

第4章 地震ハザードの評価

4.1 地盤モデルの作成

4.1.1 表層地盤の状況

エレバン市の表層地盤の概況は以下のである。

- ・第三紀の堆積岩が広く分布しており、南部、南東部では一部露頭している。
- ・北部では火山岩が第三紀の堆積岩を覆っている。
- ・西部では段丘堆積物が第三紀の堆積岩を覆っている。
- ・河川沿いでは、新しい玄武岩質溶岩や河川堆積物が部分的に上記の岩類を覆っている。

エレバン市の表層地盤は、火山岩、堆積岩と段丘堆積物で構成されている。地表の地質は、北部が亀裂の多い火山岩(玄武岩)、南東部が風化した堆積岩、南部と西部が段丘堆積物である。分布する地盤の性状は、風化状況に大きく影響されている。図 4.1-1 にエレバン市の地質断面の概念図を示した。

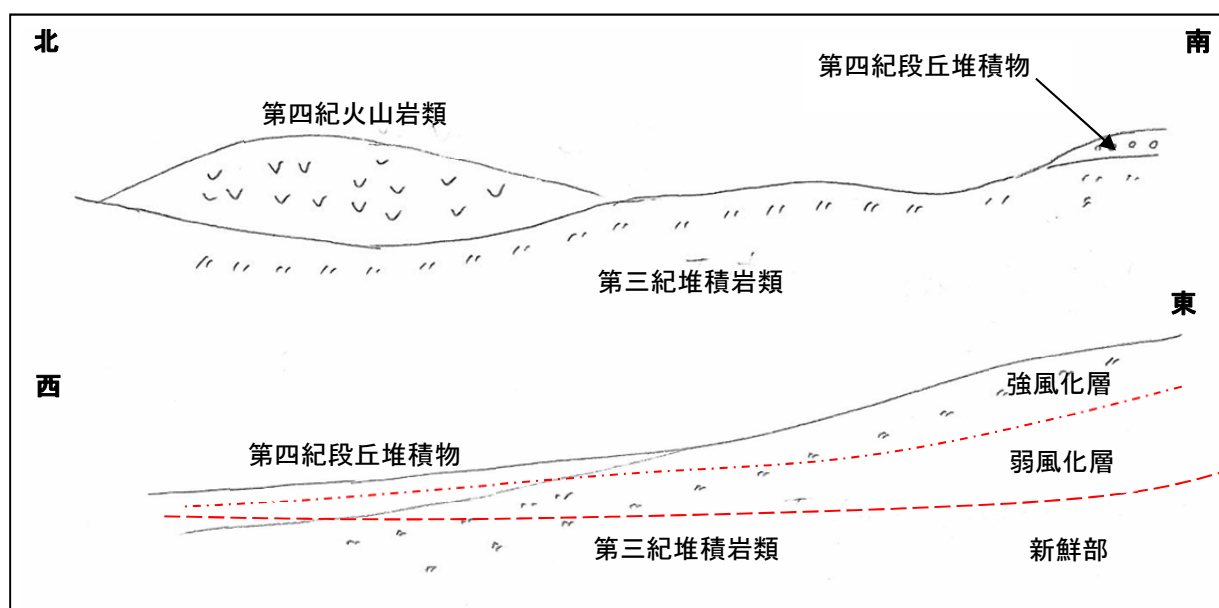


図 4.1-1 エレバン市の地質断面の概念図

4.1.2 岩盤の S 波速度構造の解析

岩盤の S 波速度(V_s)構造を、表面波探査結果、PS 検層結果、微動探査結果から解析した。下記に示した S 波速度を示す地層の上面深度/標高と下面深度/標高を各々の物理探査実施地点で求めた。S 波速度の分類は、物理探査結果全体を見渡して決定した。また、工学的地震基盤としては、 V_s が 760m/sec 以上を示す岩盤を採用した。

- 1) V_s が 760m/sec 以上 (工学的地震基盤)
- 2) V_s が 500m/sec 程度
- 3) V_s が 360m/sec 程度

例として、表面波探査結果から決定した、 V_s が 500m/sec 程度の地層の上面標高を図 4.1-2 に示す。

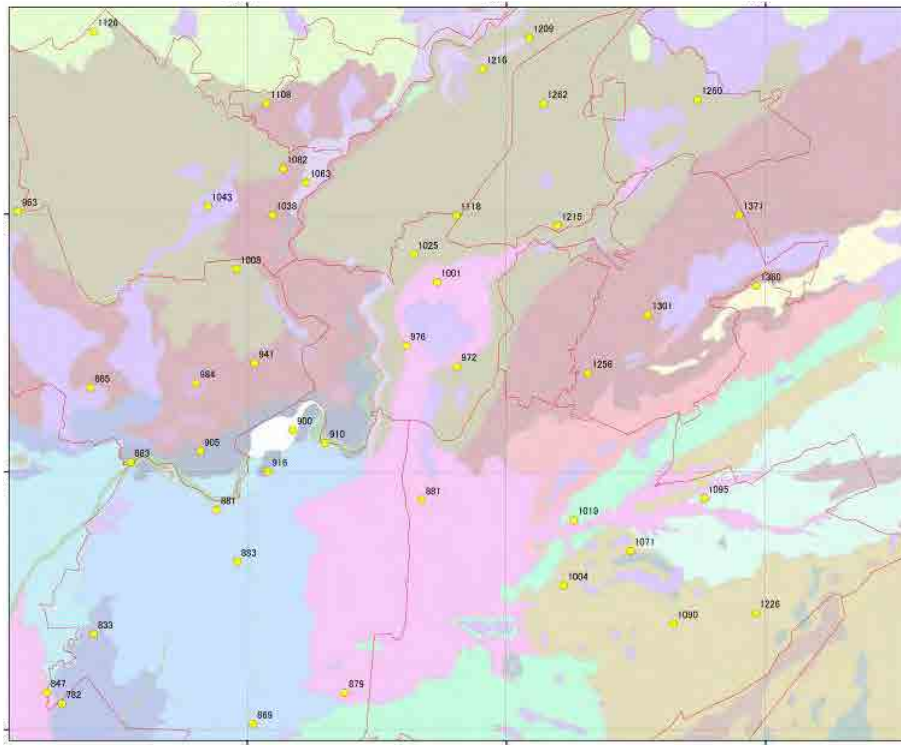


図 4.1-2 表面波探査で得られた、Vs が 500m/sec 程度の層の深度分布

エレバン市全域で地盤モデルを作成するためには、物理探査結果から得られる「点」情報から上記 3 種類の速度層の 3 次元的形状を推定しなくてはならない。このために、地形標高、地質情報、既存ボーリング柱状図から得られた新鮮な岩盤の分布状況を加味して、3 種類の速度層の深度分布図を作成した(図 4.1-3)。

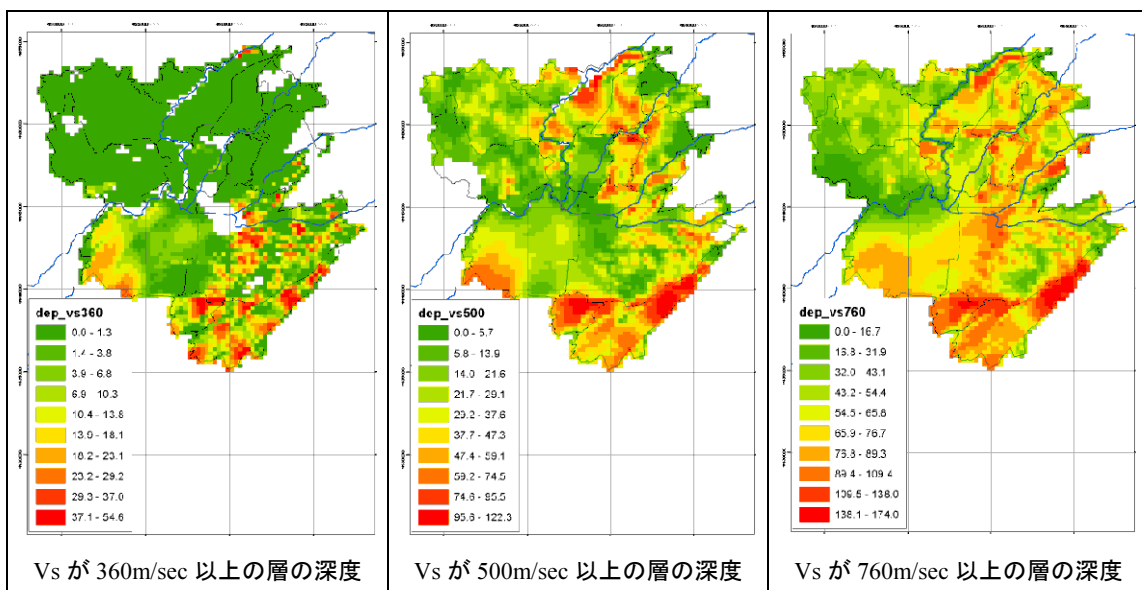


図 4.1-3 S 波速度が 360m/sec 以上、500m/sec 以上、760m/sec 以上の層の深度分布

4.1.3 表層のS波速度構造の解析

収集した 5000 本余りの既存ボーリング柱状図、今回新たに掘削した 10 本のボーリング調査結果、PS 検層、表面波探査結果をもとに、地表面から S 波速度が 360m/sec 以上の層が現れるまでの比較的軟弱な地層は以下の状況にあると判断された。

- ・ S波速度が 360m/sec より遅い層は 2 層で構成される。
- ・ この 2 層の速度は、表層地質タイプで規定することができる。
- ・ 表層地質タイプは、

Type 1：第四紀火山岩類

Type 2：第四紀段丘堆積物

Type 3：第三紀またはそれ以前の堆積岩類

に大きく 3 分類される。

これらの 2 層の S 波速度と、各層の厚さの比を表面波探査結果と PS 検層結果を使って決定した。まず、明らかな異常データ、たとえば第 1 層より遅い第 2 層の速度データや 100m/sec 以下の速度データを取り除いたのち、表層地質タイプごとに、第 1 層と第 2 層の平均速度を算出した。結果を以下に示す。

(1) Type 1

このタイプは、エレバン市北部の丘陵地に分布する。対応する地表地質を表 4.1-1 に示す。第 1 層、第 2 層の S 波速度はいずれも 360m/sec 以上を示した。ある地点では第 2 層が 1050m/sec 以上となったが、これは、この地点には $V_s=500\text{m/sec}$ 層が存在しないことに対応するものと判断された。図 4.1-4 に示した第 1 層の平均 S 波速度から、第 1 層、第 2 層とも平均 S 波速度は 360m/sec とした。

表 4.1-1 「Type 1」の地表地質

地質記号	時代
abQ3	新期更新世(上部)
abQ2-3	中期～新期更新世(上部)
tQ2	中期更新世(上部)
bN22	新期鮮新世
babN22Q1	新期鮮新世～前期更新世

