた研究は少なく,再活動型ではなく初生的な地すべりを対象とした例はあるが(Uzuoka *et al.*,2005),特定のすべり面が形成されている地すべりについて有効応力解析を適用して地震時における地すべりの不安定化機構を検討した例はない.

そこで本節では、このような特定すべり面のある地すべりの地震時安定性を評価する一つの方法 として、有効応力解析に基づく動的シミュレーションの適用性を検討した.解析手法としては、二 相混合体理論に基づいた土-水連成の動的な支配方程式(Oka *et al.*,1994)に、砂の繰返し弾塑性モデル (Oka *et al.*,1999)および R-O モデルを組み込んだ二次元有効応力解析手法、すなわち LIQCA(液状化 解析手法 LIQCA 開発グループ,2007)を採用した.そして、有効応力解析と全応力解析の2ケースの 動的解析を実施し比較することにより、過剰間隙水圧の発生が地すべりの滑動に与える影響につい て検討を行った.

本解析では、旧山古志村東竹沢地すべりを対象とし、現場から採取された試料を用いて入カパラ メータを設定した.ただし、本解析モデルは国土交通省砂防部のホームページ(国土交通省砂防部 HP, 2005)に掲載されている地質情報をもとに設定したものである.したがって、本解析は地すべり 土塊および基盤の物性値、すべり面形状、地下水位などに関する情報に制約のある段階で試行的に 実施したものであって、本解析結果に基づいて東竹沢地すべりが間隙水圧の上昇により崩壊したの かどうかを議論しようとするものではないことに留意されたい.

4.6.2 旧山古志村東竹沢地すべりの概要

図-4.6.1 は 2004 年新潟県中越地震において芋川を閉塞した東竹沢地すべりの平面図および断面図 (国土交通省砂防部 HP, 2005)である.本地すべりの走向は N20°E,傾斜は西落ち 17~22°であり, 芋川によって侵食された谷の方向への流れ盤滑りと解釈されており,以下に示す本地すべりの崩壊 メカニズムが報告されている(土木学会, 2006).

まず,地すべり土塊は泥岩層上面のすべり面上に働く水圧の影響ですべり安全率はかなり低い状態にあり,従来から多少の変位が生じていた.すべり土塊は地震によっても完全な液状化には至らなかったと考えられているが,地震によって地すべり土塊前面にある棚田と池などを形成する崩積土の過剰間隙水圧が上昇して強度低下が生じ,すべり面の強度も低下したことから,土塊の安定性が崩れて約20度の勾配の平滑な泥岩上を土塊が一気にすべり落ちたと解釈されている.



(a) 平面図



(b) 断面図

図-4.6.1 旧山古志村東竹沢地すべりの概要

4.6.3 解析条件

(1) 解析モデル

図-4.6.1(b)の東竹沢地すべりの断面図(国土交通省砂防部 HP,2005)の地震発生前地形をもとに作成 した有限要素解析モデル図を図-4.6.2 に示す.

崩壊前の斜面形状は、国土地理院 1/10000 の地形図を用い等高線から斜面の傾斜を推測し、解析 上の都合から比較的簡便な形状でモデル化した.すべり面に関しては崩壊後の測量結果ならびにボ ーリング柱状図をもとにすべり面位置を推定した.図-4.6.1(b)によるとすべり面形状は明瞭ではな いが、本検討では簡易的なすべり変位量算定手法の1つである Newmark 法(Newmark,1965)を用いた 残留変位量と LIQCA を用いた変位量を比較検討することを考慮して、ここではすべり面形状を円 弧で近似したモデル化を行った.また本地すべりは再活動型地すべりであることから、すべり面に おいてジョイント要素を配置した.

土層構成は崩壊後に実施した標準貫入試験結果およびコア性状から推定しており,図-4.6.1(b)の 断面を参考にして地表面から順に土砂~強風化シルト層(すべり土塊含む),中風化砂質泥岩層, 弱風化砂質泥岩層の合計3層で構成されるものとした.



図-4.6.2 有限要素解析モデル

(2) 解析条件の設定

ここでは、比較検討のため LIQCA を用いた有効応力解析法(Case A)および全応力解析法(Case B) の2種類の地震応答解析手法を適用して解析を行った。初期応力状態は同一のモデルを用いて自重 解析により算定した。すべり土塊を含む土砂~強風化シルト層を Case A では砂の弾塑性モデルで、 Case B では R-O モデルでそれぞれモデル化を行った。また Case A と Case B の双方とも中風化砂質 泥岩層は R-O モデル、弱風化砂質泥岩層は弾性体モデルでそれぞれモデル化した。よって、Case A において砂の弾塑性モデルでモデル化された地下水位以深の土砂~強風化シルト層のみが地震時 における過剰間隙水圧が発生する可能性のある層である。

表-4.6.1 に設定した解析パラメータの一覧を示す. なお, パラメータの設定に用いた土質試験で は,被災現場において採取したすべり土塊の再構成撹乱試料を使用している. 本来ならば崩落しな かった部分の不撹乱試料を用いた試験を行うことが望ましいが, LIQCA のパラメータの設定におい て必要となる土質試験の項目は非常に数多く,被災現場において大量の不撹乱試料の採取が困難で あったため,ここでは再構成撹乱試料を用いた土質試験結果をもとにパラメータを設定した. よっ て,本稿における土質試験結果の値はあくまでも参考値であることに留意されたい.

解析ケース		Cas	se A	Ca	se B	Case A	・B共通
パラメータ名		土砂~強風化シルト SI(W1)		土砂~強風化シルト SI(W1)		中風化砂質泥岩 Ms(W2)	弱風化砂質泥岩 Ms(W3)
		<u>地下水位以浅</u> 砂の弾塑性モデル	<u>地下水位以深</u> 砂の弾塑性モデル	地下水位以浅 R-Oモデル	<u>地下水位以深</u> R-Oモデル	R-Oモデル	弾性体モデル
単位体積重量	$\gamma_t (kN/m^3)$	16.9	18.3	16.9	18.3	20.8	20.8
透水係数	. k (m/sec)	-	2.41*10 ⁻⁵	-	2.41*10 ⁻⁵	5*10 ⁻⁷	0.0
初期間隙比	e ₀	0.906	0.906	0.906	0.906	0.111	0.0
ポアソン比	ν	0.333	0.333	0.333	0.333	0.37	0.37
せん断弾性係数	G (kPa)	13400	26900	13400	26900	100400	247000
擬似過圧密比	OCR*	1.0	1.0	-	-	-	-
圧縮指数	λ	4.2*10 ⁻¹	4.2*10 ⁻¹	-	-	-	-
膨潤指数	κ	7.7*10 ⁻²	7.7*10 ⁻²	-	-	-	-
初期せん断係数比	G₀/σ'm	60.8	54.4	60.8	54.4	160	193
破壞応力比	M _f	1.286	1.286	-	-	-	-
変相応力比	M [*] _m	0.858	0.858	-	-		-
硬化関数中のパラメータ	B [*] o	1200	1200	-		-	-
硬化関数中のパラメータ	B'1	15	15	-	-		
硬化関数中のパラメータ	Cf	0	0	-	-	· _	-
規準ひずみ(塑性剛性)	γ,	0.015	0.015	-	-	-	-
規準ひずみ(弾性剛性)	γ ^{Ε*} ,	0.100	0.100		-	-	-
ダイレイタンシー係数	D ₀	7.0	7.0	-	-	-	-
ダイレイタンシー係数	n	2.0	2.0	-	-	-	-
粘着力	c (kPa)	-	-	0.0	0.0	490	-
内部摩擦角	φ(deg.)	-	-	36.6	36.6	35.0	-
せん断弾性係数のパラメータ	а	-		900	1200	4000	-
せん断弾性係数のパラメータ	ь	-	-	0.5	0.5	0.5	-
RーOバラメータ	α	-	-	1.53	1.53	2.08	-
RーOパラメータ	r	-	-	1.62	1.62	2.06	-

表-4.6.1 解析パラメータ一覧

設定したパラメータによる液状化強度曲線を図-4.6.3 に,動的変形特性を図-4.6.4 にそれぞれ示す. これらの図より解析値と実験値がほぼ一致していることがわかる.基盤にあたる中風化砂質泥岩 Ms(W2)および弱風化砂質泥岩 Ms(W3)のパラメータについては,原位置試験結果がなく,物性値が 不明であるため,既往の研究成果(野崎, 1994; 1995)を参考に設定した.よって本稿における採用値 はあくまでも参考値であることに留意されたい.



図-4.6.3 液状化強度曲線



図-4.6.4 動的変形特性

すべり面に配置するジョイント要素のパラメータについては、一面せん断試験結果をもとにせん 断強度を 6500(kPa)と設定した.ジョイント要素では、すべりに対するせん断強度 y を算出する際に 次式を用いている.

$$\tau_f = c + \sigma'_n \tan \phi \tag{4-2}$$

ここに, *c* は粘着力, *G*^{*n*}はジョイント垂直方向の有効応力, tan*4*は摩擦係数である.ここで, *G*^{*n*} を算定する際には,ジョイント要素の隣(すべり土塊側)の地盤要素における過剰間隙水圧の値を参照している.

またすべり面強度については、本地すべりは再活動型であることから逆算法(たとえば日本道路協会、1999)を用いて設定した. すなわちすべり面の平均鉛直層厚 $z(m)=粘着力 c(kPa)の経験的関係から粘着力 c を求め、常時静的安全率を <math>F_s=1.05$ と仮定し内部摩擦角 ϕ を 23.2(deg.)と逆算した.

なお、常時静的安全率 F_s=1.05 のときのせん断強度は、静的状態において最もすべりに対して危険な状態となる条件(地下水位がすべて地表面にあると仮定した場合)において、安全率 F_s=1.0 となる. つまりこれは、2004 年新潟県中越地震以前において降雨等に起因した大規模な滑りが発生していないことと整合するせん断強度となっている(鵜飼らとの私信).

土骨格に対する境界条件としては,底面は弾性基盤および側方は擬似自由地盤境界(渦岡,2006) を採用した.間隙水に関する境界条件としては地下水位面を水頭0の排水境界,その他の要素面は 全て流量0の非排水境界を採用した.

入力地震動としては当該地点から 2km 程度離れた気象庁山古志村竹沢において観測された波形 を解析対象断面方向相当に座標変換を施したものを用いた.更に最大加速度の距離減衰式(司・翠川, 1999)を参考に,基盤から地表面に至るまでの増幅率を1.4 と仮定して当該地点基盤における入力地 震動の振幅を概算した.図-4.6.5 に入力地震動の時刻歴を示す.





4.6.4 解析結果

Case A の有効応力解析における特定時刻の有効応力減少比の分布を図-4.6.6 に示す.特定時刻として,図-4.6.5 の入力地震動の時刻歴波形を参考に,法面反対方向最大加速度入力時刻(7.38sec),法 面方向最大加速度入力時刻(8.65sec),主要動終了時(約12.0sec),最終計算ステップ(50.0sec)の計4つ の時間断面に着目している.図-4.6.6 に示すように,有効応力減少比の増加は法先付近の拘束圧が 比較的小さい箇所から始まり,主要動終了後には,全体に広がっている.しかしながら,全時間帯 を通じて全体にわたり有効応力減少比が1.0 に達していないことを確認している.



(a)法面反対方向最大加速度入力時(7.38sec), (b)法面方向最大加速度入力時(8.65sec), (c)主要動終了時 (12.0sec), (d)最終ステップ(50.0sec)

Case A の有効応力解析における特定時刻の変形図を図-4.6.7 に示す. この図より,時間の経過と ともに変形量が増大する傾向にあり,最終ステップにおいて残留変形が生じていることがわかる. またすべり土塊がほぼ一体となって滑動しているものの,法肩の変形量よりも法先の変形量のほう が大きくなっており,すべり土塊が全体的に水平方向に伸長して変形していることが読み取れる.



図-4.6.7 等倍変形図 (Case A:有効応力解析)

(a)法面反対方向最大加速度入力時(7.38sec), (b)法面方向最大加速度入力時(8.65sec), (c)主要動終了時 (12.0sec), (d)最終ステップ(50.0sec)

4-66

図-4.6.8 は Case B の全応力解析における特定時刻の変形図である. 図-4.6.7 と図-4.6.8 を比較する と、どちらもすべり面にジョイント要素を使用しているため両者の変形モードがかなり似ているも のの、同じ時間断面においては、過剰間隙水圧の発生を考慮している有効応力解析 Case A のほうが 滑動変位量が大きくなる傾向にある. この傾向は法先付近の水平変位量において顕著に現れている.

図-4.6.9 は有効応力解析 Case A と全応力解析 Case B の滑動変位量(すべり土塊法先における水平 方向の変位)の時刻歴を重ね合わせて比較したものである. これより過剰間隙水圧の上昇を考慮して いる Case A のほうが Case B より,時間の経過とともに滑動変位量が増大する傾向にあることがわ かる. 残留変位量で両者を比較すると Case A では 15.6m, Case B では 8.9m となっており,約 1.8 倍程度,過剰間隙水圧の上昇を考慮した Case A のほうが滑動変形量が大きくなっている. 同図中に は従来型 Newmark 法(Newmark, 1965)を用いて算定した滑動変位量についても掲載している. なお, 対象とするモデルの規模が非常に大きいこと,1 質点系の振動モデルによるモデル化が困難である こと,過剰間隙水圧の発生を含んだ複雑な地震応答を示す可能性があることなどを勘案して,ここ では地震応答考慮型 Newmark 法を採用を見送った. この図より,全応力解析 Case B の残留変位量 とほぼ一致することがわかる.すなわち,地震時における過剰間隙水圧の発生がなく,すべり面形 状が円弧に近い場合,地すべりの地震応答解析と従来型 Newmark 法のような簡便な手法は同様の 結果を与えると考えられる.

図-4.6.10 にすべり変位量の差(図-4.6.9 の CaseA-CaseB)の時刻歴, すべり面付近の過剰間隙水圧 比の時刻歴, 有効応力減少比の時刻歴を示す. この図より過剰間隙水圧比ならびに有効応力減少比 の上昇過程とすべり変位量差の増加過程がほぼ一致していることがわかり, 過剰間隙水圧の発生に より滑動変位量が増大していることを確認することができる.



図-4.6.8 等倍変形図 (Case B:全応力解析) (a)法面方向最大加速度入力時(8.65sec), (b)最終ステップ(50.0sec)









4-68

4.6.5 鉛直地震動の影響

(1) 検討概要

東竹沢地すべり近傍の気象庁山古志村竹沢の地震観測点では水平動を上回る非常に大きな上下 動が観測されているが,既往の地すべりの地震応答解析では上下動の影響が考慮されていない.

そこで本項では、上下動が地すべりの解析結果に及ぼす影響について検討を行った.具体的には、 二次元有効応力解析手法 LIQCA を用いて旧山古志村東竹沢地すべりを対象とした有効応力解析を 実施し、上下動が過剰間隙水圧の発生や滑動変位量に及ぼす影響について検討を行った.なお、解 析モデルや解析パラメータなど解析条件については前項の条件と全く同じであり、入力地震動とし て、水平動に加えて上下動についても同時に考慮した点が異なっている.

(2) 入力地震動と解析ケース

入力地震動としては対象地すべりから 2km 程度離れた気象庁山古志村竹沢の観測波形を使用し, 水平動に関しては上述したとおり解析断面方向に座標変換を施した.さらに基盤から地表面に至る までの増幅率を1.4 と仮定して基盤における地震動の振幅を概算した(図-4.6.11(a)+(b)). さらに振幅 特性はそのままで,水平動と同じ位相特性になるように人工的に作成した上下動についても入力地 震動とした(図-4.6.11(a)+(c)). 解析ケースは表-4.6.2 に示すように水平ならびに上下方向の入力地震 加速度の符号を正転または反転させた4ケースに,上述した水平動と同じ位相特性の上下動を採用 した4ケースと,上下動を考慮しない2ケースの計10ケースとした.

留析ケーフ	入力地震加	水平動と上下動		
解切り入	水平動	上下動	の位相関係	
Case 1	そのまま(正転)		-	
Case 2	反転	-	-	
Case 3	そのまま(正転)	そのまま(正転)	異位相	
Case 4	そのまま(正転)	反転	異位相	
Case 5	反転	そのまま(正転)	異位相	
Case 6	反転	反転	異位相	
Case 7	そのまま(正転)	そのまま(正転)	同位相	
Case 8	そのまま(正転)	反転	同位相	
Case 9	反転	そのまま(正転)	同位相	
Case 10	反転	反転	同位相	

表-4.6.2 上下動を考慮した解析ケース一覧







(3) 過剰間隙水圧に及ぼす影響

図-4.6.12 に主要動終了後における過剰間隙水圧比の分布を各解析ケースについて示す.これより, まず, Case1~2, Case3~6, Case7~10 のそれぞれの組み合わせでは, 主要動終了時の過剰間隙水 圧比の分布が非常によく似ており, 顕著な差異を確認することはできないことがわかる.よって入 力地震加速度の作用する方向が地震時における過剰間隙水圧の発生に及ぼす影響は小さい.次に, Case1~2 と Case3~6 を比較すれば,上下動を入力地震動として考慮した Case3~6 のほうが全体的 に過剰間隙水圧比が大きくなっており,上下動が地すべりの地震時安定性に悪影響を及ぼしている 可能性があること,つまり,地すべりの有効応力解析において入力地震動として上下動の影響を考 慮する必要があることを示唆している.最後に, Case3~6 と Case7~10 を比較すれば, Case3~6 のほうが上下方向に入力される最大加速度が大きいにも関わらず,水平動と上下動の位相特性が同 じである Case7~10 のほうが全体的に過剰間隙水圧比が大きくなっている.従って,水平と上下方 向の地震動の位相によって,過剰間隙水圧の発生度合は大きく異なってくる可能性があるといえる.



(4) 滑動変位に及ぼす影響

図-4.6.13 は Case 1 の最終変形図である. ここでは同図中に示す斜面法先の水平方向の変位量を滑 動変位量として上下動が滑動変位に及ぼす影響について検討を行う. 図-4.6.14 は各解析ケースにお ける滑動変位量の時刻歴である. ここで Case 1,2, Case 3~6, Case 7~10 はそれぞれ滑動変位量の 時刻歴に大きな差異が確認できなかったため,平均値を図示している. 入力地震加速度の作用する 方向が過剰間隙水圧の発生に及ぼす影響は小さいため,滑動変位量に及ぼす影響についても軽微で ある. この図には従来型 Newmark 法による算定結果を合わせて示すが,地震時における過剰間隙 水圧の上昇を考慮した本解析では,全応力解析の1つに位置付けられる従来型 Newmark 法による 結果よりも残留変位量が増大していることがわかる. また,上下動を考慮することによって残留変 位量は1割程度増加する傾向にあり(Case 3~6),水平方向と上下方向の入力地震動の位相特性が同 じ場合にはさらに残留変位量が3割程度増大する(Case 7~10).



図-4.6.13 滑動変位量の算定地点





4.6.6 まとめ

本項では,液状化解析コード LIQCA を用いて新潟県中越地震によって崩壊した山古志村東竹沢 地すべりをモデル断面とする地すべりの有効応力解析を行った.得られた知見を以下に示す(秦ら, 2007d; 2007e)

- (1) 地震時における間隙水圧の上昇に伴い、有効応力解析と全応力解析で評価した滑動変位量の差が増大する.従って、地震時において過剰間隙水圧の発生が予想される地すべりの地震応答解析を実施する場合、有効応力解析法の採用が必要である.
- (2) 全応力解析法と従来型 Newmark 法による地震後の地すべりの残留滑動変位量は、ほぼ一致 する.このため、過剰間隙水圧の発生がなく、すべり面形状が円弧である場合、従来型 Newmark 法のような簡便な手法を用いることで残留滑動変位量を予測できる可能性がある.
- (3) 今回の解析結果によれば、上下動を考慮することにより過剰間隙水圧および滑動変位量が 増加する傾向にある。特に水平動と上下動の位相が地震時における水圧や変形に大きな影響を及ぼす。

本節で用いた解析モデルの地下水位や入力地震動には不確定要因が残されていることから定量 的な評価には更なる検討が必要である.しかし,本手法では過剰間隙水圧の上昇により滑動変位量 が増大する機構を表現することができた.今後は,異なる地盤構成を有する他の地区についても本 稿のように室内試験と有効応力解析を実施すれば,地震時における過剰間隙水圧の発生を推定する 方法の構築に役立てることができると考えられる.

また本検討ではすべり土塊の滑動の初動を表現することができているものの,崩壊発生後の大き な滑りと変形は表現するに至っていない.このため,すべり土塊が自重を支えきれなくなった場合 には,すべり土塊部分の剛性比例型 Rayleigh 減衰を強制的にゼロにするなどのアプローチ(若井ら, 2007)が今後必要になってくるものと考えられる.

4.7 地盤強度の不均質性の影響

4.7.1 はじめに

地震時における盛土の安定性を評価するためには、盛土を構成している土の強度をできるだけ正 確に把握することが重要である.しかしながら土は他の人工材料(たとえばコンクリート材料や金属 材料など)と比較すると以下のような特徴があり、そのため地盤強度に不均質性を有する.

1)多種多様な土が存在すること

礫,砂,粘性土といった土質の違いにより,土の強度は大きく異なる.さらには粒度分布や細粒 分含有率,土を構成している岩石の種類などによっても大きく異なる.

2) 密度や拘束圧により強度が大きく変化すること

土は現場での締固め密度に大きく依存する.特に粒度調整砕石などの礫材は,同じ土であっても より良く締固めることによって強度が飛躍的に増加することが知られている.また土の強度には, 拘束圧依存性があり,拘束圧の大小により強度が異なる.

3) 盛土は非一様であり、均質ではないこと

盛土内は場所により土の種類や締固め密度が異なり,特に道路盛土などの線状構造物では,場所 毎に地盤強度の不均質性が存在する(斉藤,1991).この地盤強度の不均質性の程度は,土の種類,施 工管理のレベルにより大きく異なると考えられる.

4) 飽和度により粘着力が変化すること

粘性土や細粒分含有率の高い砂質土には、土粒子間のサクションによりみかけの粘着力を有する. しかしながらこの粘着力は、土の飽和度により変化するため、降雨時や降雨後の土の強度は、降雨 特性(降雨量,降雨の継続時間)や土の排水性によって大きく変化する.

上記の理由により、土の強度・変形特性を一元的に評価することは難しい.これらを考慮すると 盛土建設現場において三軸試験等の室内試験を行い、設計に用いる強度定数(粘着力 c・内部摩擦角 Øを精緻に求めることが理想的であるが、実務上非現実的である.

盛土に施工において、地盤強度を均質にすることは非常に困難である.従って、地盤強度が均質 であるとの数値計算上の仮定は、盛土の耐震性評価を容易に行うための仮定の1つにすぎない.さ らに、実際の現場における地盤強度の不均質特性を耐震性評価において陽な形で考慮した例はほと んどない.ごく稀に現場で得られたデータに基づいて不均質性に配慮しながら耐震性評価が行われ ている場合においても施工時または施工直後のデータに基づいているものがほとんどである.

そこで本節では,施工後から数十年程度経過した日本国内に実在する盛土に対して行われた土質 試験の結果の取り纏めを行う.そしてこれらの試験結果に基づいた地盤強度の不均質性を考慮した 斜面解析モデルの構築,ならびに斜面解析モデルに入力するパラメータの設定を行った.さらに設 定した斜面解析モデルを用いることによって,従来型 Newmark 法(Newmark, 1965)による地盤の不 均質性を考慮した信頼性解析を実施した.

4.7.2 不均質地盤モデル

ここでは、地盤強度の不均質性を考慮した斜面解析モデルとして図-4.7.1 に示すような水平層モ デルと格子モデルの2つのモデルを提案する.



(a) 水平層モデル



(b) 格子モデル

図-4.7.1 地盤強度の不均質性を考慮した斜面解析モデル(Hata et al., 2008d)

地盤の不均質性については、水平方向には非常に相関性の高い地盤が連続するのに対して、鉛直 方向には相関性は非常に低いことが報告されている(松尾, 1984). これは地盤の堆積効果によるもの であり、水平層モデルは、この考えに基づいて水平方向には比較的相関性の高い土質物性が連続す ると考え、図-4.7.1(a)に示すような水平互層構造を有するモデルである(田中ら, 2005). このモデル の特徴としては、水平方向の地盤は均質であるが、鉛直方向は一定の層厚(要素高さ*ΔH*)毎に土質物 性を変化させることが可能である.

一方で、図-4.7.1(b)に示す格子モデルは、盛土の複雑な施工築堤過程を考慮すると鉛直方向だけ でなく水平方向についても相関性の高い土質物性が連続することは少ないと考え、格子構造を有す るモデルである(Hata *et al.*, 2008d). このモデルの特徴としては、水平方向ならびに鉛直方向ともに 地盤は不均質であり、それぞれ一定の層厚毎に土質物性を変化させることが可能である. ただし、 土質物性を変化させる間隔(要素高さ*ΔH*, *ΔW*)は、水平方向(*ΔW*)と鉛直方向(*ΔH*)が等しいと仮定した. 地震における盛土の応答や斜面安定に比較的大きな影響を及ぼす土質パラメータとしてせん断 強度(*c*, *ø*)およびせん断波速度 *V*₅などが考えられる(伊藤ら, 1987). しかし強震動に対する斜面の安 定性を対象とする場合, せん断波速度 *V*₅に比べ, せん断強度(*c*, *ø*)が地震時の斜面安定性に大きな影 響を及ぼすことが報告されている(藍田ら, 1988). そこで本解析では不均質性を考慮する地盤強度定 数として粘着力 *c* および内部摩擦角 *ø*を検討対象とした. なお, 粘着力 *c* および内部摩擦角 *ø*の不均 質性の分布, すなわちバラツキの分布は正規分布で近似できることが報告されている(松尾ら, 1972).

盛土の安定解析に広く用いられているフェレニウス法による安全率 F。は次式で与えられる(たと えば佐々木, 1984).

$$F_{s} = \frac{\sum c \cdot b / \cos \alpha_{i} + \sum W_{i} \cdot \cos \alpha_{i} \cdot \tan \phi}{\sum W_{i} \cdot \sin \alpha_{i}}$$
(4-3)

ここに,Wiは各分割片の重量, αiは各分割片底面における傾斜角および b は分割片の幅である. 上式を粘着力 c についてまとめると次のように表される.

$$c = \frac{F_s \cdot \sum W_i \cdot \sin \alpha_i - \sum W_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi}{n \cdot \sum b / \cos \alpha_i} = A - B \tan \phi$$
(4-4)

ここに、n は分割片の個数、A, B は任意定数である.上式より粘着力 c と内部摩擦角 ϕ の間には負の相関関係が成立していることが読み取れる(秦ら, 2005b).よってここでは、支持地盤も含めて粘着力 c と内部摩擦角 ϕ の間には相関関係が成立すると仮定し、2次元正規分布を採用した.2次元 正規分布とは、第1変数 x が(4-5)式のような正規分布 $f_x(x)$ で与えられるとき、第2変数 y は(4-6)式 に示す条件付き正規分布 $f_{nx}(y|x)$ で与えられるものである.条件付き正規分布は、条件付き標準偏差 σ_{nx} ((4-7)式)ならびに条件付き平均値 μ_{nx} ((4-8)式) により規定される.

$$f_X(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma_X}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu_X}{\sigma_X}\right)^2\right]$$
(4-5)

$$f_{Y|X}(y \mid x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma_{Y|X}}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu_{Y|X}}{\sigma_{Y|X}}\right)^2\right]$$
(4-6)

$$\sigma_{Y|X} = \sigma_Y \sqrt{1 - \rho^2} \tag{4-7}$$

$$\mu_{Y|X} = \mu_Y + \rho \frac{\sigma_Y}{\sigma_X} (x - \mu_X)$$
(4-8)

ここに, *p*は相関係数である.ここでは,標準偏差σではなく変動係数 *V* を用いて地盤強度の不均 質性の度合を表現しているが,それらの関係は次のように表される(Duncan, 2000).

$$V_i = \frac{\sigma_i}{\mu_i} \quad (i=c \text{ or } \phi) \tag{4-9}$$

4.7.3 実測データに基づく盛土内の空間分布のモデル化

施工後数年間もしくは数十年間経過した日本国内に実在する空港盛土に対して行われた土質試験結果の一覧を表-4.7.1 に示す.また図-4.7.2 には、それらの土質試験(三軸試験)結果における粘着 カ c と内部摩擦角 ϕ の関係を示す.既往の研究では、粘着力 c と内部摩擦角 ϕ の関係として正の相関 関係(たとえば田中ら、2005)もしくは負の相関関係(たとえば秦ら、2005b; Hata *et al.*, 2005c)がそれぞ れ採用されているのが現状であり、一元化されるには至っていない.図-4.7.2 によれば、土質の種 類、圧密条件や排水条件などの三軸試験の条件に関わらず、粘着力 c と内部摩擦角 ϕ の間には負の 相関関係が成り立っていることがわかる.また表-4.7.1 によれば、土質の種類および三軸試験の条 件に関わらず、内部摩擦角の変動係数 V_{ϕ} よりも粘着力の変動係数 V_{c} のほうが大きい.ただし、土 質の種類や三軸試験の条件によって、変動係数の値は大きく異なっていることが読み取れる.

しかし、これに対して現行の設計基準類では、常時で用いられている排水条件の強度定数が安定 解析でそのまま用いられている. 礫材を除けば、砂質土であっても地震時に発揮される土の強度は、 非排水強度であると考えられる(望月,1987). つまり、盛土の安定解析では、実際の排水条件と飽和 度に対応した適切な強度定数を採用する必要がある(土田ら,2003). しかしながら Airport B(CU試験) ではサンプル数が6と少ないことや、Airport B および Airport C では単位体積重量の試験結果が存 在しないことなどを勘案して、ここでは Airport A の CD 試験結果に基づいて入力パラメータの設定 を行う.

	空港名称	Airport A	Airport B	Airport C
	土質材料	砂質土	砂質土	礫混じり砂
-	三軸試験条件	CD条件	CU条件	UU条件
粘着力 c'(kPa)	サンプル数	10	6	23
		38.0	67.1	50.6
	変動係数	0.476	0.603	0.196
内部摩擦角 ⁻ ∳' (deg.) _	サンプル数	10	6	23
	平均	30.4	22.3	39.5
	変動係数	0.126	0.316	0.057
相關	揭係数 (c' vs ¢')	-0.572	-0.655	-0.402

表-4.7.1 日本国内に実在する空港盛土における土質試験結果の一覧



(a) Airport A







表-4.7.2 に Airport A における入力パラメータの一覧を示す. この表より,単位体積重量に関する 変動係数は 0.008 と微小であるため,単位体積重量の不均質性は考慮する必要がないといえる.

図-4.7.3 は、Airport A における N 値の深度分布である. この図より、同じ施設内においても N 値の深度、分布形状などが異なっていることが読み取れる. ここでは、不均質地盤モデルの要素高さ (*ΔH=ΔW*)は、ナゲット効果の影響を考慮して設定した. すなわち基礎構造物の設計指針(案)(地盤工 学会、2004)および NCHRP のファイナルレポート(Barcker, 1991)などにおいても採用されている Vanmarcke の方法(Vanmarcke, 1977)に基づいて設定した. 具体的には、図-4.7.3 に示す当該地点の代表的な N 値分布を対象に自己相関関数を仮定する. そして図-4.7.4 に示すように確率場を移動平均した際の標準偏差の低減が仮定した自己相関関数と整合するようにする. そして次式を用いて要素高さ(*ΔH=ΔW*)を設定する.

$$\Gamma(n) = \sqrt{\frac{\Delta H}{n \cdot \Delta z}} \tag{4-10}$$

$$\Delta H = n \cdot \Gamma^2(n) \cdot \Delta z = n^* \cdot \Delta z \tag{4-11}$$

図-4.7.4 は、要素高さ設定結果の一覧である. 図-4.7.3 において N 値の分布形状が大きく異なっ ていたにも関わらず、要素高さの設定結果は、2~3mであった. ここでは、入力パラメータとして 平均的な要素高さの値である 3m を採用する. ここで、N 値の分布(図-4.7.3)には、拘束圧依存性の 影響が含まれている. そこで地点 I を対象として図-4.7.5 に示すように拘束圧依存性に関する補正 (日本道路協会, 2004; 2005)を行った. そして図-4.7.5 の深度分布を用いて Vanmarcke の方法により要 素高さを設定した(図-4.7.5). ここで図-4.7.4(a)と図-4.7.6 を比較すると、拘束圧に関する補正を施し ても要素高さの設定結果に大きな影響は生じていない. この方法で算定される要素高さについては、 盛土の締固め基準に基づき施工する際の締固め層厚(鉄道盛土の場合 0.3m 程度)との関連性が高い ことが予想される. しかしながら実際に算定された要素高さ 3m は、締固め層厚に比べて比較的大 きな値となっている. この原因として、N 値の深度分布の間隔4z が 1m の固定値であるため 1m 以 下の間隔での物性値の変動が考慮できないことなどが挙げられる.

単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	サンプル数	53
	平均	21.03
	変動係数	0.008
粘着力 c'(kPa)	サンプル数	10
	平均	38.0
	変動係数	0.476
内部摩擦角 <i>ϕ</i> '(deg.)	サンプル数	10
	平均	30.4
	変動係数	0.126
相関係	-0.572	
要素	3.0	

表-4.7.2 入力パラメータの設定結果(空港盛土)

4.7 地盤強度の不均質性の影響



(a) 地点 I









図-4.7.4 Airport A における要素高さ算定結果



図-4.7.5 拘束圧補正済のN値深度分布(地点I) 図-4.7.6 拘束圧補正済の要素高さ算定結果(地点I)

4.7.4 地盤強度の不均質性を考慮した地震時滑動変位の計算手法

図-4.7.7 に示すフローに従い,盛土の地盤強度の不均質性を考慮した解析を行った.まず,解析 モデルおよび入力地震動を設定する.次に不均質地盤モデルを作成するためのパラメータ(Duncan, 2000)を設定する.具体的には,地盤の不均質性の度合を規定する変動係数,不均質パラメータ間の 相関関係を規定する相関係数である.次にモンテカルロシミュレーションの試行回数について検討 し,モンテカルロシミュレーションを実行して作成したモデルに対し従来型 Newmark 法を適用し て滑動変位量を求めた.モンテカルロシミュレーションの各試行では,不均質地盤モデルに対して, 臨界円すなわち最小安全率ならびに降伏加速度を求め,円弧すべりを対象とした従来型 Newmark 法による残留変位量を算定した.また得られた残留変位量については,統計的処理を施し,地盤強 度の不均質性が地震時における盛土の残留変位量に及ぼす影響について検討を行った.



図-4.7.7 解析フロー

4.7.5 解析条件の設定

斜面解析モデルとしては、4.7.2項で紹介した地盤強度の不均質性を考慮した水平層モデル と格子モデルの2つのモデルを採用した(図-4.7.1参照).不均質性を考慮するパラメータとしては、 粘着力 c ならびに内部摩擦角øであり、乱数を発生させることでばらつかせた解析を行った.なお、 粘着力 c と内部摩擦角øの間には負の相関関係が成立すると仮定した2次元正規分布を採用してい る.

土質パラメータは、4.7.3項で述べた日本国内の空港盛土に対して行われた土質試験(三軸 CD 試験)の結果やN値の深度分布などを参考に設定した(表-4.7.2 参照).入力地震動は、1995 年兵庫県南部地震において神戸海洋気象台(Kobe JMA)で観測された NS 成分を採用した.

図-4.7.8 にモンテカルロシミュレーションの試行回数と各種残留変位量の関係を示す. これは盛 土高さ H は 20m および法勾配は 1:*s*=1:1.5 で,水平層モデルを採用したケースである. この図に示 すように,試行回数 1000 回付近において残留変位量の平均値および標準偏差ともにほぼ一定とな っていることから,試行回数を 1000 回と設定した. 通常のモンテカルロシミュレーションでは, 今回のように入力パラメータの変動係数 Vが比較的大きい場合(粘着力 *c* の変動係数 V_c=0.476,内部 摩擦角¢の変動係数 V_g=0.126)には,試行回数が 1000 回で安定するのは,ごく稀なことであると考え られる.しかし,以下のような事項により今回は早い回数で安定したと考えられる.

- 各試行回において従来型 Newmark 法により滑動変位を計算する場合,結果に直接的な影響を及 ぼすのは円弧すべり面内における粘着力 c および内部摩擦角 Øの変動係数の平均値である.図 -4.7.9 に、モンテカルロシミュレーションの試行回数と円弧すべり面内における変動係数の平 均値の関係を示す.この図よりすべり面上の物性値の変動係数の平均値は、入力パラメータの 変動係数の 7~8 割程度の値となっていることが読み取れる.
- 2) 従来型 Newmark 法による滑動変位は、すべり円弧の半径 R と滑動回転角の積で表わされる. 仮に粘着力 c が増加した場合、すべり円弧の半径 R は増加するものの、滑動回転角のは減少する ことになり、計算される滑動変位に及ぼす影響は相殺されて小さくなる.

3) 本解析では、粘着力 c と内部摩擦角 の間に負の相関関係を仮定している.

図-4.7.10は、残留変位量のヒストグラムである。同図には、残留変位量の平均値のほかに平均値 +標準偏差、平均値+2×標準偏差、90%非超過確率の値を示している。地盤強度の不均質性の影響 を含めた変形量の指標は、対象とする土構造物が万が一、被災した場合の社会的影響などを考慮し て選定するのが望ましいと考えられるが、本研究では残留変位量に関する平均値+標準偏差および 平均値+2×標準偏差の2つの指標に着目して検討を進める。







4.7.6 数値解析の考察と被災事例への適用

(1) 斜面解析モデルの影響

図-4.7.11 は盛土高さを 10m から 30m まで 1m 刻みで変化させた場合の,降伏加速度 A,(従来型 Newmark 法においてすべり土塊が滑動を開始する基準加速度で盛土高さと法勾配により変化)と入力地震動の最大加速度 A,(=818gal 固定)の比率と,残留変位量の関係を示している.解析モデルとしては,水平層モデルのケースおよび格子モデルのケースそれぞれについて示している.法勾配 s は 1:s=1:1.5 である.また,降伏加速度と最大加速度の比率はすべり安全率と等価である.この図によれば,採用する斜面解析モデルが異なっていても残留変位量算定結果には大きな差異がないといえる.よって以降では,水平層モデルに基づく結果のみを示す.





(2) 法勾配の影響

図-4.7.12 は、図-4.7.11 と同様に盛土高さを 10m から 30m まで 1m 刻みで変化させた場合の、降 伏加速度と最大加速度の比率に対して残留変位量をプロットしたもので、3 種類の法勾配について 示している.この図より降伏加速度と最大加速度の比率が増加するにしたがい、残留変位量の平均 値+標準偏差の値は減少する傾向にあり、この傾向は法勾配には依存していないことがわかる.ま た法勾配が緩勾配になるにしたがい、残留変位量の平均+標準偏差の値自体は低下している.これ らの結果に基づけば、常時のすべり安全率が大きい場合には、地盤強度の不均質性が地震時の残留 変位量に及ぼす影響は小さいといえる.

(3) 被災事例への適用

上記の結果は、入力地震動を神戸海洋気象台の観測波で固定しているため、入力地震動の違いに よる影響についてはわからない.また、本解析手法による残留変位量算定結果の妥当性についても 検討がなされていない.そこで、1993 年釧路沖地震において被災した釧路空港の被災事例に本解析 手法を適用し、入力地震動の違いによる影響および本手法の適用性について検討を行う.

釧路空港盛土は,滑走路延長のため,標高差 65m の傾斜地に N44°E 方向に向かって建設された 高盛土である.釧路空港高盛土では,1993 年釧路沖地震の影響により,2~3cm 程度の残留水平変 位が法先に向かう方向に盛土全体にわたって発生し,また残留鉛直変位としても,法肩付近での 10cm 程度の沈下と,逆に法先付近での 10cm 程度の隆起が発生した.また,釧路空港盛土では,法 肩,法中,法先において地震計が設置されており,観測された地震動の最大加速度 *A_p* は,法肩で 590gal,法中で 522gal,法先で 527gal となっている.

井合ら(1998)は,1993 年釧路沖地震の影響により被災した釧路空港盛土を対象に FLIP を用いた 非線形動的解析を実施しており,被災観測結果に整合する解析結果が得られたことを報告している (図-2.4.9 および図-2.4.10 参照).井合らによる解析モデルをもとに釧路空港盛土の降伏加速度 *A*,を 計算すると 287gal となる.

図~4.7.13 は、釧路空港盛土を対象として本解析手法を適用して変形量を評価したものである.神 戸海洋気象台(1995 年兵庫県南部地震)と釧路空港基盤相当波(1993 年釧路沖地震)の2種類の地震 動を採用している.また、同図には釧路空港の被災実績についてもプロットしている.同図(b)によ れば、解析結果と被災観測値がほぼ一致していることから、本手法の適用性を確認することができ る.さらに同図(a)と同図(b)を比較すると、両図の形状は似ており、神戸海洋気象台の入力地震動を 使用した場合でも釧路空港盛土の被災事例と大きくは異なっていないことが読み取れる.以降では、 入力地震動として神戸海洋気象台を採用した場合について議論することとする.




4.7.7 入力せん断強度低減法による地盤強度の不均質性の影響に関する検討

図-4.7.14 は入力せん断強度低減法の概念図である.設計実務において,モンテカルロシミュレーションを実施して地盤強度の不均質性を考慮した残留変位量を算定するのは煩雑であると考えられる.そこで通常の確定論的解析において,予め地盤強度の不均質性の影響分(同図①)だけ降伏加速度 *A*_tを低減(同図②)させておく,すなわち入力パラメータであるせん断強度(粘着力 *c*,内部 摩擦角øを予め低減させておくことで,地盤強度の不均質性を考慮した盛土の残留変位量相当値(同 図中 A 点)を簡便に算定することが可能となる.

図-4.7.15 は図-4.7.12 に地盤強度の不均質性を考慮していない通常の確定論的解析結果を重ね合 せたものである. すなわち同図中には以下の3ケースの残留変位量が重ね合せられている.

1) 確定論的解析の残留変位量,2) モンテカルロシミュレーションによる残留変位量の平均値 +標準偏差,③確定論的解析において粘着力 *c* もしくは内部摩擦角φを低減させた場合の残留変位 量. この図より粘着力 *c* を 6kPa もしくは内部摩擦角φを 2deg.予め低減させた確定論的解析による曲 線とモンテカルロシミュレーションによる残留変位量の平均値+標準偏差の曲線(1σ Case)がほぼ 一致していることが読み取れる.同様に,粘着力 *c* を 12kPa もしくは内部摩擦角φを 4deg.予め低減 させた場合の結果とモンテカルロシミュレーションによる残留変位量の平均値+2×標準偏差(2σ Case)の結果がほぼ一致していることが読み取れる.そしてこれらの傾向は法勾配に依存していない.

これは言い換えると、地盤強度の不均質性の影響評価指標として標準偏差相当を考慮した場合には(1σ Case)、通常の確定論的解析においてせん断強度を粘着力 c であれば 6kPa 程度もしくは内部摩擦角φであれば 2deg.程度低減させておけば、地盤強度の不均質性の影響を考慮した場合の残留変位量が算定可能となる.地盤強度の不均質性の影響評価指標として、標準偏差の 2 倍相当を考慮した場合(2σ Case)には、せん断強度を粘着力 c であれば 12kPa 程度もしくは内部摩擦角φであれば 4deg.程度低減させておけば、通常の確定論的解析によっても地盤強度の不均質性の影響を考慮した場合の残留変位量が算定可能となる.



図-4.7.14 入力せん断強度低減法の概念図

4-89





上記の検討では、入力せん断強度低減法の中で、粘着力 c もしくは内部摩擦角 ϕ のどちらかを低減させる方法を提示していた.実際には、粘着力 c と内部摩擦角 ϕ のどちらか一方を低減させるのは合理的ではないと考えられる.図-4.7.16 は同様の結果が得られるような粘着力 c の低減量 Δc と内部摩擦角 ϕ の低減量 $\Delta \phi$ の組み合わせをプロットしたものである.ただし、ここでは法勾配の影響は小さいとして、法勾配 1:s を 1:1.5 で固定している.この図からわかるように粘着力 c の低減量 Δc と内部摩擦角 $\Delta \phi$ は線形関係にあり、次式で表わされる.

$$\Delta \phi = \left(\frac{-1}{A}\Delta c + 1\right) B \tag{4-12}$$

ここに、A値は粘着力 cのみの低減量および B値は内部摩擦角 фのみの低減量である.

本検討では、A 値および B 値をそれぞれ定量化するためのパラメトリックスタディを実施した. 具体的には、表-4.7.3 に示すように Case 1 を基本ケースとして粘着力 c と内部摩擦角 фを変化させた 場合のA 値および B 値をそれぞれ計算した.ここで、地盤強度の不均質性の度合を表わす粘着力 c と内部摩擦角 фの変動係数(V_c, V_d)や粘着力 c と内部摩擦角 фの相関係数 pなどは前節の解析条件と同 様とした.

表-4.7.4 にパラメトリックスタディの結果を示す. ここに, すべての検討ケースにおいて *A* 値と *B* 値の関係は相関係数が 0.9 以上の線形関係にあることを確認している. この表より入力せん断強 度(*c*, *φ*の平均値が大きくなるにつれて, *A* 値ならびに *B* 値ともに大きくなっていることがわかる. 本検討では, さらに算定した *A* 値と *B* 値に対し粘着力 *c*(kPa)および内部摩擦角 *d*(deg.)を変数とした 重回帰分析を実施し, 次の *A* 値と *B* 値の推定式を得た.

$$A = cx_1 + \phi x_2 + x_3 \tag{4-13}$$

$$B = cx_4 + \phi x_5 + x_6 \tag{4-14}$$

ここに, x₁, x₂, x₃, x₄, x₅, x₆は重回帰係数であり, 表-4.7.5 のとおり与えられる. 同表によれば, 地 盤強度の不均質性の影響評価指標として, 標準偏差を採用したケース(1σ Case)と2倍の標準偏差を 採用したケース(2σ Case)を比較すると, 重回帰係数も約2倍程度の差異であることがわかる.

実際の設計実務のでは、時間やコストの制約から三軸試験の数は非常に少なく限られたものにな るため、地盤強度の不均質性を考慮した耐震性能照査は一般に困難である.しかしながら本提案手 法を使用すれば、地盤強度の不均質性を考慮した耐震性能照査が容易に可能となる.具体的には、 まず(4-13)式および(4-14)式を用いて *A* 値と *B* 値をそれぞれ計算する.次に(4-12)式を用いて入力せ ん断強度の低減量(*Ac*, *A*)を計算する.ただし、ここでは予めどちらか一方の入力せん断強度の低減 量を仮定しておく必要がある.そして地盤強度の不均質性を考慮するための等価入力せん断強度(*c* - *Ac*, *φ*- *A*)を計算する.最後にこの等価入力せん断強度(*c*- *Ac*, *φ*- *A*)を用いて、通常の Newmark 法による確定論的検討を行うことにより、地盤強度の不均質性を考慮した残留変位量を算定する. そして算定した残留変位量と予め設定されている許容変形量と比較することによって、地盤強度の 不均質性を考慮した耐震性能照査を容易に行うことができる.

4-91



図-4.7.16 粘着力の低減量と内部摩擦角の低減量の関係

表-4.7.3 パラメトリックスタディに用いた入力せん断強度の平均値

	Small c	':粘着力の入力平均値	Large
≝ Small	Case 2	Case 3	Case 5
型↓	<i>c</i> '=20.0 (kPa)	<i>c</i> '=38.0 (kPa)	<i>c</i> '=56.0 (kPa)
.力.	φ'=25.4 (deg.)	φ'=25.4 (deg.)	φ'=25.4 (deg.)
ЪХ	Case 4	Case 1	Case 7
"角(<i>c</i> '=20.0 (kPa)	<i>c</i> '=38.0 (kPa)	<i>c</i> '=56.0 (kPa)
禁	φ'=30.4 (deg.)	φ'=30.4 (deg.)	φ'=30.4 (deg.)
部	Case 6	Case 8	Case 9
<u>≺</u>	<i>c</i> '=20.0 (kPa)	<i>c</i> '=38.0 (kPa)	<i>c</i> '=56.0 (kPa)
Se Large	φ'=35.4 (deg.)	φ'=35.4 (deg.)	φ'=35.4 (deg.)

	Small c	':粘着力の入力平均値	Large	
≝ Small	Case 2	Case 3	Case 5	
部摩擦角の入力平均	A=1.652	A=3.794	A=5.370	
	<i>B</i> =0.641	<i>B</i> =1.398	<i>B</i> =1.824	
	Case 4	Case 1	Case 7	
	A=4.169	A=5.826	<i>A</i> =9.751	
	B=1.551	<i>B</i> =2.020	<i>B</i> =3.016	
	Case 6	Case 8	Case 9	
↓	A=5.477	A=9.025	A=10.591	
🔊 Large	<i>B</i> =1.892	<i>B</i> =2.903	<i>B</i> =3.221	

表-4.7.4 パラメトリックスタディによる A 値および B 値の計算結果 (a) 1σCase

(b) 2σ Case

Small		:粘着力の入力平均値	Large	
^四 Small	Case 2 A=3.214	Case 3 A=7.592	Case 5 A=10.733	
:内部摩擦角の入力∓	<i>B</i> =1.383	<i>B</i> =2.803	<i>B</i> =3.655	
	Case 4	Case 1	Case 7	
	A=8.449	A=11.644	A=19.513	
	<i>B</i> =3.211	<i>B</i> =4.029	<i>B</i> =6.046	
	Case 6	Case 8	Case 9	
	A=11.105	A=18.071	<i>A</i> =21.178	
💊 Large	<i>B</i> =3.811	<i>B</i> =5.817	<i>B</i> =6.439	

表-4.7.5 重回帰分析結果

重回帰係数		1σ case	2σ case	$2\sigma/1\sigma$
	<i>x</i> ₁	0.1334	0.2653	1.989
$A = c'x_1 + \phi'x_2 + x_3$	x 2	0.4759	0.9605	2.018
_	<i>x</i> ₃	-13.3551	-26.8931	2.014
	<i>x</i> ₄	0.0368	0.0716	1.946
$B = c'x_4 + \phi'x_5 + x_6$	<i>x</i> ₅	0.1384	0.2742	1.981
	x 6	-3.5559	-6.9246	1.947

4.7 地盤強度の不均質性の影響

4.7.8 まとめ

本節では、日本国内に実在する空港盛土および宅地造成盛土に対して行われた土質試験の結果の 取り纏めを行い、試験結果に基づいた地盤強度の不均質性を考慮した斜面解析モデルの構築および 斜面解析モデルに入力するパラメータの設定を行った.さらに地盤の不均質性を考慮した従来型 Newmark 法によるモンテカルロシミュレーションを実施した.以下に得られた知見を示す(秦ら, 2005b; Hata *et al.*, 2005c; 秦ら, 2007f; 2007g; 2007h; Hata *et al.*, 2008a; 2008d).

- (1) 地盤の堆積効果や盛土の施工過程にも配慮した水平層モデルおよび格子モデルの2つの地 盤強度の不均質性を考慮した斜面解析モデルを提案した.
- (2) 地盤せん断強度である粘着力 c と内部摩擦角¢の間には、負の相関関係が成り立つ傾向にあり、この傾向は対象とする盛土、すなわち土質種別および圧密条件や排水条件といった三軸試験の試験条件に依存しない.
- (3) 内部摩擦角¢に対する変動係数 V_gよりも粘着力cに対する変動係数 V_cのほうが値が大きく, 地盤強度の不均質度合が大きい傾向にある.この傾向は対象とする盛土,すなわち土質種 別および圧密条件や排水条件といった三軸試験の試験条件に依存しない.しかしながらこ れらの変動係数(V_c, V_g)の値は,大きく異なる.
- (4) 空港盛土における土質試験結果によれば、地盤の単位体積重量小に関する変動係数 V,は、微小であることから均質と仮定しても問題ないと考えられる.
- (5) 空港盛土および宅地造成盛土を対象として、地盤強度の不均質性を考慮した斜面解析モデ ルに入力するパラメータの設定例を示した.
- (6) 従来型 Newmark 法に基づき, 地盤の不均質性を考慮したによる滑動変位量の算定手法を提案した.
- (7) 常時のすべり安全率が比較的大きい場合には、地盤強度の不均質性が地震時における残留 変位量に及ぼす影響は小さい、そしてこの傾向は法勾配にはほとんど依存しない。
- (8) 1993 年釧路沖地震において被災した釧路空港盛土を対象として本解析手法を適用したところ解析結果と被災観測値がほぼ一致し、提案手法の適用性が確認できた.
- (9) 地盤強度の不均質性を考慮するための実用的な盛土の残留変位量算定手法を提案した.提案手法では、予め地盤強度の不均質性の影響に相当するだけ入力せん断強度を低減させておくことで、従来型 Newmark 法による確定論的解析により地盤強度の不均質性を考慮した場合の残留変位量を容易に算定することが可能となる.すなわち、本提案手法を用いるこ

とによって、地盤強度の不均質性を考慮した耐震性能照査を容易に行うことができる. 盛土構造物は締固め管理(密度管理)を行いながら造成され、地盤強度が管理パラメータになって いないため、施工後の盛土内の地盤強度に関するデータは著しく乏しいのが実情である.また通常 は盛土が経年的により安定していくと考えられるが、建設後の地盤強度の変化についてもほとんど 調査されていない.対象が広範囲にわたる(線状盛土構造物などの)場合、地盤調査を綿密に行うこ とは現実的ではなく、地盤強度の不均一性(不確実性も含む)を考慮することは不可欠といえる。本 提案手法の検証については、今後さらに実績を積み重ねていく必要があるものと考えられる.