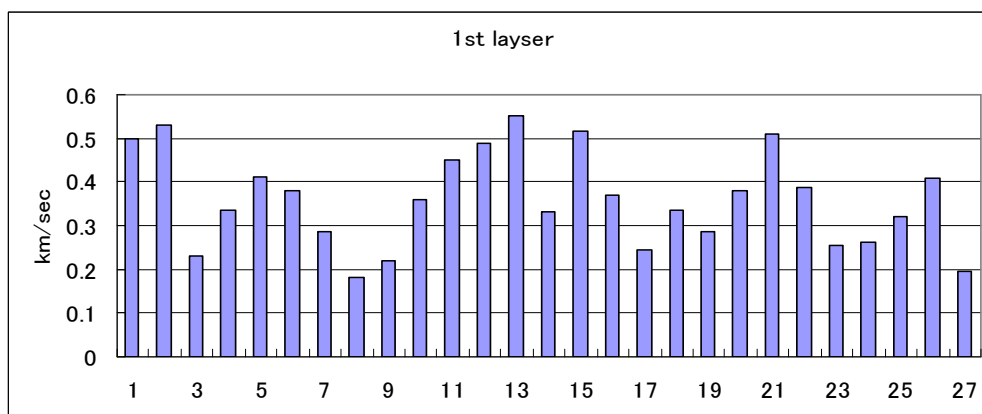


図 4.1-4 「Type 1」の第 1 層の S 波速度

(2) Type 2

このタイプは、エレバン市の西部に存在する。対応する地表地質を表 4.1-2 に示す。第1層のS波速度は360m/sec以下を示した。第2層の速度のうちいくつかの地点は360m/sec以上を示したが、これは、物理探査において薄層が分離できなかった影響があるものと解釈される。図 4.1-5 には第1, 2, 3層の平均S波速度を示した。第3層の平均S波速度は380m/secを示し、これは4.1.2項でモデル化した岩盤であると解釈できる。第1層と第2層の平均S波速度は各々220m/secと290m/secとなった。第1層と第2層の層厚の比の平均値は、0.42:0.58であった(図 4.1-6)。

表 4.1-2 「Type 2」の地表地質

地質記号	時代
apQ42	現世(上部)
apQ41	現世(下部)
apQ2-3chr	中期～新期更新世(下部)
apQ3ar	新期更新世(下部)
laQ1-2	前期～中期更新世
Q1nb2	前期更新世(上部)
Q1nb1	前期更新世(下部)

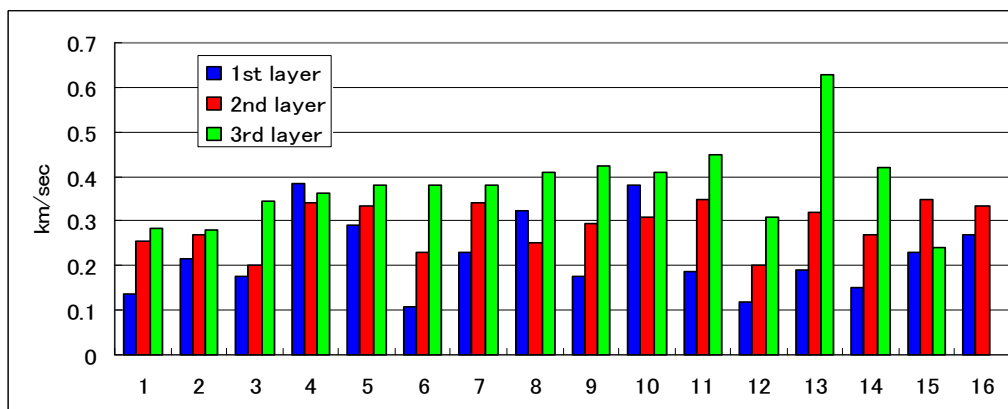


図 4.1-5 「Type 2」の第1, 2, 3層のS波速度

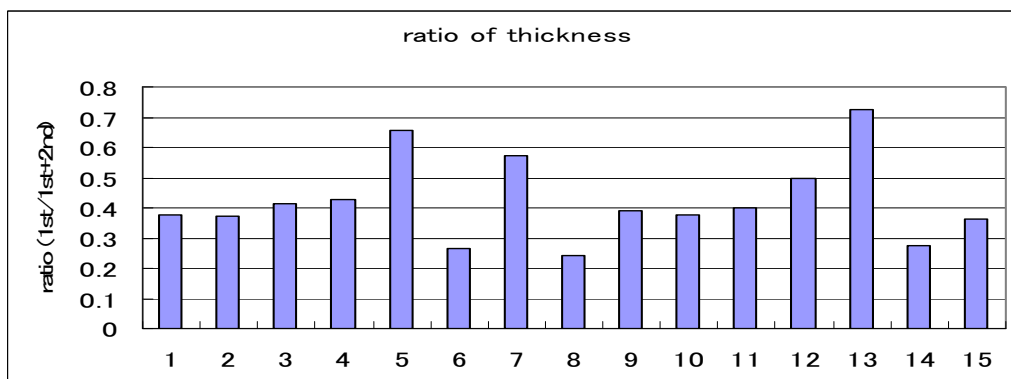


図 4.1-6 「Type 2」の第1層と第1層+第2層の厚さの比 No.16は第3層が検出できなかったため使用していない

(3) Type 3

このタイプは、エレバン市の南部、南東部に存在する。対応する地表地質を表 4.1-3 に示す。第 1 層、第 2 層とも S 波速度は 360m/sec 以下である。第 2 層の速度が 360m/sec 以上となる場合もあるが、これは物理探査で分離できなかった薄層の影響であると判断された。図 4.1-7 には第 1, 2, 3 層の平均 S 波速度を示した。第 3 層は平均 S 波速度が 380m/sec でこれは 4.1.2 項でモデル化した岩盤であると判定される。第 1 層と第 2 層の平均 S 波速度は各々 220m/sec と 290m/sec である。第 1 層と第 2 層の層厚の比の平均値は 0.44:0.56 である(図 4.1-8)。

表 4.1-3 「Type 3」の地表地質

地質記号	時代
N13hr	新期中新世、サルマチアン(上部)
N13er	新期中新世、サルマチアン(下部)
N12dj (b)	中期中新世
N1hc1	新期鮮新世～前期中新世
Pg3sh3	前期～中期鮮新世
Pg3sh2	前期～中期鮮新世
Pg3sh1	前期～中期鮮新世

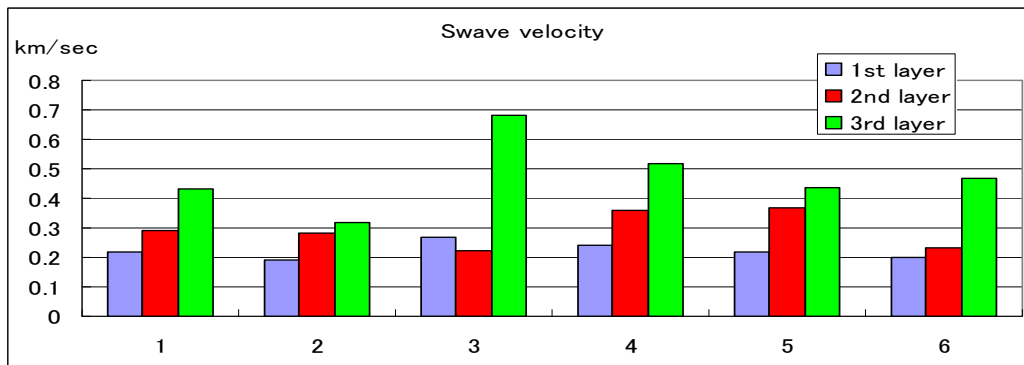


図 4.1-7 「Type 3」の第 1, 2, 3 層の S 波速度

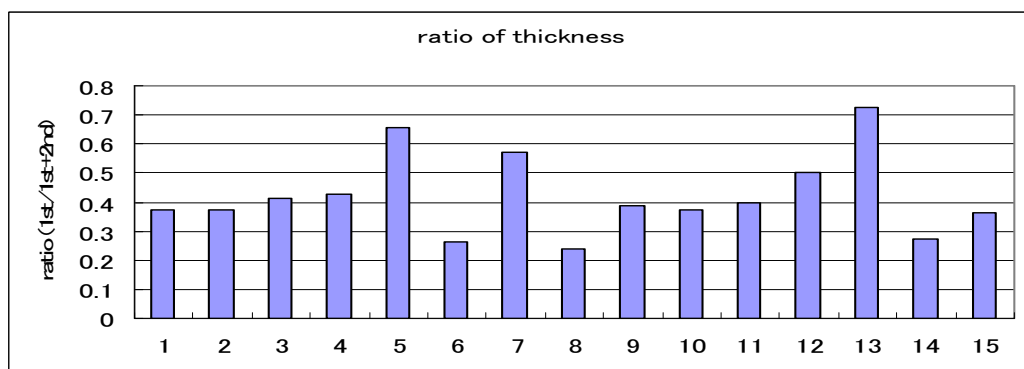


図 4.1-8 「Type 3」の第 1 層と第 1 層+第 2 層の厚さの比

(4) まとめ

上記解析結果をまとめると、エレバンの表層地盤は表 4.1-1 のようにまとめられる。

表 4.1-4 エレバンの S 波速度構造のまとめ

タイプ	Type 1	Type 2	Type 3	
時代、岩質	溶結凝灰岩を含む 第四紀の火山岩類	第四紀の段丘堆積物	第三紀またはそれ以前 の堆積岩類	
主な分布域	北部丘陵地	西部	南部、南東部	
第 1 層	360 m/sec	220 m/sec	220 m/sec	浅部
第 2 層		290 m/sec	290 m/sec	
第 3 層	360 m/sec			深部
第 4 層	500 m/sec			
第 5 層	760 m/sec			

4.1.4 ハザード解析のための地盤のモデル化

図 4.1-3 と表 4.1-4 にもとづいて、地震動の増幅特性を解析する際に用いる地盤モデルを 250m の正方メッシュごとに作成した。メッシュ数は 3831 で、メッシュごとの地盤タイプを図 4.1-9 に示した。また、作成した地盤モデルは、別途作成した地質断面図と比較、検証を行った。図 4.1-10～図 4.1-12 には S 波速度断面図と地質断面図の比較例を示した。地質断面図は下記の基準で選択した、既存の 555 本のボーリング柱状図をもとに作成した。

- ・調査対象地域内にあること
- ・掘進長が 15m 以上であること
- ・掘進長が 100m 以下であること(100m 以深のデータには間違いが多い)
- ・1メッシュ内に複数のボーリングがある場合は、代表柱状図を選定