4.8 結言

本章では、地震応答の影響、入力地震動の影響、上下動の影響、傾斜基盤の影響、地盤強度の不 均質性の影響を考慮した地震時における盛土の滑動変位に関する評価手法を確立した.

採用計算手法が盛土の滑動変位に及ぼす影響に関して得られた知見を以下に示す.

- 地震応答考慮型 Newmark 法は、従来型 Newmark 法で使用される入力パラメータに加え、盛土 を1 質点系でモデル化する際に必要となるせん断波速度 V.を与えることによって、盛土の地震 応答を考慮した滑動変形量が容易に算定可能となる.
- 2) 1995年兵庫県南部地震において被災した西宮市南部の鉄道盛土を対象として、実測の残留変形 量に対して地震応答考慮型 Newmark 法,従来型 Newmark 法 FEM 解析によって算定された残留 変位量の比較検討を行った.その結果、両盛土でかつ比較的高盛土の地点では、地震応答考慮 型 Newmark 法は従来型 Newmark 法よりも適用性が高い結果であった.

入力地震動が盛土の滑動変位に及ぼす影響に関して得られた知見を以下に示す.

- 1) 動的遠心模型実験の結果と比較すると, FLIP などの FEM ならびに地震応答考慮型 Newmark 法 を用いれば, 地震時応答を考慮して変位量を比較的良好な精度でシミュレートできている.
- 2) 今回の解析条件では、斜面高さが高くなるほど使用する解析手法だけでなく入力地震動による 滑動変位量算定結果の差異も大きくなる傾向にあることから、大規模な斜面における地震時安 定性を検討する際には、解析手法や入力地震動の選定に十分に留意する必要がある。

上下動が盛土の滑動変位に及ぼす影響に関して得られた知見を以下に示す.

- 1) クロススプリングモデルによる質点系解析を利用した Newmark 法(地震応答考慮型 Newmark 法) や FLIP 等の二次元 F E M逐次非線形解析を用いれば,高精度で盛土の残留変位量を再現できる 可能性が高いことを確認した.
- 2) 上下動は盛土の残留変位量を1割程度危険側にも安全側にも変化させる可能性が高い.この増減は水平および上下方向の入力地震動の振幅レベルにはあまり依存しない.
- 3) 同じような位相特性を持つ水平動と上下動が盛土に作用した場合には、上下動は残留変位量を 増加させる側に作用する.また法面に直交するような方向で地震力が作用した場合には、より 残留変位量が大きくなる可能性が高い.この傾向は残留変位量の算定手法や水平および上下方 向の入力地震動の振幅レベルにはあまり依存しない.
- 4)本解析結果によれば、使用する入力地震動が明白でない場合において、安全側の検討や配慮が必要なのであれば、水平動と同じ位相特性を持つ上下動を入力地震動として採用する、若しくは水平動のみの地震動入力による残留変位量算定結果を2割程度割増することによって、簡易的に上下動を考慮した盛土の耐震性能照査の実施が可能となる.

傾斜基盤が盛土の滑動変位に及ぼす影響に関して得られた知見を以下に示す。

- (1) 傾斜基盤上の盛土は、複雑な地震応答特性を有しており、水平一方向の加振においても、盛土の変形や水平応答が上下応答に寄与する振動に起因し、上下方向に比較的大きな加速度応答を示すことがある。
- 2) 基盤の勾配が盛土の変形量に及ぼす影響は比較的小さいものの、Newmark 法を適用して傾斜基 盤上の盛土を対象とした残留変位量を計算する場合には、クロススプリングモデル等を用いて 盛土の応答を考慮(地震応答考慮型 Newmark 法を採用)したほうが、精度良く残留変位量を推定 することが可能である。
- 3) 上下動は、傾斜基盤上の盛土の法肩における上下方向の残留変位量に対して、完全側にも危険 側にも作用する可能性がある.これは入力地震動の水平動と上下動の位相に大きく影響される.
- 4) 入力地震動の水平動と上下動の位相が同じような特性を有している場合には、残留変位量が増 大する可能性がある。
- 5) 傾斜基盤を有する盛土の耐震性能照査を行う場合には、入力地震動として上下動を考慮するだけでなく、入力地震動の位相特性についても留意し、適切な入力地震動を設定する必要がある。

地震時地すべりへの応用に関して得られた知見を以下に示す.

- 地震時における間隙水圧の上昇に伴い、有効応力解析と全応力解析で評価した滑動変位量の差が増大する.従って、地震時において過剰間隙水圧の発生が予想される地すべりの地震応答解 析を実施する場合、有効応力解析法の採用が必要である.
- 2) 全応力解析法と Newmark 法による地震後の地すべりの残留滑動変位量は、ほぼ一致する.このため、過剰間隙水圧の発生がなく、すべり面形状が円弧である場合、Newmark 法のような簡便な手法を用いることで残留滑動変位量を予測できる可能性がある.
- 3) 今回の解析結果によれば、上下動を考慮することにより過剰間隙水圧および滑動変位量が増加 する傾向にあり、特に水平動と上下動の位相が地震時における水圧や変形に大きな影響を及ぼ す。

地盤強度の不均質性が盛土の滑動変位に及ぼす影響に関して得られた知見を以下に示す.

- 1) 地盤の堆積効果や盛土の施工過程にも配慮した水平層モデルおよび格子モデルの2つの地盤強度の不均質性を考慮した斜面解析モデルを提案した.
- 2) 地盤せん断強度である粘着力 c と内部摩擦角 の間には、負の相関関係が成り立つ傾向にあり、 この傾向は対象とする盛土、すなわち土質種別および圧密条件や排水条件といった三軸試験の 試験条件に依存しない。
- 3) 内部摩擦角がに対する変動係数 V_oよりも粘着力 c に対する変動係数 V_oのほうが値が大きく地盤 強度の不均質度合が大きい傾向にある.この傾向は対象とする盛土,すなわち土質種別および 圧密条件や排水条件といった三軸試験の試験条件に依存しない.しかしながらこれらの変動係 数(V_c, V_o)の値は,大きく異なる.

- 4) 空港盛土における土質試験結果によれば、地盤の単位体積重量/に関する変動係数 V,は、微小で あることから均質と仮定しても問題ないと考えられる.
- 5) 従来型 Newmark 法に基づき, 地盤の不均質性を考慮した滑動変位量の算定手法を確立した.
- 6) 常時のすべり安全率が比較的大きい場合には、地盤強度の不均質性が地震時における残留変位 量に及ぼす影響は小さい、そしてこの傾向は法勾配にはほとんど依存しない。
- 7) 1993年釧路沖地震において被災した釧路空港盛土を対象として本解析手法を適用したところ解 析結果と被災観測値がほぼ一致し、提案手法の適用性が確認できた。
- 8) 地盤強度の不均質性を考慮するための実用的な盛土の残留変位量算定手法を提案した.提案手法では、予め地盤強度の不均質性の影響に相当するだけの入力せん断強度を低減させておくことで、従来型 Newmark 法による確定論的解析により地盤強度の不均質性を考慮した場合の残留変位量を容易に算定することが可能となる.すなわち、本提案手法を用いることによって、地盤強度の不均質性を考慮した耐震性能照査を容易に行うことができる.

以上の知見を取り纏めれば、地震時における盛土の変位量算定手法として、地震応答の影響、入 力地震動の影響、上下動の影響および傾斜基盤の影響がそれぞれ考慮可能な地震応答考慮型 Newmark 法を提案した.また従来型 Newmark 法に基づく、地盤の不均質性を考慮した滑動変位量 の算定手法を確立した.さらに既往の地震による被災盛土の事例や動的遠心模型実験結果との比較 検討を行うことにより、地震応答考慮型 Newmark 法および地盤の不均質性を考慮した従来型 Newmark 法の適用性についてそれぞれ確認を行った.

盛土の地震応答を評価する際に使用する減衰定数らについては、動的遠心模型実験結果との整合 性や既存の文献資料での設定値を参考に、本研究では5-5%程度の値を採用している。ただし盛土の 減衰定数において5-5%という値は過大評価している可能性があり、今後は実際の被災事例との比較 検討など実績を積み重ねる必要があるものと考えられる。

本提案手法の検証は,被災事例,実験結果,他の数値解析手法による結果との比較などによって 実施している.ただし被災事例との比較が相対的に少なく,スケールが大きく材料の不均質性や不 確実性が大きい盛土構造物に対する確実な検証には,様々な条件下での実験結果を積み重ねだけで なく,震災時の良質な被災事例との比較検討を今後も継続的に実施していく必要があるものと考え られる.

【第4章の参考文献一覧】

- (01) 藍田正和,鈴木英也,石井清,鈴木誠(1988):地震時斜面安定性に関する材料物性値の感度分析,土木学 会第44回年次学術講演会講演概要集,III-437, pp.948-949.
- (02) 土木学会関西支部(1998):大震災に学ぶ,阪神・淡路大震災調査研究委員会報告書,第1巻.
- (03) 土木学会(2000): 土木構造物に関する第3次提言と解説,第8章,土木構造物の耐震設計法に関する特別 委員会, pp.29-34.
- (04) 土木学会(2005): 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針, 原子力土木委員会.
- (05) 土木学会(2006): 平成 16 年新潟県中越地震被害調查報告書(CD-ROM), 新潟県中越地震被害調查特別委員 会編.
- (06) Duncan, J. M. (2000): Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering, Jour. of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.125, No.4, pp.307-316.
- (07) 液状化解析手法 LIQCA 開発グループ(2007): LIQCA2D07(2007 年公開版)資料, 平成 19年 12月 3日, 174p.
- (08) Ghannad, M. A., Fukuwa, N. and Nishizaka, R. (1998): A Study on the Frequency and Damping of Soil-Structure Systems using a Simplified Model, 構造工学論文集, 日本建築学会, Vol.44B, pp.85-93.
- (09) 秦吉弥,山下典彦(2005a): 鉛直地震動が盛土のすべり変位量に及ぼす影響に関する一考察,土木学会地震 工学論文集(CD-ROM), Vol.28, No.66.
- (10) 秦吉弥,山下典彦(2005b):地震動特性が地盤強度のバラツキに起因する盛土のすべり変位量の変動に及 ぼす影響に関する一考察,地盤工学シンポジウム論文集, Vol.50, No.60, pp.421-428.
- (11) Hata, Y. and Yamashita, N. (2005c): An Approach to Compute the Permanent Seismic Displacement of Embankments considering Vertical Seismic Motion and Heterogeneity of the Ground Strength, Proc. of International Conference on Recent Developments in Earthquake Geotechnical Engineering, pp.271-278, ISSMGE, Osaka, Japan.
- (11) 秦吉弥,山下典彦,土田孝,加納誠二(2006):修正 Newmark 法に基づく被災盛土の地震時残留変位量の再
 現,第12回日本地震工学シンポジウム論文集(CD-ROM), Vol.12, No.117, pp.574-577.
- (12) Hata, Y., Yamashita, N., Tsuchida, T. and Kano, S. (2007a) : A Study on the applicability of the modified Newmark method, Proc. of 4th international Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Paper No. 1307, Thessaloniki, Greece.
- (13) 秦吉弥,一井康二,李黎明,土田孝,加納誠二(2007b):傾斜基盤を有する盛土の地震応答特性に関する 動的遠心模型実験,土木学会地震工学論文集,Vol.29, pp.295-304.
- (14) 秦吉弥,一井康二,土田孝,李黎明,加納誠二(2007c):上下動が傾斜基盤を有する盛土の地震時応答に及 ぼす影響,土木学会地震工学論文集, Vol.29, pp.305-313.
- (15) 秦吉弥,杉山仁實,新屋浩明,倉岡千郎,佐藤誠一,白石保律(2007d):過剰間隙水圧の影響を考慮した 地すべりの地震応答解析-旧山古志村東竹沢地すべりをモデルとして-,地すべり(日本地すべり学会誌), Vol.44, No.1, pp.39-45.
- (16) 秦吉弥,杉山仁實,新屋浩明,倉岡千郎,佐藤誠一,白石保律,中島祐一(2007e):上下動が地すべりの有 効応力解析結果に及ぼす影響,第46回日本地すべり学会研究発表会講演集,pp.327-330.

- (17) 秦吉弥, 一井康二, 土田孝, 山下典彦(2007f): 現場データを用いた盛土の耐震信頼性設計へのアプローチ, 構造物の安全性・信頼性(JCOSSAR2007)論文集, Vol.6, pp.333-338.
- (18) 秦吉弥,一井康二,土田孝,加納誠二,山下典彦(2007g): Newmark 法による合理的な盛土の信頼性設計 法の提案,土木学会第 62 回年次学術講演会講演概要集(CD-ROM), 3-446, pp.889-890.
- (19) Hata, Y., Ichii, K., Tsuchida, T., Kano, S. and Yamashita, N. (2007h): A practical method of design parameters identification for seismic design of embankments considering heterogeneity of soils, Proceedings of International Conference on Civil and Environmental Engineering 2007 (CD-ROM), Hiroshima, Japan.
- (20) Hata, Y., Ichii, K., Tsuchida, T., Kano, S. and Yamashita, N. (2008a): A practical method for identifying parameters on the seismic design of embankments, *Georisk*, Vol.2, No.1, pp.28-40.
- (21) 秦吉弥,一井康二,土田孝,李黎明,加納誠二,山下典彦(2008b):地震時の斜面の変形量評価における 解析手法および入力地震動の選定,地すべり(日本地すべり学会誌), Vol.45, No.1, pp.64-71.
- (22) 秦吉弥,一井康二,加納誠二,土田孝,山下典彦(2008c):上下動が盛土の地震時変形に及ぼす影響に関する一考察,地盤と建設, Vol.25, No.1, pp.93-104.
- (23) Hata, Y., Ichii, K., Tsuchida, T., Kano, S. and Yamashita, N. (2008d): Effect of heterogeneous Soil Strength on the Seismic Residual Displacement of Embankments, Proc. of 4th decennial Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics Conference (CD-ROM), Paper No. 172, ASCE, Sacramento, U.S.A.
- (24) Hayashi, H., Nishikawa, J. and Taniguchi K. (1998): Seismic Behavior of Road Embankments, Centrifuge98, Vol.1, pp.243-248.
- (25) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1992): Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, Vol.32, No.2, pp.1-15.
- (26) 井合進,一井康二,佐藤幸博,桑島隆一(1998):高盛土の地震応答解析,第 10 回日本地震工学シンポジ ウム論文集, Vol.10, pp.1557-1562.
- (27) Iai, S., Ichii, K., Sato, Y. and Kuwajima, R. (1999): Earthquake response analysis of a high embankment on an existing hill slope, 2nd International Conference on Earthquake Geo-technical Engineering, pp.697-702, Lisboa, Portugal.
- (28) Irikura, K., Iwata, T., Sekiguchi, H. And Pitarka, A. (1996): Lesson from the Hyogo-ken Nanbu Earthquake: Why were such destructive motions generated to buildings, *Jour. of Natural Disaster Science*, Vol.17, No.2, pp.99-127.
- (29) 伊藤洋,新孝一(1987):地盤物性値のばらつきと安定性評価への影響,地盤工学におけるリスク評価手法 に関するシンポジウム発表論文集,土質工学会, pp.55-60.
- (30) 地盤工学会阪神大震災調査委員会(1996):阪神·淡路大震災調査報告書,資料編, Vol.2, 土構造物, pp.345-371.
- (31) 地盤工学会(1999): N 値および c, φ-考え方と利用法-,地盤工学会 N 値および c, φ 編集委員会, 211 p...
- (32) 地盤工学会(2001): 地盤・基礎構造物の耐震設計, 地盤工学・実務シリーズ 13, pp.317-358.
- (33) 地盤工学会(2004):性能設計概念に基づいた基礎構造物等に関する設計原則(案),基礎設計基準化委員 会報告書,付録D, pp.24-39.
- (34) 建築研究所(1977):総プロ"新耐震設計法の開発"研究報告,新耐震設計法(案),建築研究報告, No.79.

- (35) 建設省(1996):地すべり防止施設等の耐震性に関する検討委員会報告概要書,河川局砂防部傾斜地保全課, 地すべり学会監修.
- (36) Kiureghian, A. D. (1981): A response spectrum method for random vibration analysis of MDF systems, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.19, pp.419-435.
- (37) Kohiyama, M., Yamashita N., Sato, T., Hengjian, L., Maki, N., Tanaka, S. and Hayashi, H. (2003): Expansion of the Nishinomiya Built Environment Database, *Natural Hazards*, Vol.29, pp.501-522.
- (38) 国土交通省砂防部ホームページ(2005):土砂災害対策検討会第2回資料(平成17年2月18日),最近発生した土砂災害の課題に対する対応方針. http://www.mlit.go.jp/river/sabo/kondankai/pdf/050218 4.pdf
- (39) Kramer, S. L. and Smith, M. W. (1997): Modified Newmark model for seismic displacements of compliant slopes, *Jour. of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.123, No.7, pp.635-644.
- (40) 松尾稔, 黒田勝彦(1971): 盛土建設のための土質調査と盛土の安定性に関する研究, 土木学会論文報告集,第 196 号, pp.75-86.
- (41) 松尾稔,黒田勝彦(1972):不飽和土の土質諸係数と破壊確率に関する一考察,土木学会論文報告集,第208
 号,pp.65-75.
- (42) 松尾稔(1984): 地盤工学-信頼性設計の理念と実際-, 技報堂出版, 407p..
- (43) 望月秋利(1987): 一般全応力法による斜面安定解析に関する研究, 大阪市立大学工学部博士論文.
- (44) 向井啓司・相楽渉・冨田陽子・林満(2006):地震を考慮した数値解析手法による地すべり解析の適用性, 平成 18 年度砂防学会研究発表会概要集,砂防学会, pp.24-25.
- (45) Newmark, N. M. (1965): Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, Fifth Rankin Lecture, *Geotechnique*, Vol.15 No.2, pp.139-160.
- (46) 日本道路協会(1967):道路土工指針, pp.38-56.
- (47) 日本道路協会(1999): 道路土工 のり面工・斜面安定工指針, 470p.
- (48) 日本道路協会(2004):道路橋示方書・同解説, I共通編, 124p..
- (49) 日本道路協会(2005):道路橋示方書・同解説, VI下部構造編, 540p..
- (50) 日本地震工学会(2005):性能規定型耐震設計法一性能目標と限界状態はいかにあるべきかー,平成 16 年 度報告書,性能規定型耐震設計法に関する研究委員会,pp.101-108.
- (51) 野田節男, 上部達生, 千葉忠樹(1975): 重力式岸壁の震度と地盤加速度, 港湾技術研究所報告, Vol.4, No.4, pp.67-111.
- (52) 野崎保(1994):新潟県下における地すべり母岩の力学特性(前編)-室内試験による岩石力学特性-,地すべり (日本地すべり学会誌),第31巻,第2号, pp.17-23.
- (53) 野崎保(1995):新潟県下における地すべり母岩の力学特性(後編)-原位置試験による岩盤力学特性-,地すべり(日本地すべり学会誌),第32巻,第2号, pp.17-25.
- (54) 野津厚, 上部達生, 佐藤幸博, 篠澤巧(1997): 距離減衰式から推定した地盤加速度と設計震度の関係, 港 湾技研資料, No.893.
- (55) Oka, F., Yashima, A., Shibata, T., Kato, M., and Uzuoka, R.(1994): FEM-DEM coupled liquefaction analysis of a porous soil using an elasto-plastic model, *Applied Scientific Research*, Vol.52, pp.209-245.

- (56) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y., Yamashita, S.(1999): A Cyclic Elasto-Plastic Constitutive Model for Sand considering a Plastic- Strain Dependence of the Shear Modulus, *Geotechnique*, Vol.49, No.5, pp.661-680.
- (57) 沖村孝, 佐藤忠信, 南部光広, 若林亮, 岸本英明(2002): 地盤情報データベースを活用した神戸地域地震動解析, 土木学会論文集, No.701, III-58, pp.121-134.
- (58) Razaghi, H. R., Yanagisawa, E. And Kazama, M. (2000): An approach to seismic permanent displacement of slopes, Jour. of Geotechnical Engineering, JSCE, No.659/III-52, pp.1-16.
- (59) 斉藤迪考(1991): 実証土質力学, 技報堂出版, 206p.
- (60) Sakemi, T. (1998): Dynamic Behavior of Embankments on Clay Foundations against Strong Earthquake, Centrifuge98, Vol.1, pp.249-254.
- (61) 佐々木康(1984): 土構造物の耐震設計・その2, 土木技術資料, Vol.26, No.2, pp.33-40.
- (62) 佐藤忠信,北勝利,前田知就(1997):兵庫県南部地震で発生した強震域での加速度応答スペクトルの推定, 土木学会論文集, No.563/I-39, pp.149-159.
- (63) Sekiguchi, H., Irikura, K., Iwata, T., Kahehi, Y. and Hoshiba, M. (1996): Minute Locating of faulting beneath Kobe and the waveform in version of the source process during the 1995 Hyogo-ken Nanbu, Japan, earthquake using strong ground motion records, Jour. of Phys. Earth., Vol.44, pp.473-488.
- (64) 司宏俊, 翠川三郎(1999): 断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大加速度・最大速度の距離減衰式,日本 建築学会構造系論文報告集,第 523 号, pp.63-70.
- (65) 玉田和也(2004): 地震動強さと周期特性を考慮した地震時盛土斜面の残留変位量簡易算定手法の提案,神 戸大学自然科学研究科修士論文.
- (66)田中博文,沖村孝,鳥居宣之(2004):地盤の不均質性が盛土の動的応答特性に与える影響に関する研究, 地盤工学シンポジウム論文集, Vol.49, No.59, pp.423-430.
- (67) 田中博文,山下典彦(2005):地盤強度の不均質性が盛土の耐震安定性指標に与える影響,土木学会地震工学論文集(CD-ROM), Vol.28, No.50.
- (68) 舘山勝, 龍岡文夫, 古関潤一, 堀井克己(1998):盛土の耐震設計法に関する研究, 鉄道総研報告, Vol.12, No.4,
 pp.7-12.
- (69) 鉄道総合技術研究所(1996): 兵庫県南部地震鉄道被害調査報告書, 第7章, pp.86-103.
- (70) 鉄道総合技術研究所(2007):鉄道構造物等設計標準・同解説,土構造物,丸善,703p.
- (71) Toki, K., Miura, F. and Oguni, Y. (1985): Dynamic slope stability analyses with a non-linear finite element method, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.13, pp.151-171.
- (72) 徳岡辰雄(1990): ライブラリー工学基礎3-工学基礎振動論-, サイエンス社, pp.153-158.
- (73) 土田孝,松田繁樹,西田ふみ(2003):高盛土空港の地震時斜面安定解析に関する一考察,第 38 回地盤工
 学研究発表会発表講演集(CD-ROM), No.914, pp.1827-1828.
- (74) Towhata, I. and Ishihara, K, (1985): Modeling soil behavior under principal stress axes rotation, Proc. of 5th International conference on numerical method in geomechanics, Nagoya, Japan, pp.523-530.
- (75) 鵜飼恵三,若井明彦,大庭悠一(2001): Newmark 法に基づく乾燥砂斜面の地震時残留変位量の予測,土木 学会関東支部技術研究発表会講演概要集, pp.388-389.

- (76) Uzuoka, R., Sento, N., Kazama, M. and Unno T.(2005): Landslides during the Earthquakes on May 26 and July 26, 2003 in Miyagi, Japan, *Soils and Foundations*, Vol.45, No.4, pp.149-163.
- (77) 渦岡良介(2006):地盤・構造物系の有効応力解析における境界条件,日本地震工学会誌, No.3, pp.24-27.
- (78) Vanmarcke, E. H. (1977): Probabilistic Modeling of Soil Profiles, Proc. of ASCE, Vol.103, GT11, pp.1227-1246.
- (79) Wakai A. and Ugai K. (2004): A simple constitutive model for the seismic analysis of slopes and its applications, Soils and Foundations, Vol.44, No.4, pp.83-97.
- (80) 若井明彦(2006):地すべりにおける数値解析の現状と課題-地震被害シミュレーションを例に-, SABO, Vol.87, pp.6-9.
- (81) 若井明彦,鵜飼恵三,尾上篤生,樋口邦弘,黒田清一郎(2007):層理面のひずみ軟化挙動に起因する流れ 盤斜面の地震時崩壊の有限要素シミュレーション,地すべり(日本地すべり学会誌), Vol.44, No.3, pp.1-11.
- (82) 若松邦夫(1995): 震源域での強震動,第23回地盤震動シンポジウム資料集,日本建築学会, pp.11-16.
- (83) 渡辺啓行, 馬場恭平(1981): フィルダムの動的解析に基づくすべり安定評価手法の一考察, 大ダム, No.97, pp.25-38.
- (84) 山下典彦, 竹内健造, 秦吉弥(2004): 地盤強度の不均質性が地震時における盛土のすべり変位量に与える 影響, 地盤工学シンポジウム論文集, Vol.49, No.58, pp.415-422.

第5章

盛土の崩壊範囲の評価に関する検討

5.1 概要

日本は世界有数の山岳国であり、国土面積の約7割が山地や丘陵地で占められていることから急 傾斜地における盛土や自然斜面が数多く見受けられる.更に、日本は世界有数の地震国でもあり、 宅地盛土,道路盛土,鉄道盛土および河川堤防などの盛土構造物の被災や自然斜面の崩壊が数多く 発生している.盛土構造物に対しては.通常.円弧すべり法に震度法を適用した手法によって簡易 に地震時の安定性が検討されてきた(たとえば佐々木、1984). 1995 年兵庫県南部地震以降では、性能 照査の概念が取り入れられ,安全率ではなく Newmark 法(Newmark,1965)や弾塑性 FEM 解析(たと えば鵜飼ら、1998)などの手法を用いて直接,盛土の残留変位量等を照査する設計が行われている(日 本地震工学会,2005). すなわち地震時において盛土がすべり破壊を起こすか否かの判定および地震 後における盛土の残留変形量に主眼をおいた検討はなされているが,法肩から天端におけるすべり 面位置までの水平距離についてはこれまで検討がなされていない.しかし既存斜面の耐震診断等を 考えると, 被災の可能性についての評価だけでなく被災時の崩壊範囲の評価も必要であろう. 一方, 自然斜面に対しては、耐震設計の対象とはなっていないが、2.3.12項で述べた各都道府県の 崖条例による建築禁止距離に関する規定が存在する(平出ら, 2006). 凸型形状を有する斜面では既往 の地震において斜面崩壊事例が多いという沖村らによる報告(沖村ら、1995)を勘案すれば、地震時に おける斜面のすべり破壊がどの程度の範囲にまで進行する可能性があるのかを推定し,必要な対策 を施すことは盛土のみならず自然斜面においても非常に重要である.

そこで本章では、2001年芸予地震により崩壊した宅地を対象として、図-5.1.1に示すように法肩 から天端におけるすべり面の位置までの水平距離に着目した検討を行った.またパラメトリックス タディによる解析結果と現行の崖条例による規定を比較検討することで、崖条例による崩壊範囲の 評価法の問題点を明らかにし、その問題点を踏まえた新たな提案を行った.



5-1

5.2 地震による宅地の崩壊事例

5. 2. 1 2001年芸予地震

2001年に発生した芸予地震(M6.7)により広島県では、数多くの斜面災害が発生した.広島県内の中でも特に急傾斜地に住宅が密集した斜面都市である呉市では、宅地の被害が甚大であった(佐々木ら、2002;加納ら、2002). 図-5.2.1 に K-net の地震観測記録をもとに作成した芸予地震による地表面における加速度分布図(Kano et al., 2004)を、図-5.2.2 に呉市における住家被害率の分布図(Kano et al., 2004)をそれぞれ示す.ここでは、芸予地震により崩壊した宅地を対象として斜面安定評価手法の1つである崖条例を適用し検討を行う.



図-5.2.1 芸予地震による推定加速度分布(Kano et al., 2004)



図-5.2.2 呉市による住家被害率分布(Kano et al., 2004)

5.2.2 宅地の崩壊事例

写真-5.2.1 に本研究において検討対象とした 2001 年芸予地震における呉市内の被災宅地の写真を 示す.この写真は地震発生2日後に撮影されたもので,住家の基礎部分にまで崩壊範囲が及んでい る.図-5.2.3(a)は写真-5.2.1 で示した崩壊した宅地の崩壊前の上面図である.また図-5.2.3(b)には同 図(a)の A-A'断面における断面図を示す.この宅地の斜面は,ほぼすべて石積擁壁によって覆われ ており,斜面高さ Hが 3.8m,法勾配 1:s が 1:0.684(=55.6(deg.))となっている.崩壊前の住家から斜 面法肩までの直線距離は 4.2m であり,広島県の崖条例 (図-2.3.8 におけるタイプ4)における建築禁 止距離 3.86m を上回っているにも関わらず,地震による斜面崩壊の範囲が法肩から約 5.2m のとこ ろまで及んだため,住家の基礎部分が 1m 程度えぐられていた.ここでは、この宅地を例題として 採用し、斜面の崩壊範囲について検討する.

採用した被災事例箇所は、凸型となっており地震時において地形効果の影響が予想される.しか し、このような隅角部の地震応答特性は非常に不明瞭である(Ichii et al., 2002;加納ら, 2003a)ことや 3次元と2次元ではすべり安全率の差異はたかだか 0.2 程度である(たとえば Hovland, 1977)こと勘 案して、ここでは実務上有効で一般的な二次元断面を解析対象とした.また図-5.2.3(b)に示すよう に被災事例箇所の崩壊面は円弧に近い形状を有していることがわかっており、解析においても円弧 すべりを想定することとした.さらにここでは、崩壊範囲が大きいため、石積擁壁が存在すること による影響は比較的小さいと考え、解析においては石積擁壁を考慮していない.ただし、石積擁壁 がない場合には、法先崩壊よりも法肩を含んだ法面上方の部分的崩壊が発生し易いが、ここでは実 崩壊面に習い法尻を通る円弧すべり(法先崩壊)を想定した解析を行った.



写真-5.2.1 検討対象とする宅地の被災状況

5-3



(a) 平面図





5.3 地盤強度の不均質性を考慮した解析手法

5.3.1 解析フロー

検討対象とした宅地周辺では、芸予地震において全ての宅地斜面が崩壊しているわけではなく、 同様の形状を有していても崩壊していない斜面も確認されている.この主要因としては、入力され た地震動の違いや地盤強度の違いの影響などが考えられ、実際の現象を合理的に評価するためには、 確率論的アプローチの採用が必要である.特に土質材料が本質的に不均質性を有していることを考 えると、従来から広く知られており、地盤強度の不均質性を考慮することが必要であると考えられ る.そこで本研究では、図-5.3.1 に示すフローに従い、地盤強度の不均質性を考慮した盛土の動的 解析を行った.まず、上述した 2001 年芸予地震により被災した宅地を対象とした解析モデルおよ び入力地震動を設定する.そして不均質地盤モデルを作成するためのパラメータを設定する.具体 的には、地盤の不均質性の度合を規定する変動係数、不均質パラメータ間の相関関係を規定する相 関係数などである.

次に,モンテカルロシミュレーションを実行して,想定されるすべり安全率 1.0 未満の全てのす べり面の中からすべり安全率が最小となるすべり円 (臨界すべり円) ならびに法肩から天端におけ るすべり面の位置までの水平距離が最大となるすべり円 (最大すべり円) をそれぞれ抽出した.具体 的にはモンテカルロシミュレーションの試行回毎に,強度定数(*c*, *ø*)をばらつかせた不均質地盤のモ デル化,水平震度を考慮した円弧すべり解析を実施することで,臨界すべり円および最大すべり円 の抽出を行った.

モンテカルロシミュレーションの試行回数については、予め試行回数を変化させたキャリブレー ションを行い、試行回数 1000 回付近において法肩から天端におけるすべり面の位置までの水平距 離に対する平均値および標準偏差がともにほぼ一定値となっていることを確認したため、試行回数 を 1000 回と設定した.

ここでは、フェレニウス法を用いた水平震度 k_Hを考慮したすべり解析を実施しており、すべり安全率 F₂の算定式は次式により与えられる(日本道路協会, 1999).

$$F_{s} = \frac{\sum \left\{ c \cdot l + (W \cos \alpha - k_{H} W \sin \alpha) \tan \phi \right\}}{\sum \left\{ W \sin \alpha + (h/r) k_{H} W \right\}}$$
(5-1)

ここに, rはすべり円の半径, cは粘着力, dは内部摩擦角, l は分割片で切られたすべり面の弧長, W は分割片の重量, a は各分割片で切られたすべり面の中点とすべり円の中心を結ぶ直線と鉛直線 のなす角, h は各分割片の重心とすべり円の中心との鉛直距離である.また水平震度 k_Hについては, 土構造物の耐震設計においても, 港湾構造物の被災事例をもとに設定された野田式(野田ら, 1975) が用いられることもあるが, ここでは安全側の評価結果となるよう次式により求めた(土木学会, 2000).

$$k_H = \frac{A_{\text{max}}}{g} \tag{5-2}$$

ここに、Amaxは入力地震動の地表面最大加速度およびgは重力加速度である.

なお、ここでは安全側の評価となるよう最大の崩壊範囲を想定することで、すべり安全率が 1.0 未満のすべり土塊部分は崩壊の継続の影響によりすべて崩壊すると仮定している.この仮定の妥当 性については議論の余地があるが、進行性の崩壊現象の評価は難しく、崩壊範囲を推定する合理的 な手法が確立されていないため今後の検討課題としたい.

最後に,得られた法肩から天端におけるすべり面の位置までの水平距離について統計的処理を施 すことで,解析対象とした芸予地震により被災した宅地における実測値との比較検討を行う.

地盤強度の不均質性を考慮した斜面解析モデルとしては、宅地の造成過程等を考慮して図 ~4.7.1(a)に示した水平互層構造を有する不均質地盤モデル、すなわち水平層モデル(田中ら, 2005;秦 ら, 2007a; Hata *et al.*, 2008)を採用した.粘着力 *c* および内部摩擦角¢の不均質性の分布を正規分布と 仮定し(松尾ら, 1972), さらに粘着力 *c* と内部摩擦角¢の間の相関関係を考慮し、4.7.2項で紹介した 2次元正規分布を採用した.



5.3.2 入力パラメータの設定

2001 年芸予地震で被災した広島県呉市内の宅地造成斜面に対して設定したパラメータの一覧を 表-5.3.1 に示す. 呉市は,平地が狭く,三方向を取り囲んだ 400~700m 級の山塊から平地に向けて 尾根がせり出した地形をしている. また,明治初期に海軍鎮守府が置かれてから戦後まで,軍港都 市として急激に発展したという歴史をもち,この発展に伴う,人口の急増によって,住宅需要が高 まっていった経緯がある. このように呉特有の地形・歴史の二つの要因から山裾に石積み擁壁を築 いて土地造成が行われ,急傾斜地に住宅が密集した斜面都市となっている. また,上述したように 戦後まで軍隊によって支配されてきた歴史的経緯により,戦後以前の宅地造成に伴う地形改変に関 する資料(地形図など)は現存していない.したがって被災事例箇所が盛土または切土であったのか は不明である(Kano *et al.*, 2004a;加納ら,2003)ため,ここでは安全側の評価結果が得られるように, 盛土であったと想定する. 表-5.3.1 に設定したパラメータを示す.ここで,単位体積重量,粘着力 *c*,内部摩擦角,解析対象とした被災した宅地造成盛土の近傍の土質材料による土質試験(三軸 CD 試験)結果に基づき設定した.試験に用いた供試体は不撹乱試料であり,拘束圧を変化させた3 ケースの実験を行っている.図-5.3.2 は採取した土質材料の応力-ひずみ関係であり,いずれの拘束 圧においても明確なビーク強度を示さない土質材料である.



表-5.3.1 入力パラメータの設定結果(宅地造成盛土)

図-5.3.2 採取した土質材料の応力-ひずみ関係

不均質地盤モデルの要素高さ ΔH , すなわち設定した各土層の層厚については, Vanmarckeの方法 (Vanmarcke, 1977)を用いて設定した. 具体的には, 図-5.3.3 に示す当該地点近傍で行われた簡易動的 コーン貫入試験結果から換算式により求めた N 値分布を対象に自己相関関数を仮定する. そして図 -5.3.4 に示すように確率場を移動平均することによって, その標準偏差を低減させていったものが 仮定した自己相関関数と整合するように要素高さ ΔH を定める. ここでは要素高さ ΔH は 0.4m とな った. 粘着力 c の変動係数 V_eについては日本建築学会(2002)を参考に V_e=0.3 を採用した. また内部 摩擦角 ϕ の変動係数 V_eについては既往の研究成果(日本建築学会, 2002; 地盤工学会, 2004; 本城, 2000)を参考に V_e=0.1 とした.





5.4 検討結果

5.4.1 入力地震動

入力地震動については、検討対象とする被災宅地の最近傍にあたり、かつ地震観測点の地盤条件 が似ている焼山(広島県管理)の NS および EW 成分の水平方向の地震加速度記録を解析断面方向で ある N35°E 方向に座標変換を施したものを用いた. Kano ら(2004)は、焼山の地震観測記録を入力 地震動として本検討対象である宅地を含む尾根の地震応答解析を実施し、図-5.4.1 に示すように地 形効果の影響により入力に対して尾根頂部では加速度が2倍程度増幅された可能性が高く、尾根頂 部において被害が多かった一要因であることを報告している. 図-5.4.1 の加速度応答倍率の深度分 布図によると本検討対象とする宅地の位置では加速度が約2倍に増幅されている. しかし、地震観 測点(呉市焼山)と被災事例箇所は同じ様な地盤条件(ともに岩盤上)にあるため、増幅はないものと考 えることもできる. この判断は難しいが本研究では、安全側の評価結果が得られるように(水平距離 が大きく算定されるように)地形効果による増幅の可能性をそれぞれ考慮して、既往の知見(Kano *et al.*, 2004;加納ら, 2003b)を参考に図-5.4.2 に示すように加速度を2倍に増幅させた波形を入力地震 動として採用した. つまり、ここで与えた最大加速度 527gal は、実際に生じた可能性のある地震動 のレベルとしては、ほぼ上限値であるものと考えられる.



図-5.4.1 斜面高さと法肩からすべり面までの距離の関係(Kano et al., 2004;加納ら, 2003)



5.4 検討結果

5.4.2 解析結果

図-5.4.3 に解析結果, すなわちモンテカルロシミュレーションの試行毎の臨界すべり円ならびに 法肩から天端におけるすべり面位置までの水平距離が最大となるすべり円をすべて出力したもの を示す. すなわち法肩から天端におけるすべり面位置までの水平距離が最大となるすべり円は, 安 全率が 1.0 となるときのすべり円とほぼ等しくなる. ただし, 実事例に合わせて法先を通ずるすべ り円を仮定している. 同図においてすべり円がモンテカルロシミュレーションの試行回数と同回の 1000 個出力されていないのは, すべり面形状がほぼ一致する試行回が存在するために, すべり円が 重なって出力されているためである. ここでは, 法肩から天端におけるすべり面位置までの水平距 離に関する平均値, 平均値+標準偏差および 90%非超過確率の3つの指標に着目して考察を行う. なお, 最大値についてはモンテカルロシミュレーションの試行回数に依存するため, 実測値との比 較検討対象から除外した.

同図(a)は臨界すべり円と芸予地震により被災した宅地の実測値を比較したものである. 地盤強度 の不均質性の影響により臨界すべり円はばらついている. 法肩から天端における臨界すべり面位置 までの水平距離に着目すると, 平均値が 2.14m, 平均値+標準偏差が 2.66m, 90%非超過確率が 3.32m となっており, 法肩から住家までの距離である 4.2m ならびに建築禁止距離である 3.86m に達して いない. さらに, 実際に斜面崩壊が発生した距離である 5.2m には遠く及ばないことから, 臨界す べり円のみの定義では, 実現象を説明することができない. そこで斜面崩壊初期においては, すべ り安全率が最小となる臨界すべり面において破壊が発生するものの, その後崩壊の継続の影響によ り建築敷地のさらに奥まで斜面崩壊が進行した可能性を考える. ただし, 実際にはどこまで崩壊す るかの評価は難しいため, ここでは一度滑ったところの土塊を除いた再計算などの特殊な解析は行 わず, 同すべり解析において単純に法肩から最大すべり円の位置まで崩壊すると仮定して検討した.

同図(b)は安全率が 1.0 未満の範囲で法肩から天端におけるすべり面位置までの水平距離が最大と なるすべり円(以下,最大すべり円とよぶ),と芸予地震により被災した宅地の実測値を比較したも のである.この図においても地盤強度の不均質性の影響によりすべり円はばらついている.法肩か ら天端におけるすべり面位置までの水平距離に着目すると,平均値が 3.44m,平均値+標準偏差が 4.62m,90%非超過確率が 5.12m となっており,法肩から住家までの距離である 4.2m ならびに建築 禁止距離である 3.86m に対して,平均値は若干下回っているものの,平均値+標準偏差および 90% 非超過確率については上回っていることが読み取れる.さらに,実際に斜面崩壊が発生した距離 (5.2m)と90%非超過確率(5.12m)がほぼ一致していることもわかる.つまり,最大すべり円に達する まですべり破壊が継続すると仮定し,地盤強度の不均質性の影響を考慮すれば,同様の地盤構成の 10 箇所に 1 箇所は本解析の対象とした事例のような広範囲の斜面崩壊が発生することになり,今回 の事例を現実的なものとして評価できると考えられる.



(a) 臨界すべり円の分布



(b) 最大すべり円の分布 図-5.4.3 すべり円の分布と実測値との比較

5.5 斜面の崩壊に関する規制範囲の検討

5.5.1 パラメトリックスタディ

本項では、表-5.3.1 で示した解析と同じ入カパラメータを採用し、斜面高さならびに法勾配をそ れぞれ変化させたパラメトリックスタディを実施した.具体的には、上述したように現在の崖条例 の規定基準では、斜面高さが2mまたは3m以上、水平面に対する法面角度のが30度(1:s=1:1.732)以 上の急勾配を対象としているものが多数を占めているため、本解析では、法勾配が1:0.5,1:1.0,1:1.5 の3ケースを設定し、斜面高さを3mから15mまで1m刻みで変化させた解析を行った.なお、高 盛土になると盛土内の地震加速度分布が一様でなくなることが予想される.しかしながら基準とし ている被災事例箇所の斜面高さが3.8mとそれほど高盛土ではないことや、これまでに提案された 様々な斜面の地震応答解析手法の解析結果に対する不確定性は大きいこと、仮に盛土の震動性状を 考慮した場合には、水平距離算定結果に対する解釈が複雑化してしまうことなどを勘案して、ここ では盛土内の地震加速度分布は一様と仮定し、盛土の震動性状については考慮していない.

図-5.5.1 は斜面高さに対する法肩から天端における臨界すべり面位置までの水平距離の関係をそれぞれ設定した法勾配について示したものである.一方で、図-5.5.2 には上述した最大すべり円に着目した場合の、斜面高さと法肩から天端におけるすべり面位置までの水平距離の関係を各法勾配について示す.なお、両図中には、地盤強度の不均質性を考慮しない確定論的解析結果、すなわち強度定数(c, のの変動係数を0.0 とした結果についても同時に示している.更に、本研究において比較検討対象とした崖条例タイプ 1 (図-2.3.8 参照)による (法尻が始点となっている) 建築禁止距離を法肩からの距離に換算した結果についても同時に示している.タイプ1を比較検討対象とした理由としては、上述したように現在採用している都道府県が最も多いことや最も安全側の評価が得られることを考慮したためである.

図-5.5.1 および図-5.5.2 より両図を比較すると、両図ともに斜面高さの増加に伴い、解析結果による法肩からすべり面までの距離が緩やかに増加、もしくはほぼフラットになっており、法面が急勾配になるほど増加の傾きが大きくなる.崖条例タイプ1 では、解析結果に比べ増加の傾きがかなり大きくなっており、このことは崩壊範囲を過大に評価していることを意味している.



(a) 1: s = 1: 0.5 (63.4(deg.))

(a) 1: s = 1: 0.5 (63.4(deg.))



(b) 1: s = 1: 1.0 (45.0(deg.))

(b) 1: s = 1: 1.0 (45.0(deg.))







5.5 斜面の崩壊に関する規制範囲の検討

5.5.2 現行の建築禁止距離の設定の課題

図-5.5.3 および図-5.5.4 は, 確定論的な解析結果およびモンテカルロシミュレーションの結果を崖 条例タイプ1による法肩からの水平距離でそれぞれ除したもので,縦軸に示す比率が1.0 より大き ければ,タイプ1による建築禁止距離を上回っていることになる.両図において図-5.5.3 が図-5.5.1 に,図-5.5.2 が図-5.5.3 にそれぞれ対応している.なお,このときの強度定数(*c*, Øの条件は表-5.3.1 で示したとおりであり,すべり安全率は1.0 未満でかつ限りなく1.0 に近い値(0.999)であることを付 記しておく.

図-5.5.3 に示す臨界すべり円を対象とした場合では,確定論的解析結果とモンテカクロシミュレ ーションにおける平均値は共に,全検討ケースを通して崖条例の値を下回っていることがわかる. また平均値+標準偏差および 90%非超過確率についても同図(c)の法勾配 1:1.5 のときの斜面高さが 3m, 4m, 5m のケースで崖条例タイプ1による基準を上回っているものの,その程度は比較的小さな ものとなっている.よって,斜面法勾配が緩くなるほど常時のすべり安全率が高くなることも勘案 すれば,臨界すべり円を対象とした評価を行った場合,崖条例による規定をほぼ満足する結果が得 られている.つまり,現在の崖条例は,おそらく確定論的な解析結果により得られる臨界すべり面 に対応していると解釈できる.

これに対して図-5.5.4 より法肩から天端におけるすべり面の位置までの水平距離が最大となるす べり円を対象とした場合,同図(a)より法勾配 1:0.5 のケースでは確定論的解析結果およびモンテカ クロシミュレーションの結果ともに崖条例タイプ2による基準を下回っているものの,法面勾配が 緩勾配になるに従い,斜面高さが比較的低いケースでは,比率が 1.0 を上回る傾向にあり,特に同 図(c)より法勾配 1:1.5 のケースでは,その傾向が顕著に表れている.

これは、法肩から天端におけるすべり安全率が 1.0 未満でかつ限りなく 1.0 に近い値をもつすべ り面の位置までの水平距離は、図-5.5.1 に示すとおり斜面高さならびに法面勾配が及ぼす影響が比 較的小さいにも関わらず、崖条例タイプ 1 では、斜面高さが低いほど、そして緩勾配になるほど、 法尻からの距離により規定されている建築禁止距離を法肩からの距離に換算した場合、急激にその 距離が短くなってしまうためである.すなわち、これは比較検討対象としたタイプ 1 を含む各都道 府県が採用している現行の崖条例のほとんどは、崖の角度*θ*が 30 度を超える場合という前提条件は あるものの、法勾配の影響がほとんど考慮されていないことに起因するものである.

上記の考察をもとに現在の崖条例に示されるような崩壊範囲の規定法に関する問題点を整理す ると以下のようになる.建築禁止距離が法尻からの距離により規定されているため,緩勾配でかつ 斜面高さが低い場合には崩壊範囲を過小評価している可能性が高い.反対に斜面高さが法肩からの 水平距離に及ぼす影響は比較的小さいため,斜面高さが高い場合には過大に評価している可能性が 高い.このような過大評価や過小評価の原因としては,現行の崖条例による崩壊範囲に関する規定 において,急勾配で斜面高さが高いほど崩壊しやすいという崩壊が生じる確率の評価(危険性の評 価)と崩壊が生じた際に被害が及ぶ範囲の評価(被害程度の評価)という2つの問題が同時に考慮さ れているためであると考えられる.

5-14



(a) 1: s = 1: 0.5 (63.4(deg.))

(a) 1: s = 1: 0.5 (63.4(deg.))



(b) 1: s = 1: 1.0 (45.0(deg.))

(b) 1: s = 1: 1.0 (45.0(deg.))



(c) 1: s = 1: 1.5 (33.7(deg.))



(c) 1:s=1:1.5 (33.7(deg.))図-5.5.4 斜面高さと崖条例に対する法肩から

の距離の比率の関係【最大すべり円】

5.5.3 規制すべき範囲の設定に関する提案

表-5.5.1 は法肩から天端におけるすべり面位置までの水平距離が最大となるすべり円を対象とした場合の、90%非超過確率に対応する斜面高さと法肩から天端におけるすべり面位置までの水平距離をまとめたものである.ここでモンテカルロシミュレーションでは、表-5.3.1 に示した地盤の強度定数(*c*, *ø*を中央値としてパラメトリックに変化させている.この図によれば、粘着力*c*が増加するほど、限界深さが大きくなるため、法肩から天端におけるすべり面位置までの水平距離も大きくなっている.

また内部摩擦角¢が減少するほど、水平距離が大きくなっている. なお、これらの傾向は法勾配 には依存していない. 一方で、地盤の強度定数(c, ø)に関わらず、法勾配が急になるほど、ある斜面 高さにおけるすべり面位置までの法肩からの水平距離が大きくなる傾向にあることが読み取れる. 一般的に法勾配が急であるほど常時安全率が低いため、地震時において斜面崩壊に至る可能性が高 いことを勘案すれば、この傾向は現在の崖条例の問題点を更に浮き彫りにするもので、建築禁止距 離に関する規制に斜面法勾配の影響を考慮する必要性を示唆している.

同表では、図-5.4.2 で示した入力地震動の最大加速度値(527gal)をパラメトリックに変化させている.具体的には、最大加速度 264gal(0.5 倍相当)および最大加速度 791gal(1.5 倍相当)にそれぞれ振幅 調整を行っている.これらの図をそれぞれ比較すると、入力地震動の最大加速度が増加すると 90% 非超過確率に対応する法肩から天端におけるすべり面位置までの水平距離は増加する傾向にあり、 この傾向は斜面高さ、法面勾配、強度定数(*c*, *ø*)にあまり依存していない.

これらの同表中の図には,解析結果を包絡するかたちで設定した崖条例の建築禁止距離に関する 規制に対する新たな提案式についても示しており,次のように簡便な一次関数の式で表わされる.

$$L' = \frac{2}{3}H(s+1) + \left(\frac{13}{2} \cdot \frac{A_{\max}}{g} + s + \frac{1}{2}\right)$$
(5-3)

ここに、L'は斜面法勾配の影響を考慮した法尻を始点とする建築禁止に関する提案距離、A_{max} は 入力地震動の最大加速度(gal)および g は重力加速度(gal)である.入力地震動の最大加速度 A_{max} につ いては、当該地点の地震危険度等に基づき適切に設定する必要がある.また提案式の適用範囲につ いては、本研究において検討対象となっている斜面高さ H=3m 以上および法勾配 1:s=1:1.5 以急のケ ースが対象となる.なお、提案式中において、強度定数(c, のが関数として組み込まれていないが、 これはパラメトリックスタディに実施した強度定数(c, の)の範囲が比較的大きく、一般的な砂質土地 盤の強度定数(c, のはほとんどこの範囲の中に含まれると考えられることと、本提案式が今回のパラ メトリックスタディの結果を全て満足できるようになっているためである.なお、一般的に宅地な どでは強度定数(c, のが既知であることは稀であるが、仮に強度定数(c, のが得られている場合には、 提案式による建築禁止距離から更に建築禁止距離を低減することが可能であると考えられる.



5.5 斜面の崩壊に関する規制範囲の検討 表-5.5.2 は本研究での建築禁止距離の提案式である(5-3)式に対して,図-2.3.8 に示した崖条例のタ イプ1および4をそれぞれ比較したものである.近年,国内で発生した地震では,断層近傍におい て1Gを超えるような非常に加速度が観測されていることや,盛土など土構造物の耐震設計に用い る地表面最大加速度値はレベル1で200~300gal,レベル2で600~800gal程度がそれぞれ目安とな る(土木学会,2000)ことを勘案して,同表では200,500,800galと3つの最大加速度値のケースを設定 した.この表によれば,提案式に対して想定する地震の最大加速度が大きいほど,斜面高さが低い ほど,そして法勾配が緩いほど,現在の崖条例では建築禁止距離を過小評価していることが読み取 れる.