地質断面図作成を通して、既存ボーリング柱状図に関して、以下の状況が明らかになった。

- 1) 既存ボーリング柱状図で「礫」または「小石」と記載されて地層は、実際は割れ目の多い玄武岩である場合がある。玄武岩はボーリングの掘進によって粉碎され、礫や小石に見える場合があると思われる。
- 2) 既存ボーリング柱状図では、しばしば第三紀の堆積岩の間に粘土層が記載されている。この層は、実際にはボーリング掘削の過程で粉碎された堆積岩であると思われる。

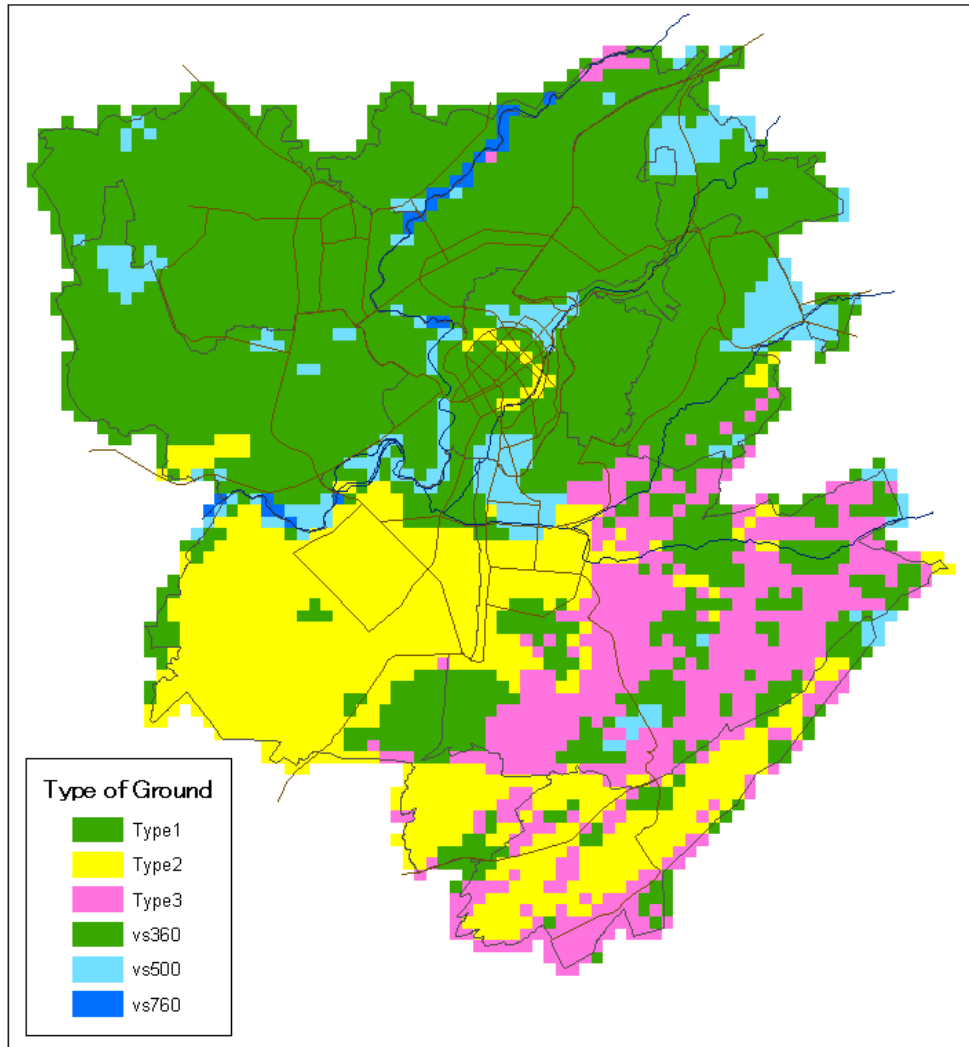


図 4.1-9 地盤タイプ、Vs360、Vs500、Vs760 はそれぞれの速度を示す岩盤が露頭していることを示す

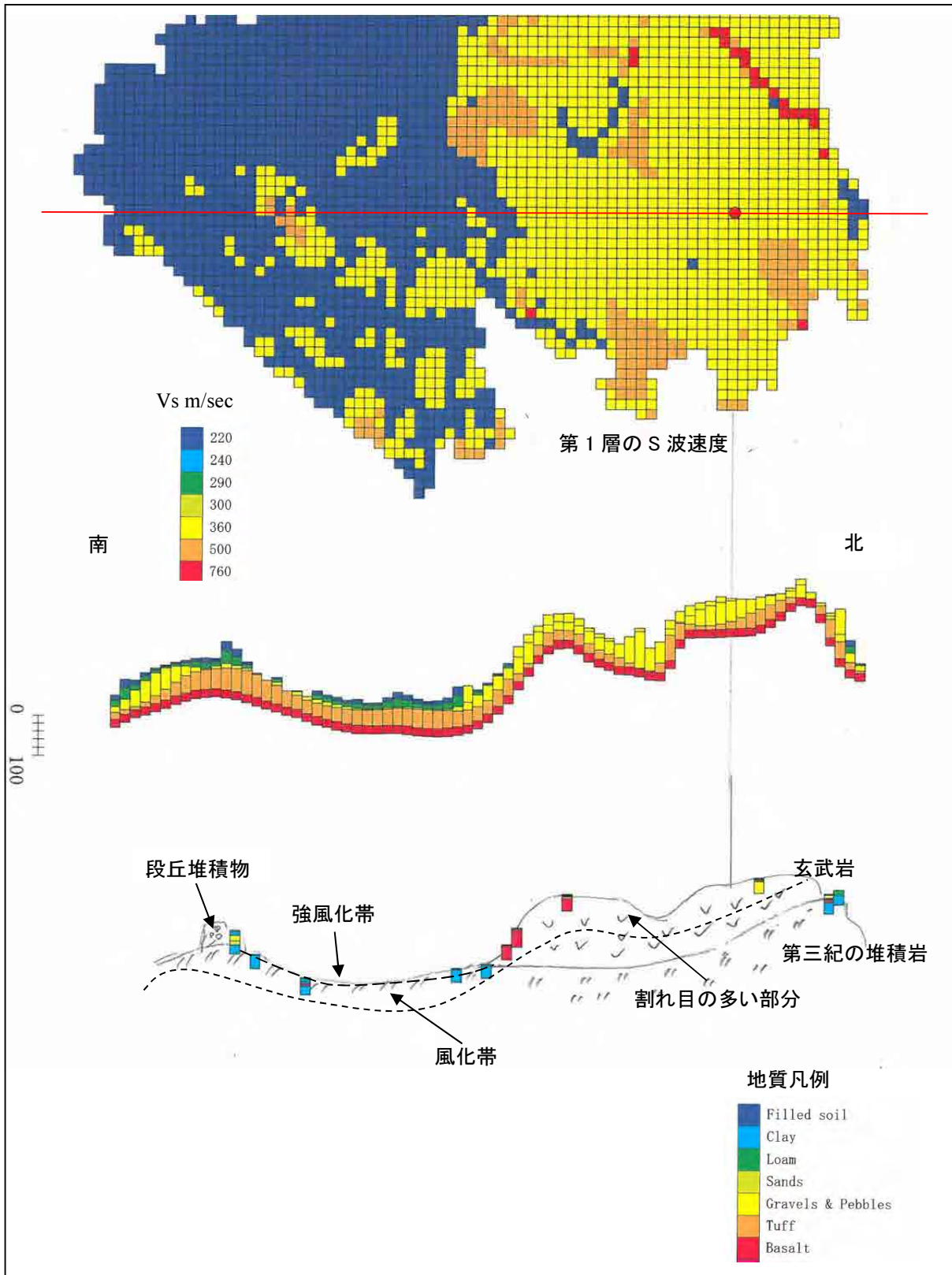


図 4.1-10 S波速度と地質断面図の比較 -南北断面-

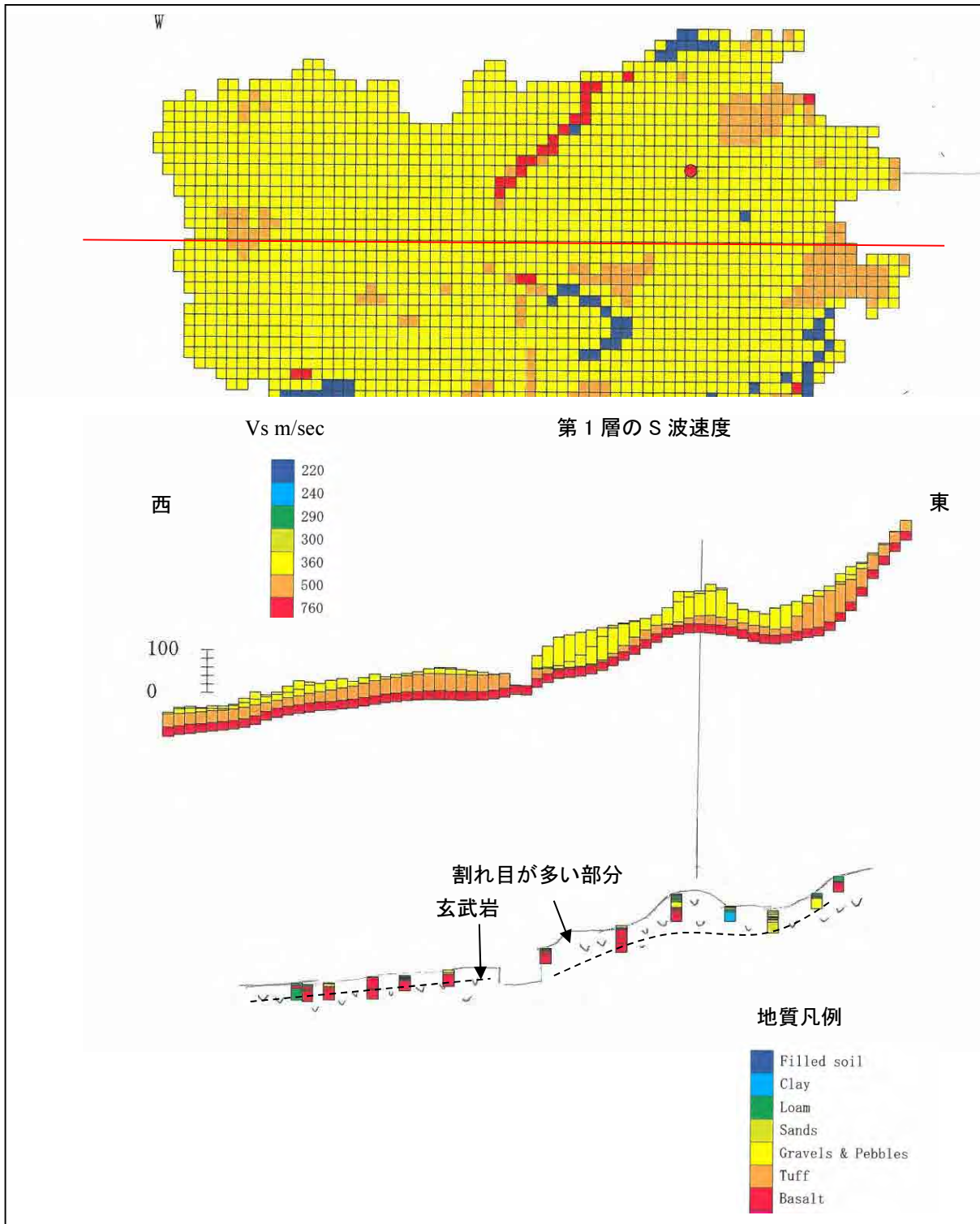


図 4.1-11 S波速度と地質断面図の比較 -エレバン北部の東西断面-

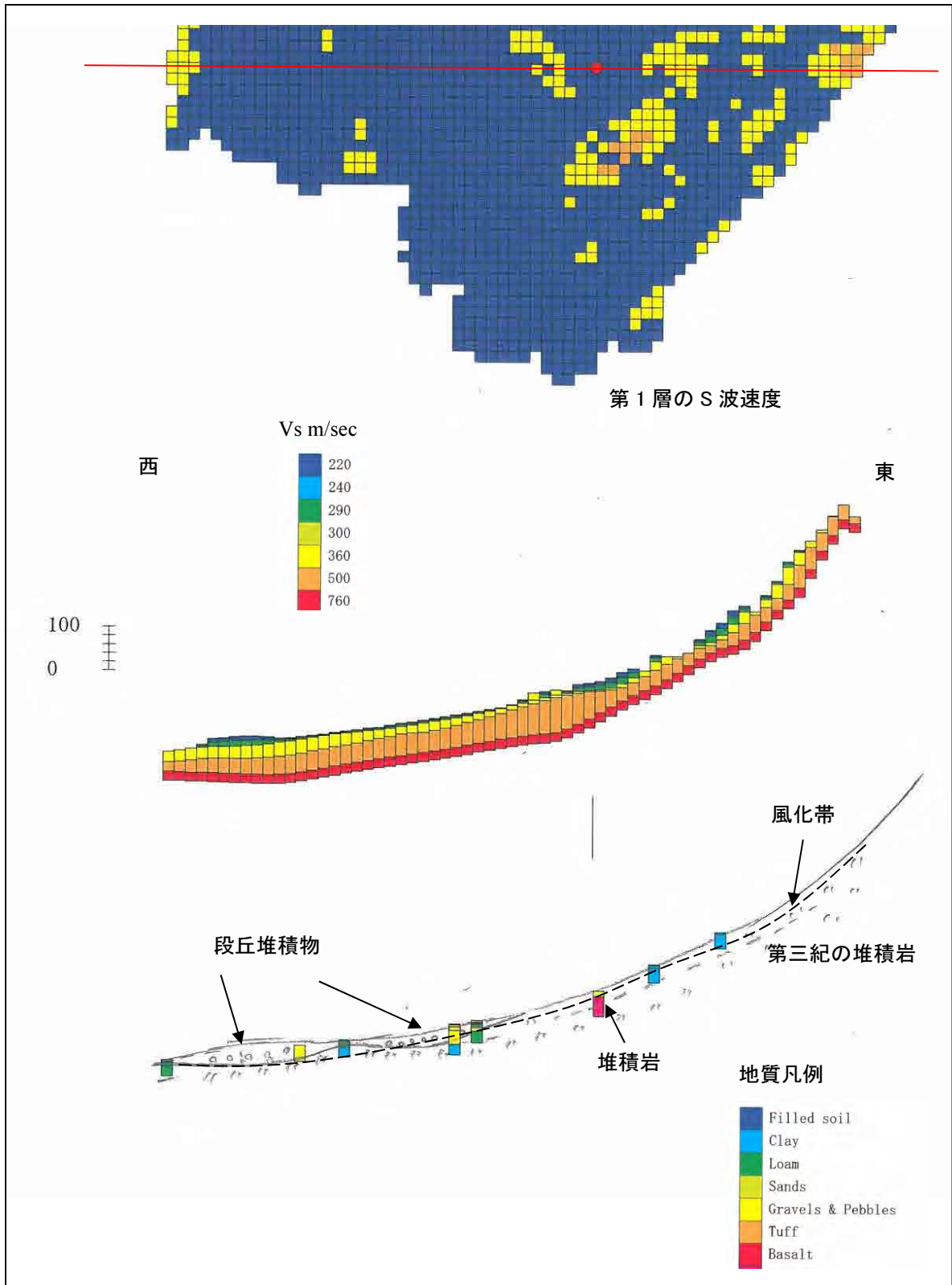


図 4.1-12 S波速度と地質断面図の比較 -エレバン南部の東西断面-

4.2 シナリオ地震

エレバン市のシナリオ地震としては、以下の2シナリオを設定した。

- Garni 断層のセグメント2(図 4.2-1 の GF2)
- Garni 断層のセグメント3(図 4.2-1 の GF3)

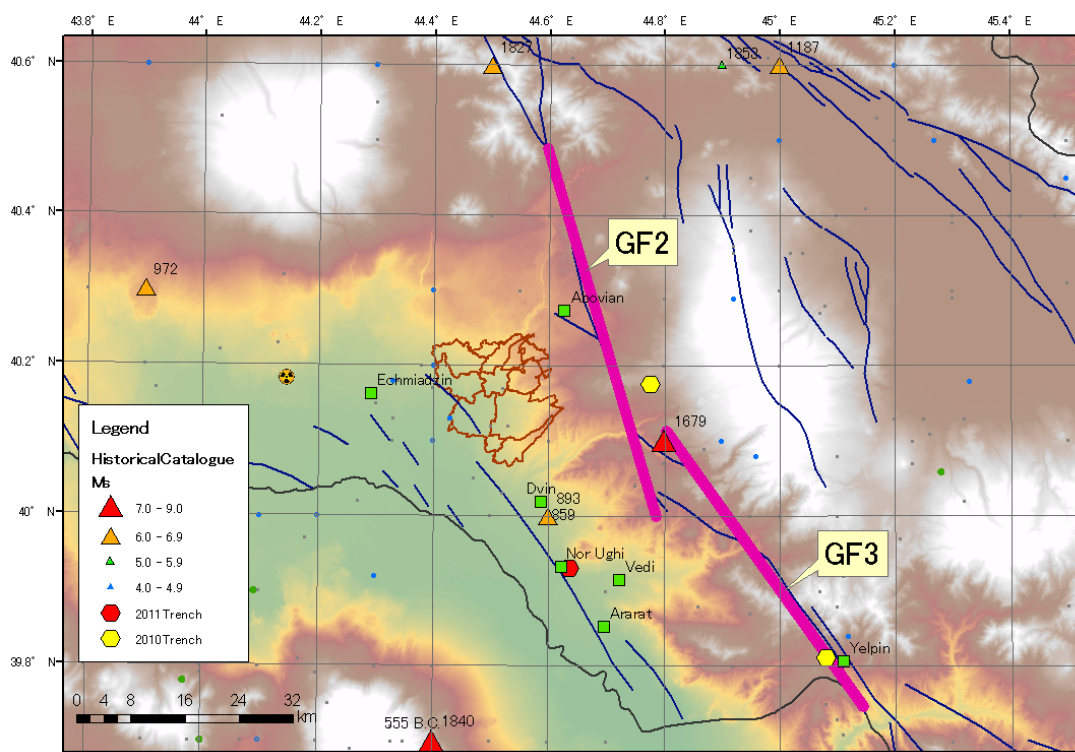


図 4.2-1 シナリオ地震の断層モデル

表 4.2-1 シナリオ地震の断層パラメータ

	Garni断層 (GF2)	Garni断層 (GF3)
モーメントマグニチュード (Mw)	7.0	7.0
断層タイプ	右横ずれを伴う正断層	右横ずれを伴う正断層
長さ (km)	57	50
傾斜 (°)	90	90
深さ(上端 - 下端) (km)	3 - 12	3 - 12
幅 (km)	9	9

Garni 断層は、延長約 200km の活断層で、全体が 5 つのセグメントに分かれているものと考えられている。エレバン市の付近にはそのうち GF2 と GF3 の 2 つのセグメントが位置している。これらのセグメントは歴史地震資料から過去数 100 年以内に活動していることが分かっており、内陸の活断層で発生する地震の再来周期が一般に 1000 年以上であることを考慮すると近い将来に地震が発生する確率は小さいものと推定される。しかし、1679 年の地震で実際に Garni 断層のどの範囲が活動したのかは十分に解明され

ておらず、近い将来の地震発生を完全に否定することはできない。1679年のGarni地震の際にはエレバン市は大きな被害を受けており、もし1679年と同様な地震が発生すると、エレバン市への影響が大きいと推定されるため、GF2とGF3をシナリオ地震とした。