たとえば本研究において例題とした宅地は、広島県の崖条例(タイプ4)が適用される.表-5.5.2 に示すように、想定する地震の最大加速度および法面勾配に関わらず斜面高さを 3m とした場合に は、広島県の崖条例(タイプ4)では、提案式に対して建築禁止距離を全て過小評価する結果となっ ている.広島県は平野部が乏しいため宅地開発が山麓平坦部から緩斜面、山間丘陵などにも及んで おり、急傾斜地崩壊危険箇所を含む土砂災害危険区域の指定箇所が日本国内で最も多い(広島県、 2003).ことや、近年地震が頻発していることを勘案すれば、現在の崖条例による建築禁止距離の規 定に対する見直しを広島県においても検討する必要があると考えられる.

最大	斜面	法面	法尻からの建築禁止距離(m)		
加速度 (gal)	高さ (m)	勾配 1:s	提案式	タイプ1	タイプ4 (広島県)
	3.0	1:0.5	5.3	6.0	5.1
		1:1.0	6.8	6.0	5.1
		1:1.5	8.3	6.0	5.1
		1:0.5	11.3	18.0	15.3
200	9.0	1:1.0	14.8	18.0	15.3
		1:1.5	18.3	18.0	15.3
	15.0	1:0.5	17.3	30.0	25.5
		1:1.0	22.8	30.0	25.5
		1:1.5	28.3	30.0	25.5
	3.0	1:0.5	7.3	6.0	5.1
		1:1.0	8.8	6.0	5.1
		1:1.5	10.3	6.0	5.1
	9.0	1:0.5	13.3	18.0	15.3
500		1:1.0	16.8	18.0	15.3
		1:1.5	20.3	18.0	15.3
	15.0	1:0.5	19.3	30.0	25.5
		1:1.0	24.8	30.0	25.5
		1:1.5	30.3	30.0	25.5
	3.0	1:0.5	9.2	6.0	5.1
		1:1.0	10.7	6.0	5.1
		1:1.5	12.2	6.0	5.1
	9.0	1:0.5	15.2	18.0	15.3
800		1:1.0	18.7	18.0	15.3
		1:1.5	22.2	18.0	15.3
	15.0	1:0.5	21.2	30.0	25.5
		1:1.0	26.7	30.0	25.5
		1:1.5	32.2	30.0	25.5

表-5.5.2 提案式に対する現在の崖条例の比較

_____:提案式に対して過小評価

5.6 結言

本章では,前章で設定した地盤強度の不均質性を考慮した水平層モデルの使用に加え,円弧すべ りを想定した斜面安定計算結果を応用することによって,地震時における盛土の崩壊範囲に関する 評価手法を提案した.評価手法の流れは以下に示すとおりである.

- (1) 解析モデルおよび入力地震動を設定する.そして不均質地盤モデルを作成するために必要 な変動係数や相関係数などのパラメータを設定する.
- (2) モンテカルロシミュレーションを実行して,想定されるすべり安全率1.0未満の全てのすべり面の中からすべり安全率が最小となるすべり円(臨界すべり円)ならびに法肩から天端におけるすべり面の位置までの水平距離が最大となるすべり円(最大すべり円)をそれぞれ抽出する.
- (3) 得られた法肩から天端におけるすべり面の位置までの水平距離について統計的処理を施す ことで、当該斜面の崩壊範囲の推定を行う.

さらに本章では、2001年芸予地震により崩壊した宅地を対象として、法肩から天端におけるすべ り面の位置までの水平距離に着目した検討を行い、提案手法の適用性について考察を行った.具体 的には、地盤強度の不均質性を考慮した再現解析ならびにパラメトリックスタディを実施し、解析 結果に基づいて現在の崖条例による建築禁止距離の妥当性について検討を行った.得られた知見を 以下に示す(秦ら,2007b; 2007c).

- (4) 芸予地震により崩壊した宅地の斜面崩壊を対象とした場合,臨界すべり円のみの定義では, 実現象を再現することができない.しかし,すべり安全率が1.0を超えない最大のすべり円 ならびに地盤強度の不均質性の影響を考慮することによって,実現象を説明することがで きた.
- (5) 現行の崖条例のような崩壊範囲の規定法では、建築禁止距離が法尻からの距離により規定 されているにも関わらず斜面法勾配の影響がほとんど考慮されていないため、緩勾配でか つ斜面高さが低い場合には建築禁止距離を過小評価している可能性が高い.また、反対に 斜面高さが法肩からの水平距離に及ぼす影響は比較的小さいため、斜面高さが高い場合に は建築禁止距離を過大に評価している可能性が高い.
- (6) 砂質土地盤を対象として,斜面高さ,法面勾配,想定する地震の最大加速度を考慮した建築禁止距離を合理的にかつ簡便に設定する式を提案した.
- (7) 現在の広島県の崖条例は、建築禁止距離を過小評価する傾向にある.広島県は、急傾斜地 崩壊危険箇所が日本国内で最も多く、近年地震が頻発していることを勘案すれば、崖条例 の見直しを検討する必要があると考えられる.

【第5章の参考文献一覧】

- (01) 土木学会(2000): 土木構造物に関する第3次提言と解説,第8章, 土木構造物の耐震設計法に関する特別 委員会, pp.29-34.
- (02) 秦吉弥, 一井康二, 土田孝, 山下典彦(2007a): 現場データを用いた盛土の耐震信頼性設計へのアプローチ,
 構造物の安全性・信頼性 JCOSSAR2007 論文集, Vol.6, pp.333-338.
- (03) 秦吉弥,一井康二,土田孝(2007b):地震時における斜面の崩壊範囲に関する一考察,土木学会論文集 C, Vol.63, No.3, pp.677-690.
- (04) 秦吉弥,一井康二,土田孝,加納誠二(2007c):現場データを用いた地震時における斜面の崩壊範囲に関す る検討,第42回地盤工学研究発表会講演論文集(CD-ROM), No.917, pp.1827-1828.
- (05) Hata, Y., Ichii, K., Tsuchida, T., Kano, S. and Yamashita, N. (2008): A practical method for identifying parameters on the seismic design of embankments, *Georisk*, Vol.2, No.1, pp.28-40.
- (06) 平出務,田村昌仁(2006):建築物の敷地に関する技術基準類の現状 その2 がけ条例,第 41 回地盤工学 研究発表会平成 18 年度発表講演集(CD-ROM), No.5, pp.9-10.
- (07) 広島県(2003):広島県土砂災害マップ,広島県土木部土木整備局砂防室.
- (08) 本城勇介(2000):包括基礎構造物設計コード「地盤コード 21 ver.1」の提案, 土と基礎(地盤工学会誌), Vol.48, No.9, Ser.No.512, pp.17-20.
- (09) Hovland H.J. (1977): Three Dimensional Slope Stability Analysis Method, Jour. of the Geotechnical Engineering, ASCE, GT 9 pp.971-986.
- (10) Ichii, K., Iai, S., Sato, Y. and Liu, H (2002): Seismic Performance Evaluation Charts for Gravity Type Quay Walls, *Jour. of Structure Mechanics and Earthquake Engineering*, JSCE, No.703/I-59, pp.1-11.
- (11) 地盤工学会(2004):性能設計概念に基づいた基礎構造物等に関する設計原則(案),基礎設計基準化委員会報告書,付録D, pp.24-39.
- (12)加納誠二,佐々木康,森脇武夫,木村紋子,西本大介(2002):平成13年芸予地震時の尾根部での地盤応
 答と石積み擁壁の被害の関係,土木学会第57回年次学術講演会講演概要集(CD-ROM), III-568, pp.1135-1136.
- (13) 加納誠二,佐々木康,秦吉弥,榎野光(2003a):堤防湾曲部の地震時応答に関する実験的検討,土木学会地 震工学論文集(CD-ROM), Vo.27, No.249.
- (14) 加納誠二,佐々木康,木村紋子,阿地崇弘,秦吉弥(2003b):2001 年芸予地震時の尾根部の応答特性に関 する検討,土と基礎(地盤工学会誌), Vol.51, No.11, Ser.No.550, pp.26-28.
- (15) Kano, S., Sasaki, Y. and Hata, Y. (2004): Seismic Response of Ridge during the Geiyo Earthquake in 2001, *Proc. of the 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.1, pp.901-908.
- (16) 松尾稔,黒田勝彦(1972):不飽和土の土質諸係数と破壊確率に関する一考察,土木学会論文報告集,第208
 号, pp.65-75.
- (17) Newmark, N. M. (1965): Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, Fifth Rankin Lecture, *Geotechnique*, Vol.15 No.2, pp.139-160.
- (18)野田節男,上部達生,千葉忠樹(1975):重力式岸壁の震度と地盤加速度,港湾技術研究所報告, Vol.4, No.4, pp.67-111.

- (19) 沖村孝,鳥居宣之,伊井政司(1995):兵庫県南部地震による山腹斜面崩壊の実態,土地造成工学研究施設 報告, No.13, pp.147-167.
- (20) 佐々木康(1984): 土構造物の耐震設計・その2, 土木技術資料, Vol.26, No.2, pp. 33-40.
- (21) 佐々木康,森脇武夫,加納誠二,西本大介,木村紋子(2002): 芸予地震による石積み擁壁の被害分布,土 木学会区中国支部研究発表会発表概要集, Vol.54, pp.303-304.
- (22) 田中博文,山下典彦(2005):地盤強度の不均質性が盛土の耐震安定指標に与える影響,土木学会地震工学 論文集(CD-ROM), Vol.28, No.50.
- (23) 鵜飼恵三,井田寿朗,若井明彦(1998):大地震における斜面の弾塑性挙動の解析,土構造物の耐震設計に 用いるレベル2地震動を考えるシンポジウム論文集, pp.95-100.
- (24) 日本道路協会(1999): 道路土工のり面工・斜面安定工指針, 470p..
- (25) 日本地震工学会(2005):性能規定型耐震設計法-性能目標と限界状態はいかにあるべきか-,平成 16 年 度報告書,性能規定型耐震設計法に関する研究委員会,pp.101-108.
- (26) 日本建築学会(2002):建築物の限界状態設計指針.
- (27) Vanmarcke, E. H. (1977): Probabilistic Modeling of Soil Profiles, Proc. of ASCE, Vol.103, GT11, pp.1227-1246.
第6章

盛土構造物の耐震診断手法の構築と適用

6.1 概要

1995年兵庫県南部地震以降,道路および鉄道などの線状構造物では、1ヶ所の崩壊がシステム全体の機能不全につながるため、個々の斜面においても従来の設計レベルを超える耐震性を確保する必要があることが指摘された(地盤工学会,2000).例えば、近年発生した2004年新潟県中越地震では関越自動車道,2007年能登半島地震では能登有料道路の一部で崩壊が発生し機能不全に陥った(地盤工学会,2007a;2007b).しかし、レベル2地震動に対して従来の震度法などによる安定計算を行った場合に、安定性を確保(安全率1以上)することは非常に難しい.したがって、安全率によらず直接、斜面の変形・変位量を照査する設計法あるいは安全率照査法であっても暗に変形量を考慮した設計法が求められている(地盤工学会,2007c;鉄道総合技術研究所,1999;2007).既存斜面の耐震性の確保に関しては、全線にわたり詳細な耐震診断を行うことは現実的ではない.このため、いかにして相対的に耐震性の低い箇所を選別し、効率的に補強を施していくことができるかという視点での検討が必要となる(谷,2006;地盤工学会,2007d).具体的にいえば、基礎地盤や斜面の不均質性などを勘案すると、非常に多数のあるいは延長距離の長い線状構造物の変形量や破壊の予測を詳細な方法により、全て正確に行うことは容易ではない.したがって少なくとも相対的な弱点箇所を見つけ出せる程度でよいので簡易でかつ実用的な診断法が存在することが重要であると考えられる(土木学会,2000;常田ら,2005;林,2008).

そこで本章では,前章までの検討結果を取り纏め,盛土の耐震性評価を早く,かつ安価に実施す るための耐震診断手法の構築を行った.さらに構築した耐震診断手法を国内に実在する高速道路盛 土に試験的に適用した事例を紹介する.

6.2 耐震診断手法の構築

6.2.1 はじめに

ここでは、高速道路盛土を例に提案手法を説明する.図-6.2.1 に実務的な検討フローを示す.高 速道路盛土の耐震診断の困難性は、延長が長大であり、そのことに起因して地盤条件や地震動条件 が場所毎に異なる点などである.本耐震手法では、検討対象区間を一定の長さや断面形状に応じて 区切り、それぞれの部分における地盤条件を設定し、与えられた地震動下の安定性等について検討 を行う.提案手法の基本的なアイデアは、実用的な手法である震度法による斜面安定計算や Newmark 法(Newmark, 1965)による滑動変形量計算などを組み合わせて耐震診断を行うものである. ただしこれらの計算においては、現行の耐震設計指針(第2章参照)において十分に考慮されていな い斜面崩壊範囲の影響(第4章参照)、地盤強度の不均質性の影響(第3・5章参照)、盛土の地震応答 の影響(第3・5章参照)などを適宜考慮することができるように、第2~5章において得られた知見を 反映させた.



図-6.2.1 検討フロー

図-6.2.2 に構築した耐震診断手法の概略フローを示す. この図に示すように提案する本耐震診断 手法は、地盤のモデル化(Step 1)、斜面崩壊の可能性に関する照査(Step 2)、斜面の崩壊範囲に関する 照査(Step 3), 滑動変形量に関する照査(Step 4)の4つのステップから成っている. なお入力地震動の 設定に関しては本提案では議論せず,適切な地震動が設定されているものと仮定する.まず,地盤 のモデル化では、検討対象地点におけるボーリングデータを用いて、斜面解析モデルの作成を行う、 ここで,斜面の安定性の評価においては地盤強度の不均質性を評価することが重要であり,水平互 層構造において各層の地盤強度のバラツキを考えることとした.次に、震度法による斜面安定評価 を行い,すべり安全率が 1.0 を下回る場合には斜面崩壊の可能性があると判断し,崩壊範囲および 崩壊程度の評価による対策順位付けを検討する.斜面崩壊範囲の推定には、第5章で述べた地盤強 度の不均質性を考慮した最大すべり円による方法を用いる(秦ら、2007a). 推定した崩壊範囲が許容 範囲内に収まる場合には、ライフラインとしての機能は十分に確保されると判断して耐震診断を終 了する. 変形の程度の評価には, 地震応答考慮型 Newmark 法を用いて滑動変形量の算定を行う. ここで,滑動変形量の算定にあたっては,第4章で述べた①盛土の地震応答特性の影響(秦ら, 2006a: Hata et al., 2007b: 秦ら, 2007c), ②鉛直地震動の影響(秦ら, 2005a: 2006b; Hata et al., 2006c; 秦ら, 2008b; 2008d), ③傾斜基盤の影響(秦ら, 2007d; 2007e; 2007f), ④地盤強度の不均質性の影響(秦 ら、2005b; 2007g; Hata et al, 2008a; 2008c)に加えて、必要に応じて線状構造物に対する3次元応答の 影響(秦ら, 2003; Kano et al., 2007)を適宜考慮する.



図-6.2.2 耐震診断手法の概略フロー(秦ら, 2007i)

6.2.2 地盤のモデル化

図-6.2.3 は地盤のモデル化に関する手法のフローである. 斜面形状に関しては, 一般的な斜面高, 法勾配, 天端幅などに加えて, 必要に応じて基盤の傾斜勾配についても考慮する. 地盤強度(粘着力 *c* および内部摩擦角のの不均質性は, 基本的にはその影響を考慮するべきである. ただし, 極めて 稀なケースではあるが, 検討対象地点において数多くの土質試験結果が存在し, その結果により地 盤強度の不均質度合が非常に小さいことが確認されている場合に限りその影響を考慮しなくても よいであろう. 検討対象断面における地盤強度データが存在する場合(Hata *et al.*, 2008c)には当該デ ータから, 存在しない場合には検討対象地点もしくはその近傍の地点における原位置試験結果や既 往の研究資料を参考に, 地盤強度の不均質性の推定を行う(秦ら, 2005b). 水平互層構造を有する斜 面解析モデルの各層の厚さ(要素高さ*ΔH*)については, 検討対象地点もしくはその近傍の地点におけ る動的コーン貫入試験やボーリングなどの原位置試験の深度分布に関する情報を用いて設定する. もし,検討対象地点の地盤強度の深度分布情報が既知でない場合には, N 値などの情報が一般に 1m 間隔で存在していることから, 要素高さ*ΔH* を 1m として斜面解析モデルの設定を行う.



図-6.2.3 地盤のモデル化に関するフロー(秦ら, 2007i)

■ 地盤のモデル化に関するフローの使用マニュアル(補足説明)

口 斜面形状

斜面形状データの入力に関しては、斜面形状を構成する斜面高さ、法勾配、天端幅などの入力である.なお、 検討対象斜面が傾斜基盤上に築造されている場合には、傾斜基盤勾配についても考慮することとする.

□ 地盤強度

検討対象斜面における地盤強度データ(特に粘着力 c,内部摩擦角のが存在する場合,当データを採用するこ ととする.ただし対象斜面の地盤強度データが存在するのはごく稀であると考えられるため,存在しない場合 には、当該地点の近傍の現場の土質試験結果、ボーリング結果から地盤強度の推定を行うものとする.さらに 当該地点ならびにその周辺において調査がまったく行われていない場合には、既往の文献資料等を参考に地盤 強度の推定を行うものとする.地盤強度の不均質性を考慮しない場合、地震時における変形を過小評価してし まう可能性があるため、可能な限り地盤強度の不均質性を考慮するものとする.

地盤強度の不均質性を考慮するか否かに関しては、当該地点における数多くの土質試験結果が存在し、かつ 地盤強度の不均質度合が非常に小さい場合のみ考慮しないものとする. なお、地盤強度の不均質性を考慮しな い場合には、斜面解析モデルの設定に関してはここで終了となる. それ以外の場合には、基本的に地盤強度の 不均質性を考慮するものとする. 地盤強度の不均質性を考慮するパラメータとして様々なものが考えられるが、 ここでは、強震時における斜面安定性に比較的大きな影響を及ぼすことが報告されているせん断強度(粘着力 *c* および内部摩擦角のを採用する.

対象斜面における数多くの土質試験結果が数多く存在する場合には、その土質試験結果に基づいて不均質パ ラメータ(具体的には変動係数や相関係数など)を推定する.一方で、土質試験結果の数が不十分である場合に は文献資料等を参考に不均質パラメータを設定するものとする.このときの目安として既往の文献資料によれ ば、粘着力 c に関する変動係数が 0.3 程度、内部摩擦角がに関する変動係数が 0.1 程度、粘着力 c と内部摩擦角 がの相関係数として-0.5 程度の値をそれぞれ採用すればよいと考えられる.

田 要素高さ

検討対象地点においてボーリングが行われており、地盤の深度分布に関する情報が既知である場合には、その情報を用いて Vanmarcke の方法により要素高さ*ΔH*を決定し、水平層モデルによる斜面解析モデルの作成を 行う.水平方向に不均質性を考慮しても、Newmark 法による滑動変位量の算定結果に及ぼす影響は小さいこと から、このモデルは水平方向には地盤強度が均質なモデルとなっている.なお、当該地点の深度分布情報が既 知でない場合には、要素高さ*ΔH*を 1m として水平互層地盤による斜面解析モデルの作成を行う.

6.2.3 震度法による斜面安定評価と崩壊範囲の評価

図-6.2.4 は地震時における斜面崩壊の発生の有無ならびに崩壊範囲の照査に関するフローである. 許容崩壞範囲は、一般に地震後において要求される機能を考慮して設定する.水平震度を検討対象 地点における想定入力地震動をもとに設定し、震度法 (震度は最大加速度を重力加速度で除するこ とによって計算)による斜面安定解析を行う(第5章参照).このとき臨界すべり円、すなわちすべり 安全率が最小となるすべり円が安全率 1.0 以上の場合には、地震時においてすべり崩壊は発生しな いものと解釈できる.そして地震時における盛土の健全性が確保されているものとして、盛土の耐 震診断は終了となる.最小安全率が 1.0 未満の場合には、盛土の安定性が確保できない恐れがある ため、地震時におけるすべり崩壊範囲に関する照査に進む.すべり崩壊範囲に関する照査では、最 大すべり円、すなわち法肩から天端におけるすべり円までの距離が最大となるすべり円(すべり安全 率が 1.0 未満の想定すべり円の中で限りなくすべり安全率が 1.0 に近いすべり円)の位置まですべり 破壊がおよぶものと考え、90%非超過確率等を用いて推定崩壊範囲が許容崩壊範囲内に収まるか否 かを判断する(秦ら、2007a).予測崩壊範囲が許容範囲内に収まる場合には、地震時における当該地 点のすべり破壊は許容できるものとして、盛土の耐震診断を終了する.一方で、予測崩壊範囲が許 容範囲を超える場合には、引き続き滑動変形量に関する照査に移行する.



図-6.2.4 崩壊の発生および崩壊範囲推定に関するフロー(秦ら, 2007i)

■ 崩壊の発生および崩壊範囲推定に関するフローの使用マニュアル(補足説明)

□ 許容崩壊範囲の設定

斜面の許容崩壊範囲の設定に関しては、斜面の被災時の影響を考慮して、本提案手法の使用者が適宜設定する. 地震後においても供用可能であることを念頭に設定した許容崩壊範囲の設定例を以下に示す.

- 道路盛土:ライフラインの観点より、複数の車線を有する道路の場合には、地震後においても供用可能なように1車線分の道路幅とする。一方で、1車線道路の場合には、車道まですべり崩壊が及ばないよう法 肩から車道までの最短距離とする。
- ・ 空港盛土:地震後の航空機の離着陸が可能なように、法肩から滑走路や誘導路までの最短距離とする(ただし、空港盛土は、社会的影響が非常に大きい構造物であるため、より詳細な議論が必要である).
- ・ 宅地盛土:地震後においても住家の使用が可能なように、法肩から住家までの最短距離とする.

□ 地震動入力

予め設定したおいた入力地震動を作用させるものとする.ただし、ここでは水平動のみが対象であり、上下 動については考慮しない.なお、斜面崩壊範囲の推定は、半静的な斜面安定解析の結果に基づくものであるた め、通常、入力地震データとして必要になるのは、水平方向の入力地震動の絶対最大加速度値のみとなる.

□ 斜面安定解析

水平震度については、水平方向の入力地震動の絶対最大加速度値から推定するものとする. 斜面安定解析に 用いる手法については、特に制約は設けておらず、すべり面を想定することができ、かつすべり安全率が算定 可能である手法を採用すれば問題ないと考える. ここで、地盤強度の不均質性を考慮するか否かの判断につい ては、上述した判断基準に基づくものとする. 地盤強度の不均質性を考慮する場合にはモンテカルロシミュレ ーションによる確率論的アプローチにより、すべり円に関する平均値、標準偏差、90%非超過確率などの指標 を組み合わせることによって地盤強度の不均質性の影響を評価するものとする. モンテカルロシミュレーショ ンの試行回数は 1000 回程度が目安となる. 不均質性を考慮しない場合には、通常の確定論に基づく通常の斜 面安定解析(幾何学的に試行回数は1回となる)を実施する.

□ 臨界すべり円の抽出

臨界すべり円,すなわちすべり安全率が最小となるすべり円が安全率 1.0 以上の場合には,地震時において すべり崩壊は発生しないものとし,地震時における盛土に健全性が確保されているものとして,盛土の耐震診 断は終了となる.一方で,安全率 1.0 未満の場合には,すべり崩壊範囲に関する照査に進むこととなる.

□ 最大すべり円の抽出

最大すべり円,すなわち法肩から天端に沿ってすべり円までの距離が最大となるすべり円の位置まですべり 破壊がおよぶものと考えた場合に,推定崩壊範囲が設定しておいた許容崩壊範囲内に収まるか否かを判断する. 収まる場合には,地震時における当該地点のすべり破壊を許容するものとして,盛土の耐震診断を終了する. 反対に,収まらない場合には,引き続き残留変位量(沈下量)に対する耐震診断に移行する.

6.2.4 崩壊程度の評価

図-6.2.5 は滑動変形量の照査に関するフローである.変形量の許容値は、一般には対象とする盛 土の復旧限界や崩壊した場合の社会的影響などを考慮して設定されるべきである.なお、地震時に おいて過剰間隙水圧の上昇が予想される地点を検討対象とする場合には、有効応力解析により変形 量を求める必要がある.

盛土の地震応答に関しては、盛土高が極端に低い場合を除いて、盛土を1質点系の振動モデルで モデル化を行うことで、その影響を考慮することができる(第3章参照).入力地震動として水平動 と上下動の両方を採用する場合には、クロススプリングモデルでモデル化を行うことができる(秦ら、 2006b; Hata *et al.*, 2006c).水平動のみを採用する場合には、せん断モデルでモデル化を行えばよい(秦 ら, 2006a; Hata *et al.*, 2007b). なお、傾斜基盤を有する盛土を検討対象とする場合には、上下動の影 響が大きくなるため、水平動と上下動を同時に入力することが望ましい(秦ら, 2007d; 2007e).



図-6.2.5 残留変形量算定に関するフロー(秦ら, 2007i)

6.2.2 節の地盤のモデル化において地盤強度の不均質性を考慮したことと同様に,残留変形量の 算定においても地盤強度の不均質性の影響を考慮するべきである.具体的には,地盤強度の不均質 性を考慮したモンテカルロシミュレーションを実施する(秦ら,2005b;2007g;Hata *et al*,2008a; 2008c).なお,地盤強度の不均質性を考慮しない場合には,通常の確定論的すべり解析を実施する. 線状構造物の断面直交方向も含めた3次元地震応答の影響を考慮すべき地盤条件の際には,水平方 向の入力地震動の加速度振幅を割り増すことにより,3次元応答の影響を簡易的に評価することが できる(秦ら,2003;Kano *et al.*,2007).ただし,3次元応答を考慮すべき地盤条件として,盛土下の 基礎地盤が延長方向に長く水平成層状態にある場合が例示されているが,その他の条件は必ずしも 明確ではなく,今後の課題である.

残留変形量算定手法に関しては、簡便な方法として Newmark 法を採用し、斜面の地震応答を考 慮しない場合には従来型 Newmark 法(Newmark, 1965)を、地震応答特性を考慮する場合には地震応 答考慮型 Newmark 法をそれぞれ用いる(第4章参照).そして、算定した残留変形量が予め設定して おいた許容値内に収まるか否かを判断する.収まる場合には、検討対象断面に多少の被災が発生し てもその被災程度は比較的小さく、地震後においても要求される性能を維持することが可能である と判断して耐震診断を終了する.許容値内に収まらない場合には、対策工法の提案および対策効果 の評価のためのより詳細な耐震性能照査を行うべきであると判断する.

■ 残留変形量算定に関するフローの使用マニュアル(補足説明)

□ 許容変形量の設定

地震後の盛土の残留変形量の許容値は、対象とする盛土の種類、復旧限界、崩壊した場合の社会的影響など をそれぞれ考慮して、本提案手法の使用者が適宜設定する.

□ 過剰間隙水圧の影響

砂質土地盤において地下水位の存在が確認できるなど、地震時において過剰間隙水圧の上昇が予想される場合には、過剰間隙水圧の時系列変化が追跡可能な有効応力解析を実施し、残留変位量を算定するものとする.

入力地震加速度の設定・三次元応答の影響

盛土高さが比較的低い場合には、斜面の地震応答特性を考慮しなくてもよいものとし、工学的基盤相当の地 震動を入力地震動として採用する.一方、斜面高さが比較的高い場合には、せん断1質点系モデルあるいはク ロススプリングモデルなどにより斜面をモデル化することによって斜面の地震応答特性を簡便に考慮する.

盛土が傾斜基盤上に築造されている場合や想定地震による上下動の加速度レベルが比較的大きいことが予 想される場合には、水平動だけでなく上下動についても入力地震動として考慮することとする.特に傾斜基盤 上の盛土でかつ社会的影響が大きい場合には、水平動と同じ位相特性を持つ上下動を入力地震動とすることで、 より安全側の評価結果を得ることが可能となる.また線状土構造物下の基礎地盤が水平成層地盤でかつ延長方 向にも同様の特性を有している場合には、三次元応答の影響を考慮する.

□ 地盤強度の不均質性の影響

前述の地盤のモデル化,崩壊の発生および崩壊範囲の推定において地盤強度の不均質性を考慮しいている場合には、モンテカルロシミュレーションを実施する.

6-9

6.2.5 提案手法の適用性

本耐震診断手法は,動的遠心模型実験結果,1G場における振動台模型実験結果,被災事例など と各種解析法による解析結果の比較検討を行い,比較的良好に再現可能であることが確認できた手 法を組み合わせて提案している.

まず,盛土の崩壊範囲に関しては,第3章および第4章で示したとおり,芸予地震で崩壊した宅地 造成盛土の検討結果に基づいた検討を行っている(秦ら,2007a).

次に、盛土の崩壊程度に関しては、第3章および第5章で示したとおり、動的遠心実験結果、振動 台実験結果、被災事例等の検討結果に基づいている.具体的には、①斜面の地震応答特性の影響に ついては、1G 場の振動台模型実験結果および兵庫県南部地震で被災した鉄道盛土の検討結果に基 づいている(秦ら, 2006b; Hata *et al.*, 2007a; 秦ら, 2007c). ②線状構造物に対する3次元応答の影響 に関しては、振動台模型実験結果および釧路沖地震で被災した堤防の検討結果に基づいている(秦ら, 2003; Kano *et al.*, 2007). ③鉛直地震動の影響に関しては、動的遠心模型実験結果およびパラメトリ ックスタディによる数値計算結果に基づいている(秦ら, 2005a; 2006b; Hata *et al.*, 2006c; 秦ら, 2008b). ④傾斜基盤の影響に関しては、1G 場の振動台模型実験結果、動的遠心模型実験結果,パラメトリ ックスタディによる数値計算結果に基づいている(秦ら, 2007d; 2007e; 2007f). ⑤地盤強度の不均質 性の影響に関しては、国内に実在する空港盛土における土質試験結果や文献資料に基づいた地盤強 度の不均質特性を考慮したモンテカルロシミュレーションの結果に基づいている(秦ら, 2005b; 2007g; Hata *et al.*, 2008a; 2008c). なお、上記の要素技術を総合したトータルとしての適用性は、そ れを検証するだけの十分な被災事例等の情報がないことから今後の検討課題である.

6.2.6 提案手法の簡便性

本耐震診断手法は,盛土の耐震性評価における1次スクリーニング手法として提案している.そのため簡便な作業により耐震性が評価可能であることを重視している.

本提案手法は、上述したように斜面崩壞発生に関する評価、崩壞範囲に関する評価、崩壞程度に 関する評価の3つの耐震評価から構成されているが、すべて簡便な手法を用いて評価しており、入 カデータに関しても一般的な斜面安定計算に用いられる斜面形状データや地盤強度データを用い ている.具体的には、斜面崩壞発生に関する評価および崩壞範囲に関する評価では、震度法による 斜面安定計算、崩壞程度に関する評価では Newmark 法(Newmark, 1965)による滑動変形量計算がそ れぞれ基本となっている.両手法による計算は、これまで実務においても広く用いられており、多 くの実績が存在することから、従来の設計実務と比較しても作業量や作業の難易度が大きく増加す ることではない.また、表計算ソフト等で計算することも可能であり、特殊なソフトウエアは必ず しも必要としない.

6.3 耐震診断手法の適用例

6.3.1 検討対象地点

図-6.3.1 に本耐震診断手法の現場での適用箇所の概略位置を示す. 当該地点は,広島県内の山間 部に位置する高速道路であり,SWインターチェンジ(SW I.C.)からSJインターチェンジ(SJ I.C.)に 至るまでの全長約11kmが対象である.図-6.3.1では,検討対象となる全長約11kmの高速道路を① 盛土部分,②切土部分,③トンネル部分,④橋梁部分の計4つに分類している. それぞれが占める 割合は,①盛土部分が約44%,②切土部分が約23%,③トンネル部分が約22%,④橋梁部分が約 11%である.ここで検討対象となるのは,盛土部分(総延長約4.8km)であり,約100m間隔毎の横断 面について耐震診断を実施した.すなわち斜面解析モデルの総数は,48断面となる.



図-6.3.1 耐震診断手法の適用対象地点

6.3.2 入力地震動の設定

入力地震動の設定は、本論文の検討範囲外である. つまり、予め入力地震動が与えられた条件下 で適用することを前提としている. ここでは入力地震動として、検討対象地点周辺に分布する活断 層における地震を想定し、統計的グリーン関数法(釜江ら,1991)を用いて斜面解析モデル断面毎に算 定を行った結果を準用した. これらの地震動は、入倉の方法(入倉,2004)に代表される一般的な手法 を参考に設定されているものである. ただし、入力地震動の設定は、本稿における提案の範囲外で あるため、設定した断層パラメータや策定した地震動の妥当性の議論等については、ここでは割愛 させていただきたい.

図-6.3.2 に本検討で対象とした当該地点周辺の活断層分布を示す. ここでは, 6つの内陸活断層 における地震に対して耐震診断を行うものとする. 同図中における五日市断層および己斐-広島西縁 断層帯は, 地震調査研究推進本部(推本)による主要断層帯(地震調査研究推進本部地震調査委員会, 2004)である. 上根断層は, 推本による主要断層帯以外の断層として取り扱われており, 地震動予測 地図(地震調査研究推進本部地震調査委員会, 2005)の作成にも反映されている断層である. 船木断層 および竹原断層は, 産総研活断層データベース(産業技術総合研究所活断層研究センター, 2006)に起 震断層として明示されている断層である. 国近付近の断層は, 新編日本の活断層(日活)(活断層研究 会, 1991)に記載されている断層で, 断層規模は小さいものの, 検討対象地点までの距離が比較的近 いため想定地震の1つとして採用した.





表-6.3.1 に入倉の方法(入倉, 2004)に基づいて設定した断層モデルパラメータの一覧を示す. 断層 形状については, 推本(地震調査研究推進本部地震調査委員会, 2004; 2005), 活断層データベース(産 業技術総合研究所活断層研究センター, 2006), 日活(活断層研究会, 1991)に記載されている値を参考 に設定した. 上端深さに関しては, 推本による地震動予測地図(地震調査研究推進本部地震調査委員 会, 2005)や伊藤(2004)を参考に 3km とした.

微視的断層パラメータとしては、五日市断層は気象庁マグニチュド *M*_F7.0 ではあるが、すべて シングルアスペリティモデルを採用し、アスペリティの面積は断層全体の面積の2割とした.なお、 国近付近の断層については規模が小さいため、アスペリティは考慮していない、ライズタイムにつ いては、片岡ら(2003)を参考に算定した.アスペリティと破壊開始点の配置に関しては、指向性の 影響を考慮して検討対象地点において比較的大きな地震動となる配置パターンを採用した.破壊は 開始点より放射状に広がるものと仮定し、破壊伝播速度は、大都市大震災軽減化プロジェクト(文部 科学省ほか、2005)を参考に設定した.

図-6.3.3 は、各断層で発生した地震の SW I.C.の工学的基盤における加速度時刻歴を水平動および 上下動それぞれについて示したものである. 2001 年芸予地震は、本試算では検討ケースに含めてい ないが参考として震央のみ示している.水平動は、五日市断層、己斐-広島西縁断層帯、船木断層、 竹原断層のケースにおいて最大加速度が 500gal 程度の比較的大きな地震動となっている. ここでは 計算例として SW I.C.における強震動算定結果を例として示しているが、本検討では 100m 間隔毎の 斜面解析モデル断面全 48 断面の位置に対し、同様に6 ケース分の斜面横断面方向および鉛直方向 の地震動を算定した.

断層モデルパラメータ			五日市断層	五日市断層 上根断層		己斐-広島西縁 断層帯	竹原断層	船木断層	
			N34.4871	N34.6865	N34.3661	N34.4532	N34.3988	N34.4970	
		町層位直(上軍北端)	E132.3810	E132.6725	E132.7355	E132.4476	E132.9583	E132.8297	
巨視的断層パラメー		断層長さ(km)	19.5	15	5	9.7	15	17	
		断層幅(km)	20	15	5	10	15	17	
		断層面積(km²)	390	390 225		97	225	289	
		上端深さ(km)	3	3 3 3		3	3	3	
		走向(deg.)	N18.2E	N38.9E	N60E	N18.2E	N50E	N70W	
		傾斜(deg.)	90	60	60	90	60	90	
5	7	気象庁マグニチュード	7.0	6.8	6.0	6.5	6.8	6.9	
		断層のずれの向きと種類	右横ずれ断層	逆断層	逆断層	右横ずれ断層	逆断層	左横ずれ断層	
		地震モーメント(N・m)	8.13×10^{18}	4.74×10 ¹⁸	5.50×10 ¹⁷	2.11×10 ¹⁸	4.74×10^{18}	6.21×10 ¹⁸	
微	7	個数	1	1	0	1	1	1	
視的	入べ	地質モーメント(N・m)	3.24×10^{18}	1.91×10 ¹⁸	-	8.38×10 ¹⁷	1.91×10^{18}	2.50×10^{18}	
町リテ		総面積(km²)【比率】	78[0.200]	45[0.200]	-	19.4[0.200]	45[0.200]	57.8[0.200]	
層 パ	1	ライズタイム(sec)	0.576 0.432		-	0.288	0.432	0.490	
ラ	背	総面積(km ²)	312	180	25	77.6	180	231.2	
Î	景領	地震モーメント(N・m)	4.89×10 ¹⁸	2.83×10 ¹⁸	5.50×10 ¹⁷	1.27×10 ¹⁸	2.83×10^{18}	3.71×10 ¹⁸	
9	坺	ライズタイム(sec)	1.44	1.08	0.36	0.72	1.08	1.22	
そ	パコ	破壞伝播方向	破壊開始点より放射状	破壊開始点より放射状	破壊開始点より放射状	破壞開始点より放射状	破壊開始点より放射状	破壊開始点より放射状	
の他	*	せん断波速度(km/sec)	4.82	4.82	4.82	4.82	4.82	4.82	
0 D	 9	破壞伝播速度(km/sec)	3.47	3.47	3.47	3.47 3.47 3.		3.47	

表-6.3.1 断層モデルパラメータ



(a) 水平動(斜面解析モデル横断面方向)



(b) 上下動

図-6.3.3 SW I.C.におけるシナリオ地震の加速度時刻歴

6.3.3 地盤のモデル化

表-6.3.2 に斜面解析モデルの設定結果の一覧を示す. 位置情報に応じた断面図より,盛土高,法 勾配,天端幅,基盤傾斜を算定した. なお,軽量動的コーン貫入試験等に基づいた粘着力 c,内部 摩擦角がよどの各物性値(Casel~3)についても同表にまとめているが,詳細は次項以降に述べる.

	位值	门報		斜	面解析モフ	-12		換寬N值	換算せん	盛土固有	Case I	(代表值)	Case 2 (PANDA)	Case a	(追示)
区分	CTA	V D	斜面高さ	斜面勾配	天端幅	基盤傾斜	要素高さ	()	断波速度	振動数	粘着力c	摩擦角¢	粘着力c	摩擦角φ	粘着力c	摩擦角φ
	SIA	K.F.	(m)	(1:s)	(m)	(deg.)	(m)	. (-)	(m/sec)	(Hz)	(kPa)	(deg.)	(kPa)	(deg.)	(kPa)	(deg.)
	175	268.8	3.0	1.1.8	22.5	_	0.2	61	183.1	34	50	33.9	5.0	38.9	5.0	28.9
	176	200.0	7.6	1.1.9		7.0		61	1921			22.0		280		280
		208.7	/.0	- 1.1.0	- 20.0				- 105.1							
	- 1//	268.6		1:1.9	- 23.2			0.1	183.1			- 33.9		- 38.9		28.9
	180	268.3	11.0	1:1.8	22.0	4.5	0.2	6.1	183.1	3.4	5.0		5.0	38.9	5.0	28.9
	182	268.1	9.5	1:1.8	22.0		0.2	6.1	183.1	3.6	5.0	33.9	5.0	38.9	5.0	28.9
	183	268.0	5.0	1:1.8	22.0	-	0.2	4.7	167.3	3.6	4.9	33.3	4.9	38.8	4.9	27.9
	184	267.9	14.3	1:1.9	22.0	4.5	0.2	4.7	167.3	2.8	4.9	33.3	4.9	38.8	4.9	27.9
	185	267.8	10.0	1.1.7	22.0		0.2	50	1711	3.2	49	33.4	49	38.8	49	27.9
	100	267.7	1.5	1.1.9	22.0				1711			22.4		200		27.0
	100	207.7							- 171.1							
	193	267.0	8.8	1:1.8	- 22.0	4.2	0.2		- 1/1.1		4.9	- 33.4	- 4.9	38.8	4.9	_ 27.9
	194	266.9	17.8	1:1.8	22.0	10.0	0.2	5.0	171.1	2.5	4.9	33.4	4.9	38.8	4.9	27.9
	195	266.8	24.0	1:1.8	22.0	6.0	0.3	5.3	174.8	2.0	4.9	33.4	4.9	38.8	4.9	28.0
	196	266.7	13.8	1:1.8	22.0	6.0	0.3	5.3	174.8	2.9	4.9	33.4	4.9	38.8	4.9	28.0
	197	266.6	6.0	1:1.8	22.0	8.5	0.3	6.8	189.2	4.1	5.0	34.1	5.0	38.9	5.0	29.2
	198	266.5	12.0	1.1.8	22.0		0.3	82	2017	3.6	51	347	51	391	51	30.4
	100	2661	12.0	1.1 0	220				201 7	2.6	51	247	51	201	51	20.4
		200.4	12.0	1.1.0	22.0	7.0	0.3	7.1	102.5	2.1	5.1	24.2	5.1	20.0	5.1	20.4
		200.3	- 15.0	- 1:1.8	_ 22.0	15.9		/.1	192.5					39.0		29.0
	203	266.0	18.0	1:1.8	22.0		0.3	7.1	192.5		5.1	34.3	5.1	39.0	5.1	29.6
	205	265.8	18.5	1:1.8	22.0	7.0	0.3	6.1	182.3	2.6	5.0	33.8	5.0	39.0	5.0	28.7
	206	265.7	18.5	1:1.8	27.0	7.0	0.3	6.1	182.3	2.4	5.0	33.8	5.0	39.0	5.0	28.7
	207	265.6	15.0	1:1.7	27.0	10.0	0.3	5.9	181.0	2.5	5.0	33.8	5.0	38.9	5.0	28.7
	219	264.4	2.5	1.1.7	110	8.0	0.3	5.9	181.0	7.6	5.0	33.8	5.0	38.9	5.0	28.7
	220	264.3	16.3	1.2.0	27.0	80	0.3	5.0	181.0	26	5.0	33.8	5.0	380	5.0	287
	220	264.2		1.1.0	22.0				101.0			22.0				
盛土		204.2			22.0				- 101.0			- 22.0				- 20.7
		_264.1	- 10.5	1:1.8		- 13.4			- 181.0			- 33.8		_ 38.9		
	223	264.0	22.0	1:1.8	22.0	9.5	0.3	5.9	181.0	2.3	5.0	33.8	5.0	38.9	5.0	28.7
	224	263.9	13.5	1:1.8	22.0	7.0	0.3	5.9	181.0	3.1	5.0	33.8	5.0	38.9	5.0	28.7
	225	263.8	18.0	1:1.8	22.0	5.5	0.3	5.8	179.6	2.6	4.9	33.7	4.9	38.8	4.9	28.6
	226	263.7	18.5	1:1.8	22.0	8.0	0.3	5.8	179.6	2.5	4.9	33.7	4.9	38.8	4.9	28.6
	227	263.6	12.8	1.1.8	22.0	6.5	0.3	71	192.0	3.3	5.0	34.3	5.0	38.9	5.0	29.6
	228	263.5	13.5	1.1.8	22.0	10.0	0.3	8.4	203.0	3.4	51	34.8	51	391	51	30.5
	220	262.4	10.0	1.1.0	22.0	15.1			202.0		51	24.0	51	201		20.5
	229	203.4	19.0	1.1.0	22.0	13.1	0.5		203.0	2.0	5.1	24.0		- 39.1	5.0	30.5
		263.3		1:1.8	15.0	- 11.5		0./	188.2			- 34.1		38.9		- 29.5
	234	262.9	3.5	1:1.8	13.0	9.0		6.7	188.2	7.0	5.0	34.1		38.9		_ 29.3
	235	262.8	6.0	1:1.5	22.0		0.3	6.7	188.2	3.4	5.0	34.1	5.0	38.9	5.0	29.3
	236	262.7	9.5	1:1.8	22.0	10.0	0.3	6.7	188.2	3.7	5.0	34.1	5.0	38.9	5.0	29.3
	237	262.6	5.5	1:1.5	22.0	-	0.3	6.7	188.2	3.3	5.0	34.1	5.0	38.9	5.0	29.3
	240	2623	90	1.1.8	20.5	80	0.3	67	188.2	40	5.0	34.1	5.0	38.9	50	293
	241	262.2	8.8	1.1.8	20.5		0.3	67	188.2	40	50	341	5.0	38.9	5.0	29.3
	252	261.1	0.0	1.1.0	20.0	1.5	0.3	67	1992	20	5.0	341	5.0	380	5.0	20.2
	- 252	201.1	9.8	1.1.0	30.0	4.5	0.5	5.0	100.4	2.9	1.0	22.4	3.0	20.9	5.0	29.5
	_ 253	261.0	16.0	1:1.8	22.0	/.0	0.4	5.0	1/0.6	2.0	4.8	- 33.4	4.8	- 38.7	4.8	28.1
	254	260.9	12.0	1:1.8	22.0	4.5	0.4	5.0	170.6	3.1	4.8	33.4	4.8	38.7	4.8	28.1
	255	260.8	19.0	1:1.8	22.0	5.5	0.4	5.9	180.3	2.5	5.0	34.0	5.0	38.9	5.0	29.1
	256	260.7	7.5	1:1.9	33.0	-	0.4	5.9	180.3	2.7	5.0	34.0	5.0	38.9	5.0	29.1
	272	259.1	5.5	1:1.8	11.0	-	0.4	6.8	189.1	7.1	5.1	34.6	5.1	39.1	5.1	30.1
	273	259.0	7.5	1.1.8	11.0	_	0.4	6.8	189.1	6.1	5.1	34.6	5.1	39.1	5.1	30.1
	275	258.8	2.5	1.1.5	11.0	5.0	0.4	61	1831	6.6	5.0	33.0	5.0	38.9	5.0	28.9
		250.0		1.2.1	- 22.0	10.0	0.4	61	1921	4.2	5.0	22.0	5.0	280	5.0	280
	284	231.9	8.0	1:2.1	22.0	10.0	0.4	0.1	165.1	4.3	5.0	33.9	5.0	30.9	5.0	20.9

表-6.3.2 設定した斜面解析モデル

軽量動的コーン貫入試験(PANDA)実施箇所

(1) 軽量動的コーン貫入試験による物性値の推定

本検討では、簡易調査法として写真-6.3.1 に示すように軽量動的コーン貫入試験 (PANDA) を検討 対象断面の中の8断面(各断面においては法肩・斜面中段・法尻の計3箇所)について実施した. そ して土田らの方法(土田ら、2007)を用い軽量動的コーン貫入試験結果から地盤強度(c, のを推定した、 土田らの方法では、室内貫入試験と一面せん断試験の比較結果に基づき、貫入試験により地盤強度 (c, øを推定する方法である.具体的には、原位置貫入試験により貫入抵抗値を得て、飽和度が既知 の条件のもとで間隙比を推定し、推定した間隙比における一面せん断試験の結果から、地盤の内部 摩擦角øおよび見かけの粘着力 c をそれぞれ推定する方法である. ここで, サンプリングした土試 料に基づき飽和度は S,=43%および湿潤密度はp,=1.57t/m³でともに一定値とした.比較対象として, 表-6.3.2 には貫入抵抗値から得られる換算 N 値より、拘束圧を考慮した道路示方書の式(日本道路協 会, 2002)を用いて推定した内部摩擦角фの値についても示している. この表より両者の間には 10deg. 程度の差異がみられることから、本検討では両者の中間値を採用したケースを Case 1、土田らの方 法を採用したケースを Case 2,道示の式を採用したケースを Case 3 とした.ただし、粘着力 c につ いては、各ケースともに軽量動的コーン貫入試験結果から土田らの方法を用いて推定した値を採用 した. 軽量動的コーン貫入試験が実施されていない検討対象断面の地盤強度(c, のについては, 近傍 断面における地盤強度(c, øを参考に設定した.以降では、Case1について本耐震診断手法の適用の 代表例として紹介し,最終的に Case 2 および Case 3 における地盤強度(c, めを使用しても,対策優 先順位決定のための相対的な指標としては、耐震診断結果が同じであることを示す。

(2) 地盤強度の不均質性の考慮

検討対象地点の地盤強度の推定に際して、サンプル数が十分でないことや、当該地点の地盤材料 に対しては軽量動的コーン貫入試験の推定精度の検証が不十分であることから、地盤強度の不均質 性を考慮するものとした.不均質性の度合を示す変動係数 Vは、粘着力に関して V_c =0.3 および内部 摩擦角に関して V_{ϕ} =0.1 とした(秦ら, 2005b).また粘着力 c と内部摩擦角 ϕ の相関の度合を示す相関係 数に関しては、負の相関関係を仮定し-0.5 とした(秦ら, 2005b).



写真-6.3.1 軽量動的コーン貫入試験実施状況(K.P.265.7)

(3) 要素高さの設定

水平互層構造を有する斜面解析モデルにおける各層の厚さ(要素高さ) ΔH については、動的コーン貫入抵抗値の深度分布(図-6.3.4(a)) から Vanmarcke の方法(Vanmarcke, 1977)を用いて推定した.図-6.3.4(b)は要素高さΔH の算定に関する一例である.確率場の移動平均による標準偏差の減少に対して規定の曲線をフィッティングさせる方法を用いている. K.P. 265.7 地点の例では、隣接するデータ6箇所分の相関が非常に高いと判断されるので、要素高さはΔH=0.3m となる.表-6.3.2 に算定結果の一覧を示す.



図-6.3.4 要素高さの算定例(K.P.265.7地点)

(4) 盛土の固有周波数の推定

図-6.3.5 に盛土の固有周波数の算定に関する概略フローを示す.盛土の地震応答による影響を評価するために盛土を1質点系の振動モデルであるせん断モデル(秦ら, 2006a; Hata *et al.*, 2007b)やクロススプリングモデル(秦ら, 2006b; Hata *et al.*, 2006c)でモデル化を行う場合には,盛土形状データのほかに盛土の固有振動数の算定が必要となる.本検討では,形状を考慮した盛土の固有周波数の算定式(秦ら, 2007c; 2007f)を用いて各斜面解析モデルの固有周波数を推定した.ここでは,精度がそれほど高いとは言い難いが,検討対象断面から最近傍に位置する原位置での軽量動的コーン貫入試験結果(貫入抵抗値の深度分布)をN値の深度分布に換算(以下,換算N値とよぶ)(Langton, 1999)し,さらに換算N値から経験式(たとえばImai, 1977)を用いてせん断波速度V,を推定した.表-6.3.2に推定結果の一覧を示す.

6.3 耐震診断手法の適用例



図-6.3.5 盛土の固有振動数算定に関するフロー

6.3.4 すべり崩壊の発生の可能性

本検討では、上述したように 48 の全断面において地盤強度の不均質性を考慮した. すなわち試行回数 1000 回のモンテカルロシミュレーションとして、試行回毎に強度定数(*c*, *ø*)をばらつかせた 不均質地盤のモデル化を行い、水平震度を考慮した円弧すべり解析を実施した. 本研究ではフェレ ニウス法に対して水平震度 *k*_Hを考慮したすべり解析を実施しており、すべり安全率 *F*_sの算定式は 次式により与えられる.

$$F_{s} = \frac{\sum \left\{ c \cdot l + \left(W \cos \alpha - k_{H} W \sin \alpha \right) \tan \phi \right\}}{\sum \left\{ W \sin \alpha + \left(h/r \right) k_{H} W \right\}}$$
(6-1)

ここに, r はすべり円の半径, c は粘着力, d は内部摩擦角, l は分割片で切られたすべり面の弧長, W は分割片の重量, a は各分割片で切られたすべり面の中点とすべり円の中心を結ぶ直線と鉛直線 のなす角, h は各分割片の重心とすべり円の中心との鉛直距離である.水平震度 k_Hについては,安 全側の評価結果となるよう入力地震動の最大加速度 A_{max} と重力加速度 g によって簡便に次式により 求めた.

$$k_H = \frac{A_{\text{max}}}{g} \tag{6-2}$$

国近付近の断層による地震を除いた地震以外のケースでは、モンテカルロシミュレーションの試 行回数である1000回の中で、全断面において臨界すべり円が1.0を下回る試行が存在した.すなわ ち、地震時に斜面崩壊が発生する可能性があるといえる.しかし、国近付近の断層において地震が 発生した場合には、検討対象である全断面において臨界すべり円が1.0を下回る断面がなかったこ とから、地震時の斜面崩壊が発生する可能性はほとんど無いと判断できる.