表 4.2-1 に断層のパラメータを示した。以下に断層パラメータ設定の詳細を述べる。

4.2.1 断層のタイプ

トレンチ調査によると、Garni断層のGF2およびGF3は右横ずれ成分をもつ正断層と推定される。

4.2.2 断層の長さ

図 4.2-1 に示す範囲をシナリオ地震の破壊領域と推定した。既存資料(Georiskのガルニ断層に関する報告書)に示されているセグメント2は今回設定したGF2よりさらに北へ延びているが、セグメント2の北端付近では1827年にマグニチュード7.0の地震が発生しており、この付近は1827年の地震ですでに破壊がすすんでいると考え、GF2は1827年地震の震源の南に見られる断層の分岐点までとした。GF3は既存資料に従った。

4.2.3 断層の傾斜角

Garni断層のGF2とGF3は正断層であり、断層の傾斜角は大きいものと推定できる。実際、Garni北およびYelpinのトレンチでは発見された断層は大きな傾斜角度を示した。ただし、場所により傾斜方向(東傾斜、西傾斜)が混在していることから断層モデルとしては90°と設定した。

4.2.4 断層の深さ

アルメニアは火山が多く、地熱地帯であり、地震発生層はさほど深くまでは達していないと推定される。シナリオ地震の想定震源域では地震活動が活発ではなく実際に発生した地震の深さに関する資料の蓄積は少ないが、微小地震の発生する下限深度は10~15km程度である。以上から、震源断層の下端深さは12kmとした。また、地表は第四紀の火山岩類に覆われているので、地表付近は破壊したとしても地震波発生に寄与しないため、震源断層としては上端を3kmとした。

4.2.5 地震の規模

地震の規模は、同じ断層で発生した歴史地震のマグニチュードや断層長さなどから推定される。Garni断層で発生した歴史地震を見てみると、1679年のGarni地震はM7.0前後、1827年の地震もM7.0程度、1988年スピタク地震はMs6.9であり、M7.0前後の地震が多い。

Wells and Coppersmith (1994) は、多くの地震を用いた統計解析を行って、1)地下の断層の長さ(RLD: Subsurface rupture length)、2)破壊面積 (RA: Rupture area)、3)平均変位 (AD: Average displacement) などから地震の規模を推定する経験式を提案している。設定した断層の長さ、破壊面積、トレンチで観察された変位量などから地震の規模を推定すると、Garni断層のGF2はMw6.9~7.0、GF3はMw6.8~7.0となる。これらは歴史地震から推定される地震の規模と矛盾しない。

参考文献:

Wells, D. L. and K. J. Coppersmith (1994) New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displacement. Bull. Seismol. Soc. Am., 84, 974-1002.

Georisk 報告書:

Report on the Garni Fault, 20p.

4.3 地震動、液状化、斜面の評価**4.3.1 基盤地震動の解析**

地震動の計算は、まず工学的地震基盤での地震動の計算を行い、次に表層増幅特性の評価を行った。これは、表層増幅特性には地表近くの地盤の違いによって大幅に変化する性質があるので、比較的变化の少ない基盤地震動の計算とは切り離して考えるのが得策なためである。工学的地震基盤における地震動(基盤地震動)は距離減衰式を用いる経験的手法によって計算を行った。なお、工学的地震基盤としては物理探査結果から、 $V_s=760\text{m/sec}$ 以上の地層を用いた。

(1) 距離減衰式の選定

距離減衰式は、過去に観測された強震観測記録を統計的に処理することによって得られる、マグニチュードや距離などのパラメータと加速度やスペクトルなどとの経験的な関係である。したがって、距離減衰式にはその式を導く際に使用したデータの特性も反映されている。この観点からは、調査対象地やその周辺で観測された強震記録を使って作成された距離減衰式を用いるのが最も望ましいが、エレバンあるいはアルメニアで観測されたデータから作成された距離減衰式は存在しない。そこで、コーカサス地域を対象とした式や、最近の研究結果が反映された式などから選択することとした。

検討の対象とした距離減衰式は以下の6式である。

- 1) Smit et al. (2000)
- 2) AB10: Akker and Bommer (2010)
- 3) AS08: Abrahamson and Silva (2008)
- 4) BA08: Boore and Atkinson (2008)
- 5) CB08: Campbell and Bozorgnia (2008)
- 6) CY08: Chiou and Youngs (2008)

これらのうち、1)はコーカサス地方を、2)はヨーロッパ、地中海、中東を対象としている。3)～6)は NGA (Next Generation of Ground-Motion Attenuation Models) プロジェクトで作成されたもので、カリフォルニアを対象として研究されたものではあるが使用されたデータベースは世界中の地震を網羅しており、現在のこの分野における最新技術の集大成であるところから検討対象とした。

検討の方法としては、アルメニアおよびグルジアで観測された強震観測記録と比較し、観測最大加速度とよく合致する式を選定した。使用した地震はシナリオ地震と規模が同程度の以下の3地震である。

- 1988.12.7 Spitak Eq. (Mw=6.9)、アルメニア
- 1991.4.29 Dzhava-Racha Eq. (Mw=7.1)、グルジア
- 1992.10.23 Barysakho Eq. (Mw=7.2)、グルジア

比較図を図 4.3-1 に示した。1)の Smit et al. (2000)は他の式と水平最大加速度の定義が異なるため、図を分けて示した。図 4.3-1 から 2) AB10, 4) BA08, 6) CY08 を選定した。1)の Smit et al. (2000)は、観測記録とよく合致するが、震源断層の広がりを考慮できないことと震源距離が小さい場合に過大評価となることから採用できなかった。

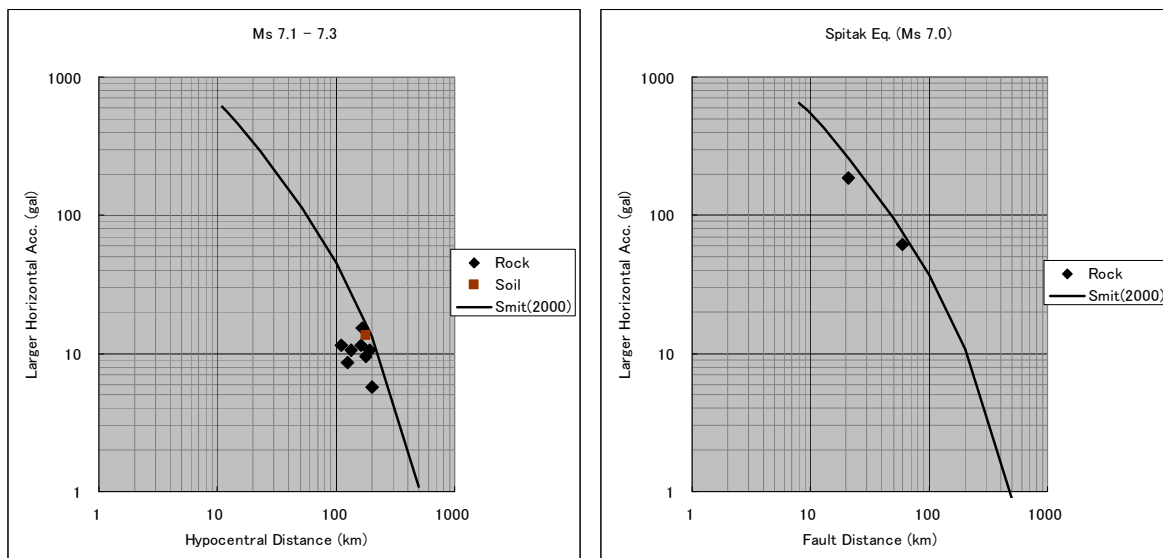


図 4.3-1(1) 観測記録と距離減衰式の比較(1)

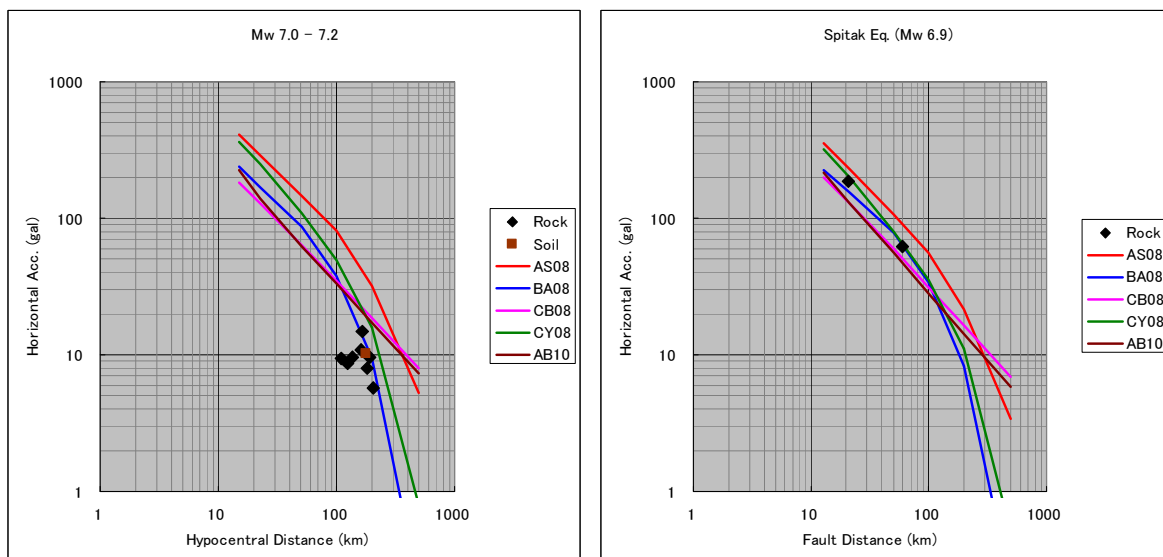


図 4.3-1 (2) 観測記録と距離減衰式の比較(2)

(2) 基盤地震動

距離減衰式で計算した工学的地震基盤での加速度を、図 4.3-2 のロジックツリーに示した重み付けを用いた平均操作を行って基盤地震動を算出した。計算結果を図 4.3-3 に示す。

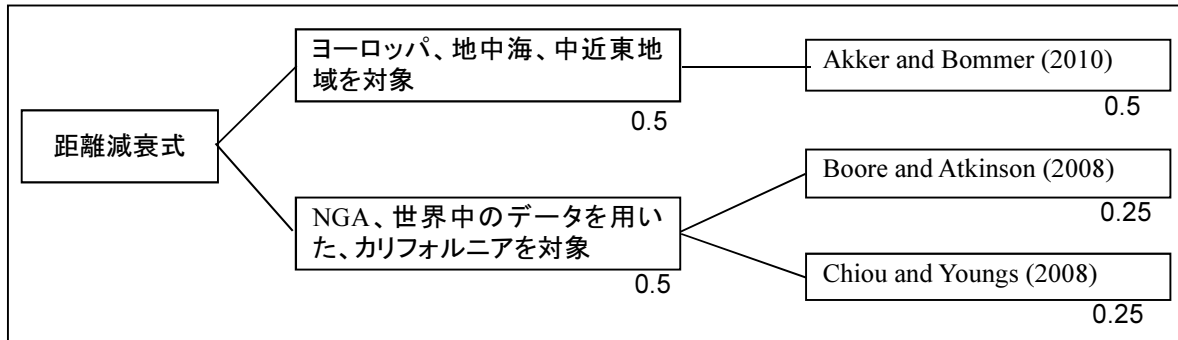


図 4.3-2 距離減衰式のロジックツリー

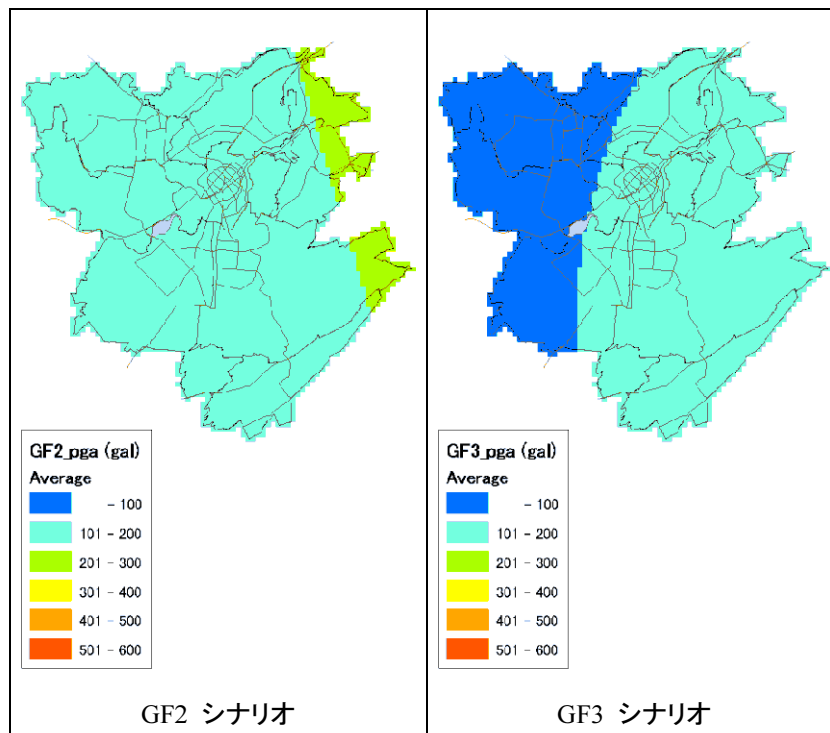


図 4.3-3 工学的地震基盤での加速度分布

4.3.2 地表地震動の解析

(1) 表層増幅特性の評価方法

表層増幅特性は、メッシュごとに SHAKE91 を使った1次元等価線形解析を行って評価した。地盤モデルは、4.1 節で作成したモデルである。計算の条件を以下に述べる。