6.3.5 斜面の崩壊範囲の算定

図-6.3.6 は斜面の崩壊予測範囲の分布を各想定断層によるシナリオ地震毎にそれぞれ示したもの である.ここでは、第5章で示したように法肩から天端におけるすべり面の位置までの水平距離が 最大となるすべり円(最大すべり円)をモンテカルロシミュレーションの試行回毎にそれぞれ抽出 し、法肩から天端における最大すべり円までの水平距離に関する 90%非超過確率を斜面の崩壊予測 範囲とした(秦ら, 2007a). 同図中の黒色部分は、斜面の崩壊予測範囲が 5.5m 未満である箇所を示し ている.また同図中の白色部分は、切土・トンネル・橋梁の部分であって、本耐震診断ツールの適 用範囲外となっている。斜面の許容崩壊範囲についてはいくつかの考え方がありえるが、ここでは 全区間を通じて車道1車線分の幅に相当する 5.5m とした. これは高速道路の全4車線のうち1車 線が崩壊してもライフラインは寸断されず、地震後においても車両が通行可能であることを勘案し たものである。想定地震、すなわち断層毎の違いに着目すると、船木断層によるシナリオ地震のケ ースにおいて全体的に斜面崩壊範囲が大きくなっていることから、船木断層が当該地点において最 も大きな影響を及ぼす想定断層であることが読み取れる.船木断層および竹原断層を対象とした場 合には、検討対象区間の東側のほうが西側よりも斜面崩壊範囲が大きい、一方で、五日市断層、己 斐-広島西緑断層帯、上根断層を対象とした場合には、検討対象区間の西側における斜面崩壊範囲が 大きい. すなわち、想定断層までの距離が近いほど当該地点において作用する地震動が大きくなる ことから、計算される斜面崩壊範囲も大きくなる.



(a) 船木断層 図-6.3.6 斜面の崩壊範囲の分布(Case 1)



(b) 五日市断層



(c) 己斐-広島西縁断層帯



(d) 上根断層 図-6.3.6 斜面の崩壊範囲の分布 (Case 1)



(e) 竹原断層 図-6.3.6 斜面の崩壊範囲の分布 (Case 1)

6.3.6 残留変位量の算定

(1) 各種条件の設定

検討対象地点において実施した目視調査や原位置軽量動的コーン貫入試験においては,盛土内に 地下水位は確認されていない(但し,調査や試験の実施は晴天時のみ).よって地震時に過剰間隙水 圧の影響(たとえば秦ら,2007h;大川ら,2007;松丸ら,2007)によって,検討対象地点の盛土が大変 形を起こす可能性は低いものと判断した.

検討対象の中には盛土高さが 20m を超えるものも含まれているため、ここでは盛土を1 質点系の 振動モデルにモデル化して、地震応答を考慮する地震応答考慮型 Newmark 法により残留変形量を 算定した (第4章参照). さらに検討対象の中には、傾斜基盤を有する盛土が数多く存在することか ら、水平方向(斜面解析モデル横断面方向)の地震応答特性だけでなく上下方向の地震応答特性につ いても同時に考慮することとし(Hata *et al.*, 2008d)、クロススプリングモデル(秦ら, 2006b; Hata *et al.*, 2006c)による盛土のモデル化を行った.

なお,地震応答考慮型 Newmark 法においても地盤強度の不均質性を考慮するため,モンテカル ロシミュレーション(試行回数 1000 回)を実施した.なお,各試行回における地盤強度の不均質性 を考慮した斜面解析モデルは,斜面の崩壊範囲の算定に用いたモデルと同じモデルである.

盛土下の基礎地盤が延長方向にわたって水平成層構造を有している場合には、地震時において線 状構造物が周期的に変形が大きくなるタイプの3次元応答を示す可能性がある(秦ら,2003; Kano et al., 2007). しかしながら本検討対象区間は基礎地盤が傾斜基盤を有しているものが多く、延長方向 の断面形状等の変化も大きいため、周期的な地震時応答を示す可能性は小さいと判断し、ここでは 3次元的な地震時応答の影響は考慮しないこととした.

(2) 残留変位量の算定

図-6.3.7 は地震応答考慮型 Newmark 法を用いて計算した残留変形量の推定値の分布を各想定断層 による地震毎にそれぞれ示したものである.地盤強度の不均質性を考慮したモンテカルロシミュレ ーションの試行回毎に残留変形量を計算し,試行回数(1000回)中における残留変形量の平均に標準 偏差の値を加えたものを残留変形量の推定値とした.同図中の黒色部分は,図-6.3.6 で既に示した とおり,斜面の崩壊予測範囲が仮に設定した許容値の 5.5m 未満である箇所を示しており,残留変 形量に関する検討範囲外である.また同図中の白色部分は,切土・トンネル・橋梁の部分であり, 本耐震診断ツールの適用範囲外である.検討対象箇所に着目すると,船木断層ならびに五日市断層 によるシナリオ地震のケースにおいて残留変形量が比較的大きく,1m を超える残留変形量が算定 されている箇所も存在する.一方で,己斐-広島西縁断層帯,上根断層,竹原断層によるシナリオ地 震のケースにおいては,残留変形量が比較的小さく,0.1m 未満の箇所がほとんどである.ここで, 許容残留変形量の例としては,複数の研究資料(東畑,1998;國生,2007;常田ら,2007)が存在するが, 國生(2007)によれば,0.1m 程度が使用限界の目安とされている.



(a) 船木断層



(b) 五日市断層 図-6.3.7 斜面の残留変形量の分布(Case 1)



(c) 己斐-広島西縁断層帯



(d) 上根断層



(e) 竹原断層 図-6.3.7 斜面の残留変形量の分布(Case 1)

6.3.7 耐震補強のための優先順位の評価

前項では、5つの断層(五日市断層,上根断層,己斐-広島西縁断層帯,竹原断層,船木断層)に 対する残留変形量を算定した.ここで残留変形量の大小関係を比較することによって,本検討対象 のように延長が長い線状構造物の中で耐震性が相対的に低い箇所の選別が可能になると考えられ る.この時の指標としては、単純に想定される変形量の最大値を用いたり、あるいは5つの断層ケ ースの想定変形量の合計を用いたりすることが考えられる.しかしながらこれまでの評価結果は、 各想定断層において発生する地震の確率を考慮していない.各想定断層における地震発生確率はそ れぞれ異なるため、想定断層における地震発生確率を考慮した簡単なリスク評価を行うことによっ て、効率的に耐震補強を実施していくための優先順位付けを実施できると考えた.

表-6.3.3 に各想定断層における地震発生確率の一覧(神田, 2002)を示す. この表における 50 年確率 とは 2001 年から 2050 年までの間に想定断層において地震が発生する確率であり、例えば、五日市 断層において 2050 年までに地震が発生する確率は極めて低いとみなされている.一方で、上根断 層では 50 年確率が 1.16%と比較的高い値である. なお、己斐-広島西縁断層帯については、50 年確 率が不明となっている(地震調査研究推進本部, 2004;神田, 2002)ため、ここでは便宜上、1.0%と仮 定した.

想定断層における地震発生確率を考慮したリスク指標 Riとして,次のような式を提案する.

$$R_i = \sum_{j=1}^n P_j \cdot D_{ij} \tag{5-3}$$

ここに, 添字 *i* は斜面解析モデルの断面位置 (本検討の場合合計 48 断面が対象となるため *i*=1,...,48) である. 添字*j* は想定断層の種類 (本検討の場合, 合計 5 種類 (*n*=5) の想定断層が対象とな るため *j*=1,...,5) である. *P_i* は表-6.3.3 に示す各想定断層の 50 年地震発生確率および *D_{ij}* は各想定地 震の各断面における残留変形量の平均値である.

図-6.3.8 は(5-3)式を用いて算定した各断面のリスク指標の分布である. 同図中の白色部分は, 切 土・トンネル・橋梁の部分であって,本耐震診断手法の適用範囲外である. 同図においてリスク評 価の対象は,盛土箇所の計 48 断面 (斜面崩壊予測範囲が 5.5m 未満の盛土断面を含む) であり, リス クが高いほうから順に上位 5, 15, 20, 30, 50, 100%と区分した.

断層名	50年確率(%) (2001~2050)					
五日市断層	0.00					
上根断層	1.16					
己斐-広島西縁断層帯	(1.0)					
竹原断層	0.01					
船木断層	0.01					

表-6.3.3 想定断層の 50 年発生確率(神田, 2002)

※己斐-広島西縁断層帯の50年確率は仮定値

同図(a)の Case 1 (土田らの方法(土田ら, 2007)と道示による方法(日本道路協会, 2002)で算定した内 部摩擦角めの中間値を採用したケース)では、K.P. 260.8 および K.P. 264.0 においてリスクが最も高く、 続いて K.P. 261.0. K.P. 265.7. K.P. 266.9 におけるリスクがそれぞれ高い. そして抽出されたこの 5 箇 所は、いずれも表-6.3.2 に示すようにいずれも盛土高さが比較的高い箇所である。同図(b)には Case 2(土田らの方法で算定した内部摩擦角 / を採用したケース)におけるリスク指標の分布,同図(c)には Case 3 (道示の方法で算定した内部摩擦角 / を採用したケース)におけるリスク指標の分布をそれぞ れ示す.なお、粘着力 c については、上述したように各ケース共通であって、軽量動的コーン貫入 試験結果から土田らの方法を用いて推定した値を採用している.同図(a), (b), (c)を比較すると、リス クが比較的高い箇所は変化しておらず、解析ケース(Case 1, 2, 3)、すなわち地盤のせん断強度であ る内部摩擦角の値のレベルの違いによって、相対的な耐震性の優劣は変化しないことが読み取れ る、これは言い換えると、検討対象地点におけるサンプリング等が実施されておらず詳細な地盤強 度が未知であっても、軽量動的コーン貫入試験などの簡便な原位置試験を行うことで地盤強度を推 定し、耐震補強のための優先順位を評価することが可能であることを示している. すなわち本提案 手法は、必要なコストや期間の観点から極めて現実的な手法であるといえる、なお、本手法におい て相対的に耐震性が低いと判断された箇所については、詳細な地盤調査結果に基づく高度な解析 (FEM 解析など)を行い、耐震対策の必要性や具体的な対策を検討することが望ましい.



(a) Case 1 図-6.3.8 地震発生確率を考慮したリスク指標評価結果



(b) Case 2



(c) Case 3 図-6.3.8 地震発生確率を考慮したリスク指標評価結果

6.4 結言

本章では,前章までに得られた知見に基づいて,盛土の耐震性評価を少ない時間とコストで効率 的に実施するための耐震診断手法の構築を行った.さらに構築した耐震診断手法を国内に実在する 高速道路盛土に適用した事例を紹介した.以下に得られた知見を示す(秦ら,2007i;2008e;Hata *et al.*, 2008f;2008g).

- (1) 本検討では、延長が長大である高速道路盛土を対象とした簡易耐震診断手法を提案した. 具体的には、実用的な手法である震度法による斜面安定計算および Newmark 法による滑動 変形量計算などを組み合わせて耐震診断を行うものである。本手法によって、道路盛土な どの線状構造物に対し、耐震性が相対的に低い箇所を簡易的に抽出することが可能となった。
- (2) 提案した耐震診断手法を日本国内に実在する高速道路盛土に適用し,実際のフィールドへの適用例を示した.
- (3) 本提案手法では、検討対象地点のサンプリング試料に対する三軸試験結果などによる詳細 な地盤強度が未知であっても、軽量動的コーン貫入試験などの原位置試験の結果から推定 した地盤強度を適用することによって耐震診断が実施可能となることを示した。
- (4) 複数の断層によるシナリオ地震を対象とした検討結果を組み合わせることによって、耐震 補強の優先順位についての評価指標を提案した。

なお、本手法は、あくまでも簡易法であり、安全側の評価結果が得られている可能性が高いため、 1次スクリーニングの位置付けで使用されることが望ましい.すなわち、次のステップとして本手 法で相対的に耐震性が低いと判断された箇所についての詳細検討を実施することが望ましい. 【第6章の参考文献一覧】

- (01) 土木学会(2000): 土木構造物に関する第3次提言と解説,第8章, 土木構造物の耐震設計法に関する特別 委員会, pp.29-34.
- (02) 秦吉弥,加納誠二,佐々木康(2003):地震時における堤防の三次元応答に関する振動台実験,土木学会地 震工学論文集(CD-ROM), Vol.27, No.251.
- (03) 秦吉弥,山下典彦(2005a): 鉛直地震動が盛土のすべり変位量に及ぼす影響に関する一考察,土木学会地震 工学論文集(CD-ROM), Vol.28, No.66.
- (04) 秦吉弥,山下典彦(2005b):地震動特性が地盤強度のバラツキに起因する盛土のすべり変位量の変動に及 ぼす影響に関する一考察,地盤工学シンポジウム論文集, Vol.50, No.60, pp.421-428.
- (05) 秦吉弥,山下典彦,土田孝,加納誠二(2006a):修正 Newmark 法に基づく被災盛土の地震時残留変位量の
 再現,第12回日本地震工学シンポジウム論文集(CD-ROM), Vol.12, No.117, pp.574-577.
- (06) 秦吉弥, 土田孝, 加納誠二, 山下典彦(2006b): 上下動を考慮した簡便な盛土の地震応答解析手法の提案, 広島大学大学院工学研究科研究報告, 第 55 巻, 第 1 号, pp.27-34.
- (07) Hata, Y., Yamashita, N., Kano, S. and T. Tsuchida (2006c): A Study on Computation of Seismic Permanent Displacement of Embankments considering Horizontal and Vertical Seismic Motion, *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*(CD-ROM), Paper No. 904, Geneva, Switzerland.
- (08) 秦吉弥,一井康二,土田孝(2007a):地震時における斜面の崩壊範囲に関する一考察,土木学会論文集 C, Vol.63, No.3, pp.677-690.
- (09) Hata, Y., Yamashita, N., Tsuchida, T. and Kano, S. (2007b) : A Study on the applicability of the modified Newmark method, Proc. of 4th international Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Paper No. 1307, Thessaloniki, Greece.
- (10) 秦吉弥,加納誠二,山下典彦,横井芳輝,土田孝(2007c):形状を考慮した簡便な盛土の固有周波数算定式, 地盤工学ジャーナル, Vol.2, No.3, pp.197-207.
- (11) 秦吉弥,一井康二,李黎明,土田孝,加納誠二(2007d):傾斜基盤を有する盛土の地震応答特性に関する動 的遠心模型実験,土木学会地震工学論文集,Vol.29, pp.295-304.
- (12) 秦吉弥,一井康二,土田孝,李黎明,加納誠二(2007e):上下動が傾斜基盤を有する盛土の地震時応答に及ぼす影響,土木学会地震工学論文集, Vol.29, pp.305-313.
- (13) 秦吉弥,加納誠二,多賀正記,一井康二,土田孝,山下典彦(2007f):傾斜基盤を有する盛土の水平ならび に上下方向の簡便な固有周波数算定式,土木学会地震工学論文集,Vol.29, pp.314-323.
- (14) 秦吉弥,一井康二,土田孝,山下典彦(2007g):現場データを用いた盛土の耐震信頼性設計へのアプロー チ,構造物の安全性・信頼性(JCOSSAR2007)論文集, Vol.6, pp.333-338.
- (15) 秦吉弥,杉山仁實,新屋浩明,倉岡千郎,佐藤誠一,白石保律(2007h):過剰間隙水圧の影響を考慮した 地すべりの地震応答解析-旧山古志村東竹沢地すべりをモデルとして-,地すべり(日本地すべり学会誌), Vol.44, No.1, pp.39-45.
- (16) 秦吉弥,一井康二,加納誠二,土田孝(2007i):既存斜面の実用的な耐震診断手法の提案,広島大学大学院 工学研究科研究報告, Vol.56, No.1.

- (17) Hata, Y., Ichii, K., Tsuchida, T., Kano, S. and Yamashita, N. (2008a): A practical method for identifying parameters on the seismic design of embankments, *Georisk*, Vol.2, No.1, pp.28-40.
- (18) 秦吉弥,一井康二,加納誠二,土田孝,山下典彦(2008b):上下動が盛土の地震時変形に及ぼす影響に関 する一考察,地盤と建設, Vol.25, pp.93-104.
- (19) Hata, Y., Ichii, K., Tsuchida, T., Kano, S. and Yamashita, N. (2008c): Effect of heterogeneous Soil Strength on the Seismic Residual Displacement of Embankments, Proc. of 4th decennial Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics Conference (CD-ROM), Paper No. 172, ASCE, Sacramento, U.S.A.
- (20) Hata, Y., Ichii, K., Kano, S. and Tsuchida, T. (2008d): A study on the seismic response of embankments based on the estimation of the natural frequency in the vertical direction, Proc, of 4th International Disaster and Risk Conference (CD-ROM), Paper No. 504, Davos, Switzerland.
- (21) 秦吉弥,一井康二,加納誠二,土田孝(2008f):高速道路盛土における簡易耐震診断手法の提案,第43回
 地盤工学研究発表会平成 20 年度発表講演集(CD-ROM), No.961, pp.1921-1922.
- (22) 秦吉弥,一井康二,加納誠二,土田孝,今村孝志,花川泰治,小村尚史(2008g):高速道路盛土における 簡易耐震診断手法の適用,第 43 回地盤工学研究発表会平成 20 年度発表講演集(CD-ROM), No.962, pp.1923-1924.
- (23) 林健二(2008):道路盛土の被害特性と耐震・防災危険度のマクロ評価方法,性能を考慮した道路盛土の耐 震強化・補強に関する研究発表会(CD-ROM),個別発表1,大阪大学大学院工学研究科・土木学会関西支 部.
- (24) Imai, T. (1977): P- and S-wave velocities of the ground in Japan, Proc. of 9th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol.2, pp.257-260.
- (25) 入倉孝次郎(2004): 強震動予測レシピー大地震による強震動の予測手法ー,京都大学防災研究所年報,第 47号A, pp.25-46.
- (26) 伊藤潔(2004):活断層と地殻上部地震発生層,月刊地球,号外 No.46, pp.135-140.
- (27) 地盤工学会(2000): レベル2地震に対する土構造物の耐震設計シンポジウムおよび講習会テキスト, 366 p...
- (28) 地盤工学会(2007a):新潟県中越地震災害調査委員会報告書, 518p..
- (29) 地盤工学会(2007b): 2007 年能登半島地震道路災害データ集, 74p..
- (30) 地盤工学会(2007c): 造成宅地における耐震調査・検討・対策の手引き-地震から既存の住宅を守るために
 -, 地盤工学会関東支部, 造成宅地の耐震調査・検討・対策方法に関する検討委員会, 201p..
- (31) 地盤工学会(2007d): 土構造物の地震時における性能設計と変形量予測に関するシンポジウム発表論文集, 土構造物の地震時における許容変形と性能設計に関する研究委員会, 322p..
- (32) 地震調査研究推進本部地震調査委員会(2004):五日市断層帯に関する長期評価について.
- (33) 地震調査研究推進本部地震調査委員会(2005):全国を概観した地震動予測地図報告書.
- (34) 釜江克宏,入倉孝次郎,福知保長(1991):地震のスケーリング則に基づいた大地震時の強震動予測,日本 建築学会構造系論文報告集,第 430 号, pp.1-9.
- (35) 神田順(2002): 地震危険度評価手法, 建物の構造性能評価システム, 東京大学.

- (36) Kano, S., Sasaki, Y. and Hata, Y. (2007): Local Failures of Embankments during Earthquakes, *Soils and Foundations*, Vol.47, No.6, pp.1003-1016.
- (37) 片岡正次郎, 日下部毅明, 村越潤, 田村敬一(2003): 想定地震に基づくレベル2地震動の設定手法に関する研究, 国土技術政策総合研究所研究報告, Vol.15.
- (38) 活断層研究会(1991):新編日本の活断層~分布図と資料~,東京大学出版会.
- (39) 國生剛治(2007):首都 國直下地震に備える地盤工学の課題,土と基礎(地盤工学会誌), Vol.5, No.5, Ser.No.592, pp.3-6.
- (40) Langton, D. D. (1999): The panda lightweight penetrometer for soil investigation and monitoring material compaction, *Ground Engineering*, No.9, pp.33-37.
- (41) 松丸貴樹,小島謙一,渡辺健治,舘山勝(2007):模型振動実験による水を考慮した盛土の地震時挙動,土 構造物の地震時における性能設計と変形量予測に関するシンポジウム発表論文集,地盤工学会, pp.251-256.
- (42) 文部科学省研究開発局,東京大学地震研究所,京都大学防災研究所,独立行政法人防災科学技術研究所 (2005):大都市大震災軽減化特別プロジェクト,I地震動(強い揺れ)の予測,大都市圏地殻構造調査研 究,平成16年度報告書,科学技術振興費主要5分野の研究開発委託事業,新世紀重点研究創生プラン,リ サーチ・レボリューション・2002.
- (43) Newmark, N. M. (1965): Effects of earthquakes on dams and embankments, *Geotechnique*, Vol.15, No.2, pp.139-159.
- (44) 日本道路協会(1967):道路土工指針, pp.38-56.
- (45) 日本道路協会(2002):道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編.
- (46) 大川寛,杉田秀樹,佐々木哲也,水橋正典(2007):山岳道路盛土の耐震性能照査手法に関する検討,土構 造物の地震時における性能設計と変形量予測に関するシンポジウム発表論文集,地盤工学会, pp.257-260.
- (47) 産業技術総合研究所活断層研究センター(2006):活断層データベース.
- (48) 佐々木康(1984): 土構造物の耐震設計・その2, 土木技術資料, No.26-2, pp.33-40.
- (49) 谷茂(2006): ディスカッションセッション4土構造物の地震時における性能設計法の現状と今度の課題,
 土と基礎(地盤工学会誌), Vol.54, No.12, Ser.No.587, pp.23-24.
- (50)鉄道総合技術研究所(1999):鉄道構造物等設計標準・同解説,耐震設計,丸善,468p.
- (51)鉄道総合技術研究所(2007):鉄道構造物等設計標準・同解説,土構造物,丸善,703p.
- (52) 常田賢一,小田和広,鍋島康之,江川祐輔(2005):新潟県中越地震における道路施設の被害水準と道路機能の特性,土木学会地震工学論文集(CD-ROM), Vol.26, No.9.
- (53) 常田賢一,小田和広(2007): 段差走行実験による地震時の道路の段差被害レベルと車両走行性の評価,土 構造物の地震時における性能設計と変形量予測に関するシンポジウム発表論文集,地盤工学会, pp.317-322.
- (54) 東畑郁生(1998): 土構造物の地震時許容変形量について, 土構造物の耐震設計に用いるレベル2地震動を 考えるシンポジウム発表論文集, pp.109-110.
- (55) 土田孝,西井愛,管和暁,土井豆聡之(2007):軽量動的コーン貫入試験と三軸試験による自然まさ土斜面 の強度評価,土木学会第62回年次学術講演会講演概要集(CD-ROM), 3-222, pp.443-444.
- (56) Vanmarcke, E. H. (1977): Probabilistic Modeling of Soil Profiles, Proc. of ASCE, Vol.103, GT11, pp. 1227-1246.

第7章

結論

7.1 本研究によって得られた成果

本研究では、「地震応答特性および地盤強度の不均質性を考慮した盛土構造物の耐震診断手法の 開発」と題し、盛土の実用的な耐震診断手法を構築・提案し、更にその手法を試験的に現場へ適用 することで、提案手法の適用性について検討を行った.以下に各章の内容を要約し、本研究で得ら れた主要な成果を示す.

第1章「序論」では、1995年兵庫県南部地震以降,道路や鉄道などの線状構造物では1ヶ所の崩 壊がシステム全体の機能不全につながるため、盛土構造物全体にわたって耐震性を確保する必要が あることが指摘されていること、そして少ないコストと時間で効率的に盛土の耐震性を評価する技 術の開発が求められていることを述べた.

第2章「盛土や斜面の耐震性評価に関するレビュー」では、既往の大地震による斜面の崩壊事例, 現行の斜面の耐震設計指針,斜面の耐震性評価に関する既往の研究についてそれぞれ取り纏め、盛 土の耐震診断手法に関する課題を明示することによって、本研究の位置付け、すなわち提案する耐 度診断手法のコンセプトを明らかにした.まず、日本国内では、既往の大地震のたびに盛土が被災 しており、近年発生した地震においても盛土の被害が多発していることを述べた.しかしながら現 行の盛土の耐震設計指針では、Newmark 法などを用いた変形量を照査可能な評価手法が徐々に導入 されつつあるものの、盛土の地震応答の影響や地盤強度の不均質性の影響などに対する考慮がなさ れていないなどの課題があることを述べた.そして、これらの影響に関しては様々な既往の研究が 存在するものの、統一的な見解が得られていなかったり、定量的な評価が十分になされていないな ど課題が山積していることを述べた.よって、本研究で提案する耐震診断手法は、現行の耐震設計 指針において十分に取り入れられていない事項を考慮可能な手法であるにも関わらず、簡便性と適 用性を兼ね備えた実用的な手法を目標としていることを述べた.

第3章「盛土の地震応答特性の評価方法とその適用性」では、横断面方向の2次元断面を対象と して、水平基盤上における盛土の水平および上下方向の地震応答、傾斜基盤上における水平および 上下方向の地震応答、水平方向と上下方向の地震応答による動的相互作用、地盤強度の不均質性を それぞれ考慮した盛土のモデル化について述べた.以下に得られた知見を示す.