1) 非線形特性

エレバンに分布する地盤はほとんどが硬質である。一般に V_s が 300m/sec 未満の地盤では非線形性を考慮することが必要とされるが、エレバンでは主に市の南部に V_s が 300m/sec 未満の土質が分布する地域が見られる。このうち、南東部の地すべり地域(4.1 節で述べた Type 3 地域)では地表近くに粘土質の地層が分布している。また南西部の地域(同じく Type 2 地域)では地表近くに砂礫層が分布している。

地質の非線形特性は、室内土質試験を行って調査されるが、アルメニアには試験設備が無く、非線形特性に関するデータも無い。そこで、本調査では日本で用いられている典型的な非線形特性(中央防災会議(2003)) (図 4.3-4)を使って解析した。

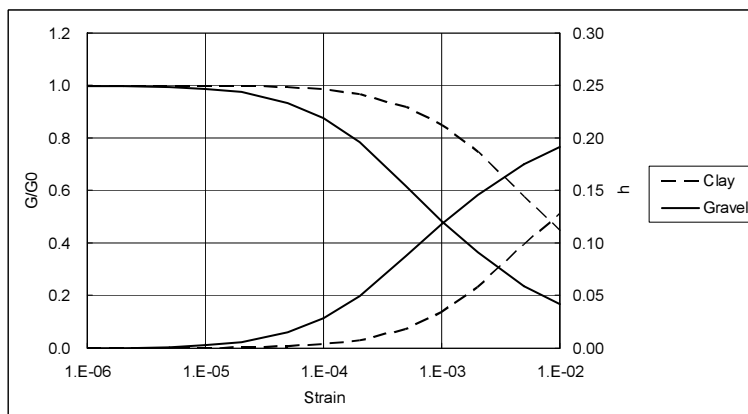


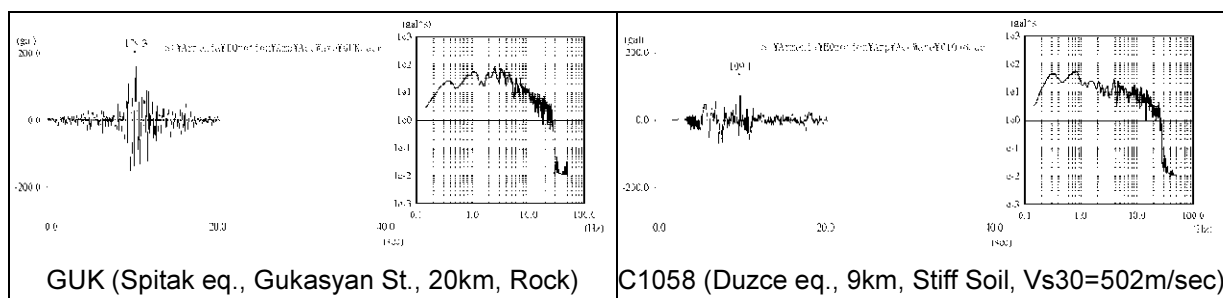
図 4.3-4 非線形特性 (中央防災会議、2003)

2) 入力波形

応答計算結果は、基盤から入射する波形に影響される。したがって、シナリオ地震の震源域で発生した地震を調査対象地域で観測した地震波形、あるいは震源はシナリオ地震と異なるが調査対象地域で観測した同規模の地震波形などを用いることが望ましい。しかし、エレバンではこのような条件に当てはまる強震観測記録は得られない。そのため、以下のような条件で入力波形の選定を行った。いずれの場合でも、応答計算に用いるためには地盤モデルの基盤である $V_s=760\text{m/sec}$ 相当の地盤で観測されたものである必要がある。

- a) アルメニア国内の M7 クラスの地震を、シナリオ地震と同程度の距離で観測した地震波形
- b) シナリオ地震と同じ断層タイプで M7 クラスの地震を、シナリオ地震と同程度の距離で観測した地震波形

a)の条件に当てはまる波形としては、1988 年スピタク地震($M_w=6.9$)の際に震央から約 20km の Gukasyan で観測された波形が入手できた。b)の条件に当てはまる地震、地震観測記録としては 1999 年トルコ Duzce 地震($M_w=7.2$)の際に断層の近くで観測された2波形を選択した。波形を図 4.3-5 に示す。



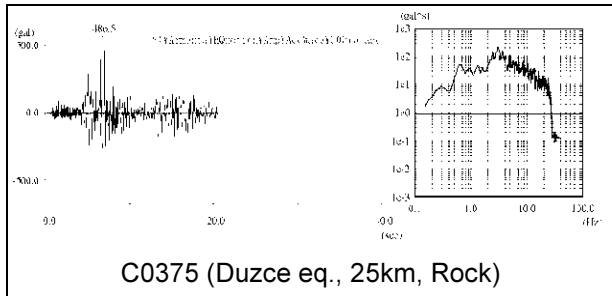


図 4.3-5 応答計算の入力波形

(2) 地表地震動

3 波形を用いて応答計算を行い、図 4.3-6 のロジックツリーに示した重み付けを用いた平均操作を行って地表加速度を算出した。結果を図 4.3-7 に示す。

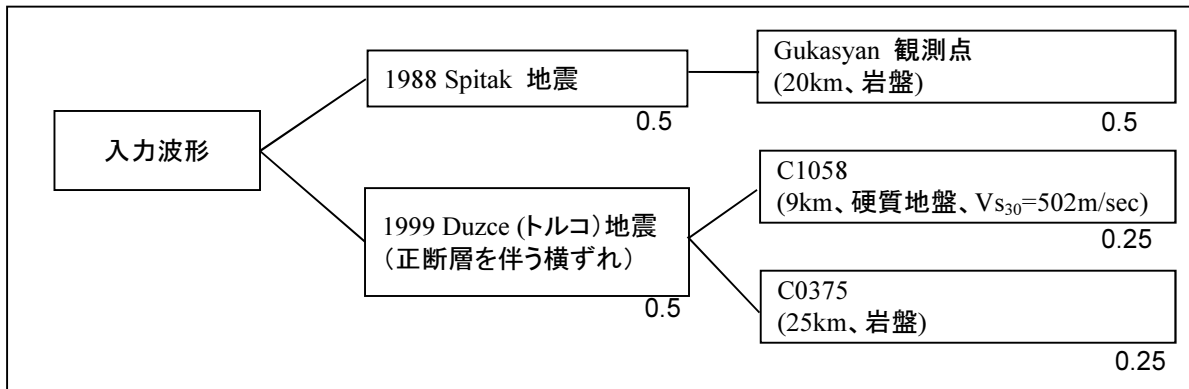


図 4.3-6 入力波形のロジックツリー

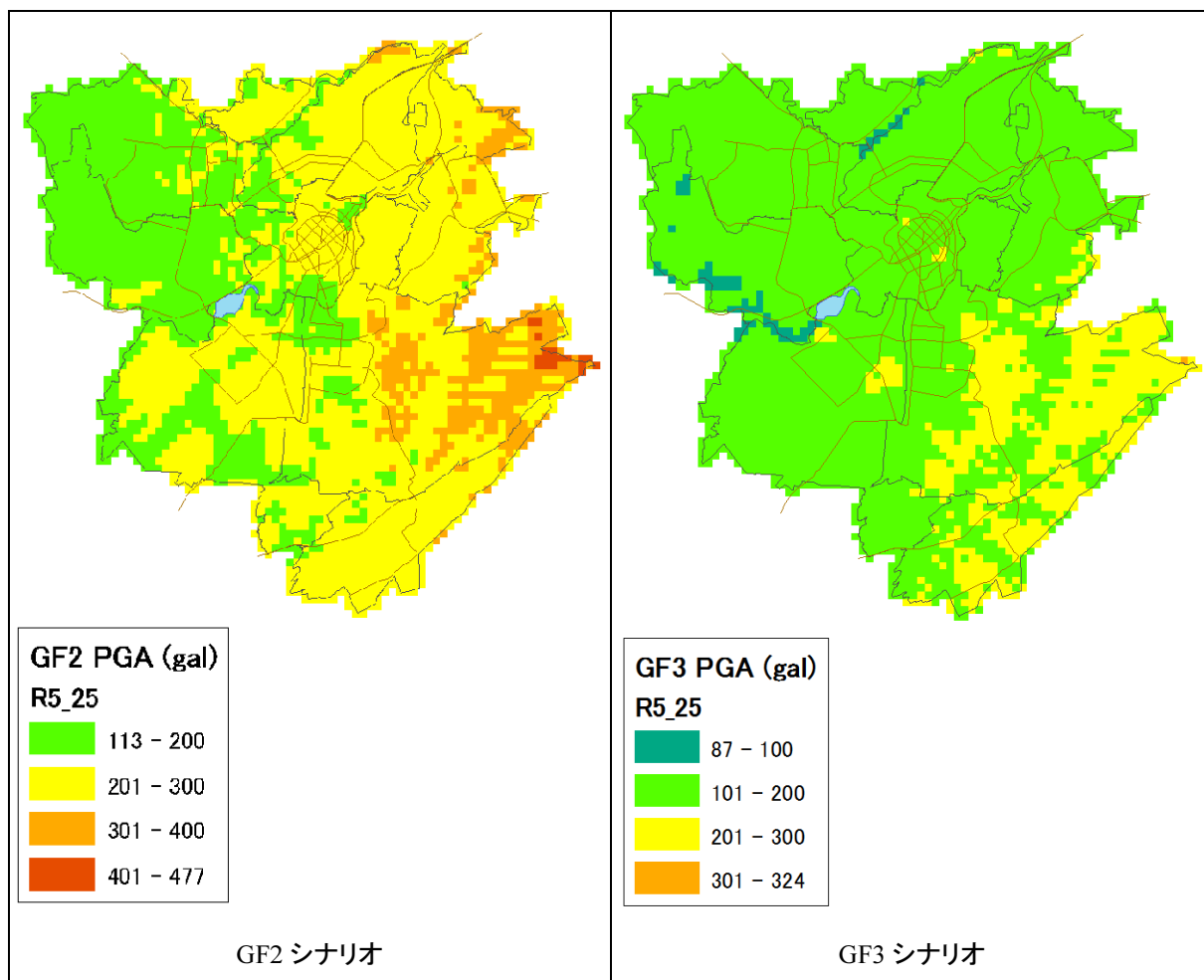


図 4.3-7 地表加速度分布

4.3.3 液状化の解析

液状化危険度の評価には、日本で広く用いられている F_L 法(日本道路協会(2002))と P_L 法(Iwasaki et al.(1982))によって解析・評価を行った。この方法は広い地域全体を統一された基準で評価できるため、地震ハザード解析に適している。

(1) 評価方法

F_L 法による液状化危険度判定の手順と基準は以下のとおりである。その結果は、変数を入力したある深度における液状化に対する抵抗率として得られる。

- 1) 液状化に対する土の抵抗力を示す動的せん断強度比(R)を算定する
- 2) 地震動によって生じる地震時せん断応力比(L)を算定する
- 3) 両者から液状化に対する抵抗率 $F_L=R/L$ を算定する
- 4) $F_L<1.0$ の場合は、液状化の危険性が高いと判定し、 $F_L>1.0$ の場合は、液状化の危険性が低いと判定する。

$$F_L = R/L$$

F_L : 液状化に対する抵抗力

$$R = c_w \times R_L \quad R: \text{有効応力下における動的せん断強度比}$$

c_w : 地震タイプに対する相関係数(本調査では地震 Type 2)

地震 Type 1(プレート境界型、大規模型)の場合: $c_w = 1.0$

地震 Type 2(内陸型)の場合:

$$c_w = 1.0$$

($R_L < 1.0$)

$$c_w = 3.3 R_L + 0.67 \quad (0.1 < R_L < 0.4)$$

$$c_w = 2.0 \quad (0.4 < R_L)$$

R_L : 室内試験より得られた抵抗比

$$R_L = 0.0882 (N_a / 1.7)^{0.5} \quad (N_a < 14)$$

$$R_L = 0.0882 (N_a / 1.7)^{0.5} + 1.6 \times 10^{-6} (N_a - 14)^{4.5} \quad (14 < N_a)$$

Na: 粒径補正した N 値

砂質土の場合: $Na = c_1 N + c_2$

$$c_1 = 1 \quad (0\% < F_c < 10\%)$$

$$c_1 = (F_c + 40) / 50 \quad (10\% < F_c)$$

$$c_1 = F_c / 20 - 1 \quad (60\% < F_c)$$

$$c_2 = 0 \quad (0\% < F_c < 10\%)$$

$$c_2 = (F_c - 10) / 18 \quad (10\% < F_c)$$

Fc: 細粒分含有率(%)

礫質土の場合: $Na = \{1 - 0.36 \log_{10}(D_{50}/2.0)\} N_1$

$$N_1: 170 N / (\sigma_v' + 70) \quad N: N \text{ 値}$$

D_{50} : 平均粒径

$$L = \alpha / g \times \sigma_v / \sigma_v' \times r_d \quad L: \text{有効応力に対するせん断応力比}$$

$$r_d = 1.0 - 0.015x \quad r_d: \text{応力減衰係数, } x: \text{深度(m)}$$

α : 地表加速度 (gal)

g: 重力加速度 (= 980 gal)

σ_v : 全荷重 (kN/m²)

σ_v' : 有効荷重 (kN/m²)

F_L 法によって、ある深度における液状化の判定が可能であるが、ハザードを評価するためには、地表の構造物に与える液状化の影響を知ることが必要である。このため、 F_L 法の結果に基づいて地表での液状化危険度を判定するために、 P_L 法を用いた。 P_L 値は、以下の式を用いて算出される。

$$P_L = \int_0^{20} F \cdot w(z) dz$$

$$F = 1.0 - F_L \quad (F_L < 1.0)$$

$$F = 0.0 \quad (F_L > 1.0)$$

$$w(z) = 10.0 - 0.5z$$

P_L : 液状化危険度

F_L : 液状化抵抗係数

$w(z)$: 深度の重み係数

z: 深度 (m)

判定基準は以下のとおりである。

$15 < P_L$ 危険性大

$5 < P_L < 15$ やや危険性大

$0 < P_L < 5$ やや危険性小

$P_L = 0$ 危険性小

(2) パラメータ設定

1) 水位

エレバン市の地下水位レベルは、既存ボーリングデータベースに含まれていた地下水位情報から推定した。一般に地下水位は地形の影響を強く受けることから、エレバン市における地下水位と標高の関係を図 4.3-8 のように整理してみた。観測データには、測定誤差、季節変動、工業用水の揚水環境の変化などを含むため、ばらつきが大きい。最悪ケースを想定して液状化解析には用いることと

した。このため、もし1本のボーリングに複数の地下水位が含まれている場合は、最も浅いデータを採用した。図中の赤線は雨期の最高水位として設定したもので、これを液状化解析に用いた。図 4.3-9 に地下水位分布を示す。

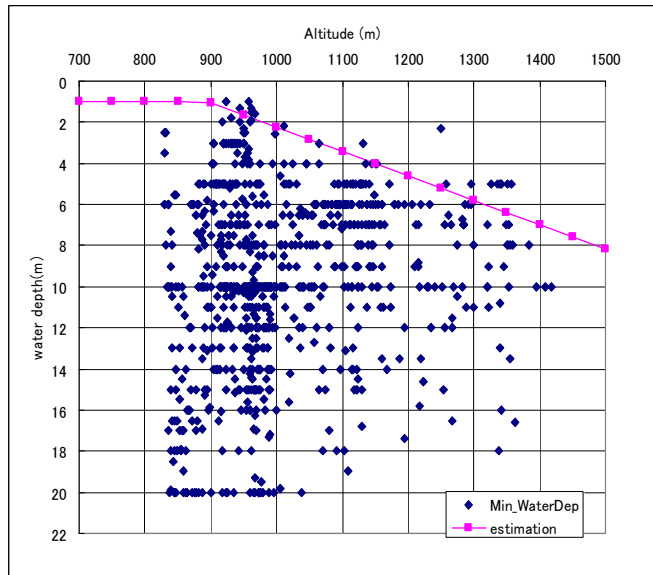


図 4.3-8 地下水位と標高の関係

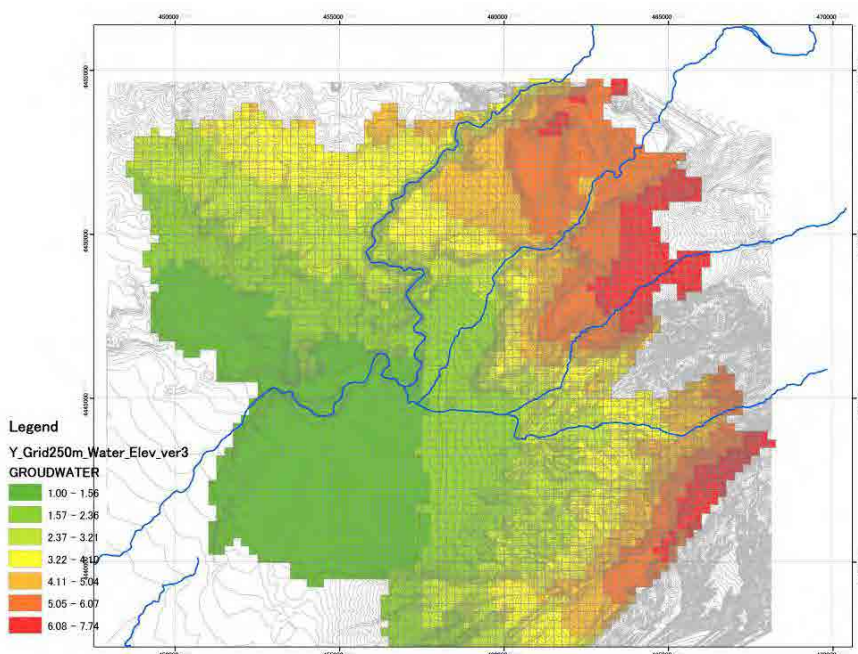


図 4.3-9 推定地下水位分布

2) 砂層の厚さ

エレバン市で液状化解析の対象となる砂を含む地層は、アララト低地堆積物(1aQ₁₋₂)にのみ分布する。砂層の分布は図 4.3-10 に示した、砂層の上・下面深度と標高の関係から設定した。

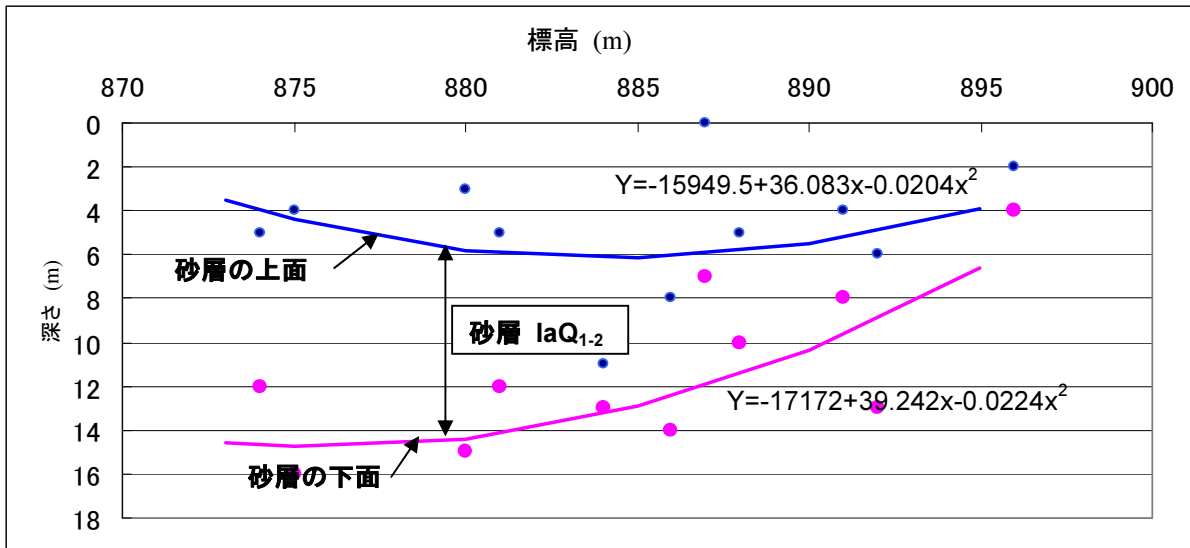


図 4.3-10 砂層(アララト低地、laQ_{1.2})の上・下面と標高の関係

3) N 値

今回新たに掘削したボーリング調査では、N 値を測定するための標準貫入試験を実施した。砂層での N 値はほとんどの場合で 50 回以上の値を示したが、これは土質から見て異常に大きな値である。これはおそらく、砂層に小石や礫が混じっているためであろうと思われる。このため、N 値と S 波速度には強い相関があることを利用して、Imai (1982)に従って S 波速度から液状化解析に用いる N 値を推定した。推定した N 値は、Vs=220m/sec の場合が 14、Vs=290m/sec の場合が 33 である。