- 水平基盤上における盛土の水平方向の地震応答特性
- 3-1) 本研究で提案した水平基盤上における盛土の水平方向の固有周波数算定式は、振動台模型実験結果ならびに固有値解析結果とほぼ一致していることから、盛土高さ、天端幅、法勾配といった台形断面を有する盛土形状を考慮した水平方向の固有周波数を簡便にかつ精度良く算定することができる.
- 3-2) 水平基盤上の水平方向の盛土の固有周波数は、せん断波速度が小さいほど、盛土高さが高い ほど、天端幅が長くなるほど、そして急勾配になるほど低くなる.
- 3-3) 盛土形状がほとんど考慮されていない 1/4 波長則ならびに松村の式は盛土の固有周波数を適切に評価することができない.
- 3-4) 中村の式は法勾配の影響が考慮されていないものの,法勾配が極端な急勾配もしくは緩勾配である場合,天端幅が極端に短いもしくは長い場合を除けば,盛土の固有周波数を比較的良い精度で算定可能である.特に,法勾配が1:2程度および天端幅 B と盛土高 H の比(B/H)が0.5程度の場合,中村の式と本提案式を用いた固有周波数算定結果はほぼ一致する.
- 3-5) 盛土高さが非常に低い(一般的に H=2m 以下の)盛土を対象とする場合には、本提案式の適用が困難である可能性が高く、中村の式などが必要となる.
- 水平基盤上における盛土の上下方向の地震応答特性
- 3-6) 本研究で提案した水平基盤上における盛土の上下方向の固有周波数算定式は,FEM 解析結果 とほぼ一致していることから,盛土高さ,天端幅,法勾配といった台形断面を有する盛土形 状を考慮した上下方向の固有周波数を適切に算定することができる.
- 3-7) 水平基盤上の上下方向の盛土の固有周波数は,弾性波速度が小さいほど,盛土高さが高いほど,天端幅が長くなるほど,緩勾配になるほど低くなる.
- 3-8) 上下方向の盛土の固有周波数は、水平方向の盛土の固有周波数と比較して一般的に 1.4 倍程 度高くなり、法勾配の影響を受けやすい、また緩勾配になるほど上下方向と水平方向におけ る盛土の固有周波数の差は非常に小さくなり、両者が一致する可能性もある。
- 3-9) 水平ならびに上下方向の盛土の固有周波数領域が、既往の被害地震における水平ならびに鉛 直地震動の卓越周波数領域とほぼ一致していることから、地震時の盛土は水平方向だけでな く鉛直方向についても共振状態にある可能性がある。
- 3-10)盛土が和共振時および差共振時において卓越すると推定される周波数領域が、既往の被害地 震における水平ならびに鉛直地震動の卓越周波数領域とほぼ一致していることから、盛土は 地震時において水平方向と上下方向の地震応答による動的相互作用を伴った応答を示してい る可能性が高い。
- 傾斜基盤上における盛土の水平および上下方向の地震応答特性
- 3-11)本研究で提案した傾斜基盤上における盛土の水平および上下方向の固有周波数算定式は、盛 土高、天端幅、法面勾配、基盤面の勾配といった形状を考慮した盛土の水平および上下方向 の固有振動数を1割程度の誤差で簡便に推定できることを確認した。

- 3-12) 傾斜した基盤面上の盛土の水平方向の固有振動数は、せん断波速度が遅いほど、盛土高が高いほど、天端幅が広いほど、法面勾配が緩勾配になるほど、基盤面の勾配が急勾配になるほど低くなる.
- 3-13) 傾斜した基盤面上の上下方向の盛土の固有振動数は,弾性波速度が遅いほど,盛土高が高い ほど,法面勾配および基盤面の勾配が緩勾配になるほど低くなる.またそれは天端幅には依 存しない.
- 3-14) 基盤面の勾配は盛土高,天端幅,法面勾配と比較して,上下方向と水平方向の盛土の固有振 動数の比率に比較的大きな影響を及ぼし,場合によっては水平方向と上下方向の盛土の固有 振動数が一致する可能性もある.
- 水平方向と上下方向の地震応答による動的相互作用
- 3-15)本研究で提案したクロススプリングモデルでは、水平ならびに上下方向の地震応答特性を同時に考慮できるだけでなく、水平応答と上下応答の間における相互作用の影響についても考慮されており、既往の提案モデルと比較しても盛土の地震時応答を適切に表現できている可能性が高いことを確認した.
- 3-16) クロススプリングモデルは、動的遠心模型実験結果における高次振動モードの応答について は再現性が低いものの、簡便な等価1質点系の振動モデルでありながら、盛土の水平応答と 上下応答問の相互作用に起因する振動を考慮しつつ、水平ならびに上下方向の盛土の地震時 応答を比較的良好に再現できている.
- 3-17) 本研究において定式化した固有周波数算定式等を用いて盛土の固有周波数を適切に推定すれ ば、クロススプリングモデルによる簡便な地震応答計算により、水平基盤もしくは傾斜基盤 上の盛土に関わらず、盛土の地震応答を比較的良好に再現できる可能性があることを示した.
- 地盤強度の不均質特性
- 3-18) 本研究では、地盤の堆積効果や盛土の施工過程にも配慮した水平層モデルおよび格子モデル の2つの地盤強度の不均質性を考慮した斜面解析モデルを提案した.
- 3-19) 地盤せん断強度である粘着力 c と内部摩擦角 Øの間には,負の相関関係が成り立つ傾向にあり, この傾向は対象とする盛土の土質種別および圧密条件や排水条件といった三軸試験の試験条 件に依存しない.
- 3-20) 内部摩擦角¢に対する変動係数 V_oよりも粘着力 c に対する変動係数 V_oのほうが値が大きく, 地盤強度の不均質の度合が大きい傾向にある.この傾向は対象とする盛土の土質種別および 圧密条件や排水条件といった三軸試験の試験条件に依存しない.しかしながらこれらの変動 係数(V_o, V_o)の値は,対象地点によって大きく異なる.
- 3-21) 空港盛土における土質試験結果によれば、地盤の単位体積重量/に関する変動係数 V,は微小で あって、均質と仮定しても問題ないと考えられる.

第4章「盛土の地震時変形量の評価方法とその適用性」では、地震応答、入力地震動、上下動、 傾斜基盤がそれぞれ地震時における盛土の滑動変位量に及ぼす影響について検討を行い、地震時地 すべりへの応用例についても示した.また地盤強度の不均質性が地震時における盛土の滑動変位量 に及ぼす影響についても検討を行った.以下に得られた知見を示す.

- 4-1)本研究では、Newmark 法の概念を利用した地震応答考慮型 Newmark 法を提案した.地震応答 考慮型 Newmark 法では、盛土の地震応答の影響、入力地震動の影響、鉛直地震動の影響、傾斜 基盤の影響、地盤強度の不均質性の影響を適宜考慮可能である.
- 採用計算手法の影響
- 4-2) 地震応答考慮型 Newmark 法は、従来型 Newmark 法で使用される入力パラメータに加え、盛 土を1 質点系でモデル化する際に必要となるせん断波速度 V,を与えることによって、盛土の 地震応答を考慮した滑動変形量が容易に算定可能となる.
- 4-3) 兵庫県南部地震において被災した西宮市南部の鉄道盛土の残留変形量に対して、地震応答考 慮型 Newmark 法,従来型 Newmark 法,FEM 解析によって算定した残留変位量の比較検討を 行った.その結果、両盛土でかつ比較的高盛土であれば、地震応答考慮型 Newmark 法は従来 型 Newmark 法よりも適用性が高いことを示した.
- 入力地震動の影響
- 4-4) 動的遠心模型実験の結果と比較すると、FLIP などの FEM ならびに地震応答考慮型 Newmark 法を用いれば、地震時応答も考慮しながら滑動変位量を比較的良好な精度でシミュレートで きる.
- 4-5) 今回の解析条件では、斜面高さ 40m 以高では従来型 Newmark 法による滑動変位量が最大となり、地震応答考慮型 Newmark 法では変位量の増加が頭打ちとなる.
- 4-6) 今回の解析条件では、斜面高さが高くなるほど使用する解析手法だけでなく入力地震動による滑動変位量算定結果の差異も大きくなる傾向にある。従って、地すべりなどのように大規 模な斜面における地震時安定性を検討する際には、解析手法や入力地震動の選定に十分に留 意する必要がある。
- 上下動の影響
- 4-7) クロススプリングモデルによる地震応答考慮型 Newmark 法や FLIP などの二次元FEM逐次 非線形解析を用いれば、上下動の影響を考慮した盛土の残留変位量を良好に再現できる可能 性が高いことを確認した。
- 4-8) 上下動は盛土の残留変位量を1割程度危険側にも安全側にも変化させる可能性が高く、残留 変位量の算定手法によって結果が異なる.しかし、水平および上下方向の入力地震動の最大 加速度値にはあまり依存しない.
- 4-9) 同じような位相特性を持つ水平動と上下動が盛土に作用した場合には、上下動は残留変位量 を増加させる側に作用する.また法面に直交するような方向で地震力が作用した場合には、 より残留変位量が大きくなる可能性が高い.この傾向は残留変位量の算定手法や水平および 上下方向の入力地震動の最大加速度値にはあまり依存しない.

- 4-10) 今回の解析結果によれば、使用する入力地震動が明白でない場合において安全側の検討や配慮が必要なのであれば、水平動と同じ位相特性を持つ上下動を入力地震動として採用する、若しくは水平動のみの地震動入力による残留変位量算定結果を2割程度割増することによって、簡易的に上下動を考慮した盛土の耐震性能照査の実施が可能となる.
- 傾斜基盤の影響
- 4-11) 傾斜基盤上の盛土は複雑な地震応答特性を有しており、水平一方向の加振においても盛土の 変形や水平応答が上下応答に寄与する振動に起因した上下方向の比較的大きな加速度応答を 示すことがある。
- 4-12) 基盤の勾配が滑動変形量に及ぼす影響は比較的小さいものの, Newmark 法を適用して傾斜基 盤上の盛土を対象とした残留変位量を計算する場合には、クロススプリングモデルによる地 震応答考慮型 Newmark 法を用いて盛土の応答を考慮したほうが, 精度良く残留変位量を推定 することが可能である.
- 4-13) FLIP による二次元FEM逐次非線形解析を行うことで、傾斜基盤上の盛土の地震時応答を良好に再現可能であることを確認した.
- 4-14) 上下動は傾斜基盤上の盛土の法肩における上下方向の残留変位量に対して、安全側にも危険 側にも作用する可能性がある.これは入力地震動の水平動と上下動の位相に起因するもので ある.
- 4-15) 採用する入力地震動の水平動と上下動の位相が同じような特性を有している場合には、残留 変位量が増大する可能性がある.よって傾斜基盤を有する盛土の耐震性能照査を行う場合に は、入力地震動として上下動を考慮するだけでなく、入力地震動の位相特性についても留意 し適切な入力地震動を設定する必要がある.
- 地震時地すべりへの応用
- 4-16) 地震時における間隙水圧の上昇に伴い、有効応力解析と全応力解析による滑動変位量の差が 増大する.従って、地震時において過剰間隙水圧の発生が予想される地すべりの地震応答解 析を実施する場合、有効応力解析法の採用が必要である.
- 4-17) 全応力解析法と従来型 Newmark 法による地震後の地すべりの残留滑動変位量がほぼ一致す ることから,過剰間隙水圧の発生がなく,すべり面形状が円弧である場合には、従来型 Newmark 法のような簡便な手法によっても残留滑動変位量を予測できる可能性がある.
- 4-18) 今回の解析結果によれば、上下動を考慮することにより過剰間隙水圧および滑動変位量が増 加する傾向にある.
- 地盤強度の不均質性の影響
- 4-19) 従来型 Newmark 法に対して地盤の不均質性を考慮したモンテカルロシミュレーションを適用した滑動変位量算定手法を確立した.
- 4-20) Newmark 法を用いて地震時における盛土の滑動変位量を計算する場合,地盤強度の不均質性 を考慮には水平層モデルの採用で十分である.

- 4-21) 常時のすべり安全率が比較的大きい場合には、地盤強度の不均質性が地震時における残留変 位量に及ぼす影響は小さい.そしてこの傾向は法勾配にはほとんど依存しない.
- 4-22) 1993 年釧路沖地震において被災した釧路空港盛土を対象として本解析手法を適用したところ、解析結果と被災観測値がほぼ一致しており提案手法の適用性が確認できた.
- 4-23) 地盤強度の不均質性を簡便に考慮できる盛土の残留変位量算定手法を提案した.本提案手法では、予め地盤強度の不均質性の影響に相当する分だけせん断強度を低減させておくことで、従来型 Newmark 法による確定論的解析により地盤強度の不均質性を考慮した場合の残留変位量を容易に算定することが可能となる.すなわち本提案手法を用いることによって、地盤強度の不均質性を考慮した耐震性能照査を容易に行うことができる.

第5章「盛土の崩壊範囲の評価に関する検討」では、2001年芸予地震により崩壊した宅地を対象 として、地盤強度の不均質性を考慮しつつ、法肩から天端におけるすべり面の位置までの水平距離 に着目した再現解析ならびにパラメトリックスタディを実施した.そして解析結果と現在の崖条例 による建築禁止距離の検討を行った.以下に得られた知見を示す.

- 5-1) 地震時における法肩から天端におけるすべり面位置までの水平距離に関して, 地盤強度の不均 質性を考慮した新たな評価手法を提案した.
- 5-2) 2001 年芸予地震により崩壊した宅地の斜面崩壊を対象とした場合,臨界すべり円のみの定義 では、実現象を再現することができず、すべり安全率が 1.0 を超えない最大のすべり円なら びに地盤強度の不均質性の影響を考慮することによって、実現象を説明することができた.
- 5-3) 現行の崖条例のような崩壊範囲の規定法では、建築禁止距離が法尻からの距離により規定されているにも関わらず、斜面法勾配の影響がほとんど考慮されていないため、緩勾配でかつ斜面高さが低い場合には建築禁止距離を過小評価している可能性が高い.また反対に斜面高さが法肩からの水平距離に及ぼす影響は比較的小さいため、斜面高さが高い場合には、建築禁止距離を過大に評価している可能性が高い.
- 5-4) 砂質土地盤を対象として,斜面高さ,法面勾配,想定する地震の最大加速度を考慮して建築 禁止距離を合理的にかつ簡便に設定する式を提案した.

第6章「盛土構造物の耐震診断手法の構築と適用」では、前章までに得られた知見に基づいて、 盛土の耐震性評価を少ない時間とコストで効率的に実施するための耐震診断手法の構築を行った. さらに構築した耐震診断手法を国内に実在する高速道路盛土に試験的に適用した事例を紹介した. 以下に得られた知見を示す.

6-1) 本検討では、延長が長大である高速道路盛土を対象とした簡易耐震診断手法を提案した.具体的には、実用的な手法である震度法による斜面安定計算および Newmark 法による滑動変形量計算などを組み合わせて耐震診断を行うものである.本手法によって、道路盛土などの線状構造物に対し、耐震性が相対的に低い箇所を簡易的に抽出することが可能となった.
- 6-2) 提案した耐震診断手法を日本国内に実在する高速道路盛土に試験的に適用し、実際のフィー ルドへの適用例を示した.
- 6-3) 本提案手法では、検討対象地点のサンプリング試料に対する三軸試験結果などによる詳細な 地盤強度が未知であっても、軽量動的コーン貫入試験などの原位置試験の結果から推定した 地盤強度を適用することによって耐震診断が実施可能となることを示した。
- 6-4) 複数の断層によるシナリオ地震を対象とした検討結果を組み合わせることによって、耐震補 強の優先順位についての評価指標を提案した.

第7章「結論」では、前章までに得られた知見を要約し、本研究の主要な成果を示した.本研究 で提案した盛土の耐震診断手法は、以下に示す点に関して意義があるものと考えられる.

- 7-1) 従来の耐震設計指針では十分に取り入れられていない要因を考慮した盛土斜面の耐震診断ツ ールが開発され、①従来の計算法では説明できない被害事例の説明が可能になり、②被害想 定の精度が向上し、その結果、③道路などの線状構造物に対して効率的な耐震補強が可能と なり、最終的に④時間とコストの縮減につながるものと考えられる。
- 7-2) 本提案手法は,弾塑性 FEM などのように技術者の力量に依存する部分が小さく,地盤工学の 技術者であれば誰でも容易に使用することが可能であることから, FEM 解析の妥当性をチェ ックするなどの目的も含めて,非常に実用的なツールであると考えられる.

7.2 今後の課題

7.2 今後の課題

本研究は、現行の耐震設計指針において十分に考慮されていない要因についても考慮しつつ、震 度法による斜面安定計算や Newmark 法による滑動変位量計算などを組み合わせることによって、 実用的な耐震診断が可能になることを示したものである.しかし、実用的な手法を目指したため便 宜的に診断手法を簡略化したり、限られた適用事例に対する検証結果に基づいて結論を導いたりし ている.よって本研究で取り扱うことができなかった諸問題については、今後も引き続き検討を進 める必要がある.以下に残された諸問題、すなわち今後の研究課題を各章について示す.

第3章「盛土の地震応答特性の評価方法とその適用性」に対しては、今後も引き続き現場試験結 果や国内の空港盛土および高速道路盛土で実施された土質試験結果を数多く収集整理し、盛土の内 部における地盤強度の不均質性に関する分布特性を明らかにする必要がある.また、既存盛土にお いて地盤強度データが存在するのはごく稀であると考えられるため、軽量動的貫入試験などの現場 試験結果から地盤強度の平均値や上限値・下限値を推定する方法を確立する必要がある.さらに地 盤工学の設計実務者が既存盛土の耐震設計を行う場合、限られた土質試験結果から地盤強度の推定 を行うことになるが、担当技術者によって推定する地盤強度の値が異なってくることが予想される. よって今後は、設計実務に携わっている地盤工学技術者を対象にしたアンケートなどを実施して、 地盤強度の設定方法の特徴を把握し、耐震診断を行う際の地盤強度の採用値が技術者によって大き く異なることがないような方法を検討する必要がある.

第4章「盛土の地震時変形量の評価方法とその適用性」に対しては、地震応答考慮型 Newmark 法では、滑動領域のすべり土塊と非滑動領域の盛土本体との間の動的相互作用の影響が考慮されて いないことから、今後この相互作用の影響について考慮の必要性も含めた更なる検討を行う必要が ある.

第5章「盛土の崩壊範囲の評価に関する検討」に対しては、斜面崩壊の可能性の有無や崩壊範囲 だけでなく、地震後における盛土構造物の使用性や修復性ならびに周辺への被災の影響という観点 から、崩土の到達距離についても問題になると考えられる.この問題点を踏まえ、今後、崩土の到 達範囲を評価可能な手法の確立が必要である.

第6章「盛土構造物の耐震診断手法の構築と適用」では、本研究で提案する耐震診断手法の応用 例として、耐震補強の優先順位の評価例を示した.しかしながら、実際の効率的な耐震補強のため の優先順位の評価においては、検討対象地点周辺の住家の分布や建設重機のワーカビリティなど のより詳細な事項について考慮する必要がある.また第3~5章で紹介した要素技術を総合するこ とによって提案した耐震診断手法におけるトータルとしての適用性は、それを検証するだけの十分 な被災事例等の情報がないことから今後の課題となる.

謝辞

本論文は、2006 年 4 月から 2008 年 9 月まで 2 年間半在籍した広島大学大学院工学研究科社会環 境システム専攻博士課程後期社会人特別選抜コースにおける研究成果を取り纏めたものです.

この期間,ご指導いただきました土田孝教授に心から深く感謝いたします.土田教授との出会い は、私が同大学院修士課程に在籍中の2003年春に前職の港湾空港技術研究所から広島大学へ移ら れてきたことに始まり、修士論文では副査として貴重なご意見をいただきました.日本工営(株に入 社してからは、広島大学を訪問する度に大変お忙しいにも関わらず、貴重な時間を割いてディスカ ッションに参加していただき、博士課程後期社会人特別選抜コースに入学する際には、快く指導教 官を引き受けてくださいました.

本論文の審査にあたり,広島大学大学院工学研究科社会環境システム専攻の中村秀治教授,佐藤 良一教授,一井康二准教授,同大学院国際協力研究科開発科学専攻の山本春行教授には拙稿を注意 深く読んでいただき,厳しくも貴重なご意見を頂きました.中村教授には,公聴会終了後にも学位 論文の修正に関して貴重なご助言をいただき,休日の研究室訪問にも関わらず快く打合せに応じて いただき感謝しております.

ー井准教授には,投稿論文の作成にあたり懇切丁寧にご指導いただき,打合せでは活発に議論し, 楽しく研究を遂行することができました.一井准教授との出会いは,前職の港湾空港技術研究所に 在職中に第11回日本地震工学シンポジウム(2002年11月)でお食事を共にさせていただいたことに 始まります.その後,一井准教授の港湾空港技術研究所から広島大学への異動と小生の広島大学へ の再入学のタイミングが比較的近かったこともあり,共同研究を進めさせていただきました.

佐々木康先生(広島大学名誉教授)には、修士論文では主査としてご指導いただいただけでなく、 本研究の遂行に関してもお会いする度に貴重なアドバイスをいただきました.振動台実験の実施技 術や実験・計測データの精緻な検討方法については、先生から学んだ技術が博士論文の中に存分に 生かされております.

加納誠二助教には、本研究の遂行全般にわたりご指導いただきました。加納助教との出会いは、 小生が 2001 年 4 月に地盤工学研究室に配属されてきたことにはじまり、卒業論文・修士論文・博 士論文と7 年半もの長きにわたり加納助教にご指導いただいたことになります。加納助教には振動 台実験の実施や現場計測のみならず、実験・計測結果の解釈や理論的な展開まで議論に付き合って いただき御尽力を賜りました。

i

山本博技術員(広島大学技術センター)には、実験データの計測方法や計測機械の操作方法など実 験実施の細部にわたるまでご指導いただきました.また非常にタイトなスケジュールにも関わらず 盛土模型型枠の作成をお手伝いいただきました.

土田教授の秘書である上田温子様には,事務手続き等に関してご面倒をみていただき,ご無理な お願いをすることも多々ありましたが,迅速に対応していただきました.土田教授の奥様である土 田まつみ様には,ご自宅に足を運ばせていただく度にお食事をご馳走になり大変お世話になりまし た.また上田温子様および土田まつみ様には,広島空港〜広島大学間を車で送迎していただいたこ ともございました.本当に感謝しております.

就職してから現在まで4年半の間,地盤工学研究室所属のたくさんの学生の皆様に出会い,色々 とお世話いただきました.特に同じ社会人博士として月日をともにした Athpaththu A. M. R. G博士, 水野健太博士(若築建設㈱),三上武子氏(応用地質㈱),宇高薫氏(応用地質㈱)に感謝いたします. 同じく社会人博士を目指すにあたり,皆様から大変良い刺激を受けることができました.

山下典彦准教授(神戸市立工業高等専門学校都市工学科)には、本研究を実施するきっかけを与え てくださり、山下准教授と二人三脚で実施した内容が博士論文の中に含まれております。山下准教 授との出会いは、1999年4月から時神戸高専の学生であった小生が山下研究室に所属したことに始 まり、小生が地震工学を志した原点となっております。

李黎明博士 (コロンビア大学工学部) には,盛土の動的遠心模型実験の結果をご提供いただきました.李博士との出会いは,2004 年 4 月に小生が日本工営㈱中央研究所に配属されてきたことに始まり,本研究の遂行にあたり深夜遅くまで議論に付き合っていただきました.遠心模型実験結果との 比較は,本研究の妥当性を検証する上で非常に重要な判断材料となっております.

第3章の振動台模型実験の実施にあたっては、当時広島大学の学生であった横井芳輝氏(本州四 国連絡高速道路(株)、多賀正記氏(五洋建設(株))、池田和浩氏(西日本高速道路(株))の御尽力を賜りま した.非常にタイトなスケジュールであったにもかかわらず、疲れた顔一つ見せないでご協力頂き ました.関係各位に深くお礼申し上げます.

第4章の傾斜基盤上における盛土の地震応答特性の検討にあたっては、中村晋教授(日本大学工 学部土木工学科),森伸一郎准教授(愛媛大学大学院理工学研究科),三輪滋博士(飛島建設㈱),渡 辺和明博士(大成建設㈱)に貴重なご意見をいただきました.山古志村東竹沢地すべりの有効応力解 析の実施にあたっては、岡二三生教授(京都大学大学院工学研究科),鵜飼恵三教授,若井明彦准教 授(群馬大学大学院工学研究科)に貴重なご意見をいただきました.また地盤強度の不均質性を考慮 した盛土の地震時滑動変形量の計算方法に関しては、田中博文氏((財)鉄道総合技術研究所)に貴重 なアドバイスをいただきお世話になりました.関係各位に深くお礼申し上げます.

第5章の2001年芸予地震による尾根の被害については、当時広島大学の学生であった木村紋子氏(東広島市役所)および阿地崇弘氏(㈱大林組)の卒業論文を参考にさせていただきました.また日本全国における崖条例の問題点の把握に関しては、平出務博士および田村昌仁博士((独)建築研究所)の取り纏め資料を参考にさせていただきました.関係各位に深くお礼申し上げます.

第6章の耐震診断手法の構築とその適用性の検討にあたっては、常田賢一教授(大阪大学大学院 工学研究科)および宮島昌克教授(金沢大学理工研究域)に貴重なご意見をいただきました.実際の 高速道路盛土への適用にあたっては、今村孝志氏(西日本高速道路(株)にお世話になりました.また 軽量動的コーン貫入試験の実施にあたっては、花川泰治氏および小村尚史氏にご協力いただきまし た.関係各位に深くお礼申し上げます.

土木学会地震工学委員会性能を考慮した道路盛土の耐震設計・耐震補強に関する研究小委員会 (委員長:常田賢一(大阪大学大学院工学研究科教授))のメンバーの皆様との議論は、本研究を博士 論文として取り纏める上で大変参考になりました.とくに常田賢一教授(大阪大学大学院工学研究 科)、小田和広准教授(大阪大学大学院工学研究科)、林健二博士(㈱フォレストエンジニアリング) には、公聴会にまで足を運んでいただき、本当に感謝しております.

本研究が遂行できたのも所属する日本工営㈱の甚大なるバックアップがあったからこそと思い ます.広島大学への再入学を許可していただいた日本工営㈱技術本部の吉田保本部長(博士)に深く お礼申し上げます.小生の職場である日本工営㈱中央研究所の田中弘所長,山田孝治技師長(博士), 高橋秀部長(博士),倉岡千郎次長(博士),大角恒雄課長(博士),小原大輔氏,中島祐一氏,ティー ハ博士,福田謙太郎氏には,小生が博士論文の作成に専念するために多大なご迷惑をおかけしたこ とと思います.特に,直属の上司である大角恒雄博士には,いろいろとご心配をおかけしました. また日本工営㈱地球環境事業部の杉山仁實事業部長,同地盤環境部の小阪陽克部長,佐藤誠一課長, 白石保律氏,同国土保全事業部防災部の新屋浩明部長にも大変お世話になりました.山古志村東竹 沢地すべりの有効応力解析の実施にあたっては,杉山仁實事業部長,新屋浩明部長,倉岡千郎次長, 佐藤誠一課長,白石保律氏に貴重なご助言をいただきました.さらに山田孝治技師長,小阪陽克部 長,高橋秀部長,大角恒雄課長,中島祐一氏には大変お忙しい中,公聴会にまで足を運んでいただ き,本当に感謝しております.

最後に、元気で丈夫な体に育ててくれた両親に感謝します. ありがとうございました.

秦 吉弥