4) その他

液状化解析に必要なパラメータである粒径、密度等についての情報は、既存ボーリングデータベースからは得られなかったため、今回実施した 10 本のボーリングで採取したサンプルを使って土質試験を行った。砂は BH-10 の深さ 8~12m および 15~16m でのみ確認された。この砂の平均物性は以下のようである。

a) D50 (平均粒径)	0.072mm
b) Fc (細粒分含有率)	53.0%
c) 密度 砂	1.8g/cm ³
礫/小石	2.0g/cm ³

(3) 液状化危険度

図 4.3-11 に液状化危険度を示した。これによれば、エレバン市には砂層の分布がほとんど見られず、したがって液状化の可能性があるのは極めて限られた範囲にとどまる。

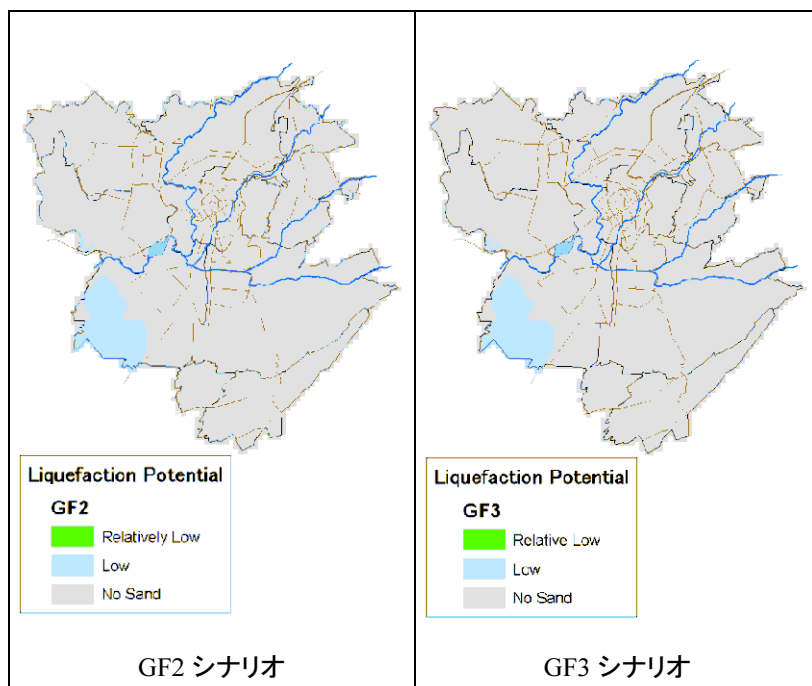


図 4.3-11 液状化危険度

4.3.4 斜面の安定性

(1) 地すべりハザード

地すべりハザード評価は、地形・地質観察、地すべりによる変状や水文上の問題点、被害の状況から見た活動性により、行った。地すべりハザード評価方法は、日本で一般的に用いられている点数式評価法に基づいて行うが、エレバン市域の地すべりの特性を帰納法により取り入れ、調査地域に適合した評価方法とした。

地すべりリスクは、地すべりハザードと住宅・建物とインフラへの影響を考慮して定性的に評価した。住宅・建物とインフラへの影響は、地すべりと道路の位置関係、または地すべり現象が保全対象物まで影響するかどうかを現場で判定した。地すべりハザードランクが高いほど、住宅・建物とインフラへの影響度が高いほど、地すべりリスクは高くなる。

現地調査により確認した現存する地すべりハザードと住宅・建物へのリスク、地形・地質評価による潜在的な地すべり危険区域(Potential Hazard Areas of Landslide)、潜在的斜面災害危険区域(Potential Hazard Areas of Slope Hazards)の評価結果を図 4.3-13 にまとめた。

危険性の高い地すべりは Shorakhpiur-Nobarashen (Sovetashen) Landslide Group に属するものがほとんどである。Erebuni 地区の東部の斜面(Nubarashen 段丘の北西側斜面)、Nor Kharberd の斜面にある地すべりの危険性が高い。また、地すべり地の多くには住宅や農地があり、また、近くに道路、水道管、ガスパイプ、電線などがあり、地震時には地すべりが活動し、被害が出やすい。

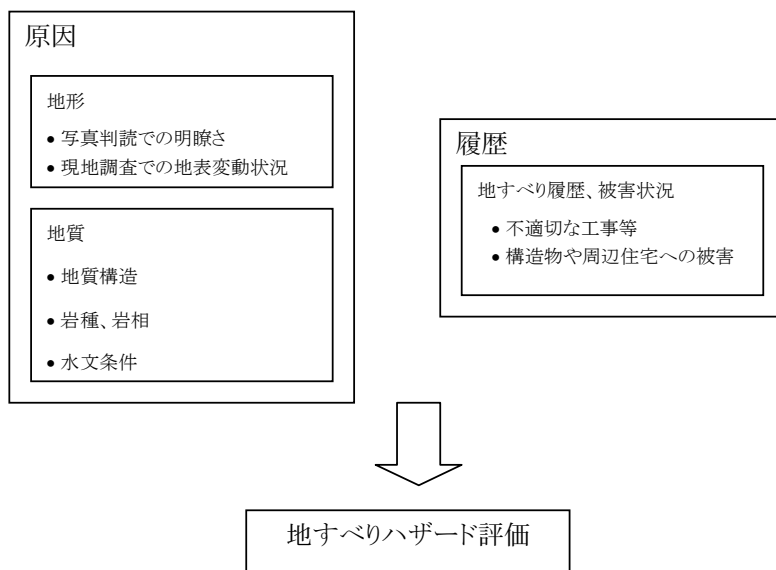


図 4.3-12 地すべりハザード評価の流れ

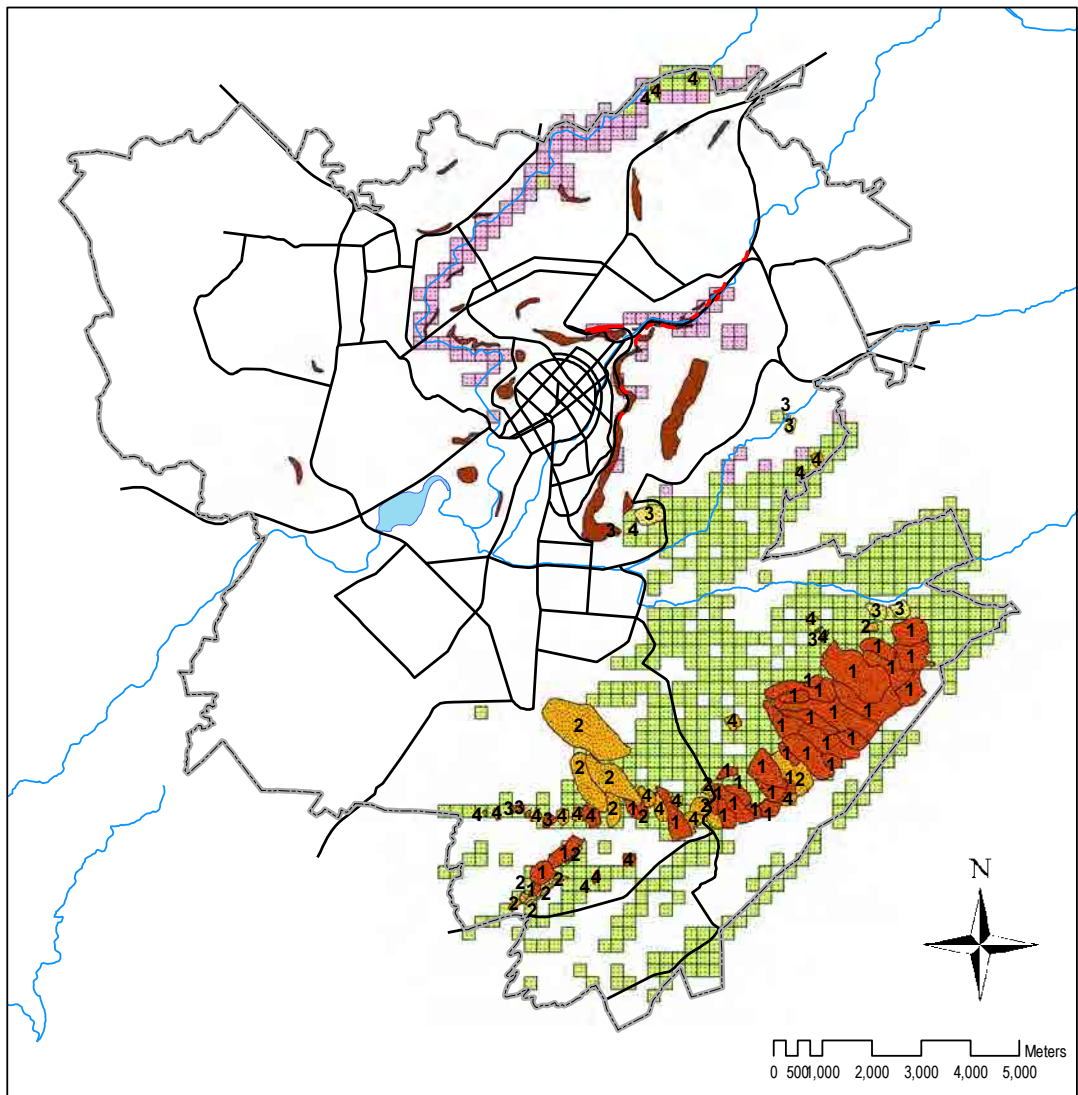
表 4.3-1 地すべりハザード評価項目と評価点

チェック項目・スコア		4	2	1	0	
A: 原因	地形	写真判読での明瞭さ	明瞭に見られる	存在するが部分的または一部不明瞭	存在するが不明瞭	
		現地調査での地表での変状	大きな・新しい亀裂、段差、沈下	小さな・古い亀裂、段差、沈下	わずかな変形	変状無し
	地質 (Geological conditions)	地質構造		断層、破碎帯、流れ盤	水平層、その他	
		岩種、岩相	Hatsavan suite(粘土、凝灰岩、砂岩)、Shorakhpiur suite(粘土、礫岩、タフ、砂岩、ジプサム質粘土)	Hrazdan suite(マール、粘土、石灰岩、頁岩)、Jrvezh suite(砂岩、ジプサム質粘土、玄武岩)	その他の第三紀の岩石と堆積物	その他の第四紀の岩石と堆積物
	水文条件	湧水多い	わずかな湧水	地表水、水みち	水は見られない	
B: 履歴	地すべり履歴、被害状況	不適切な工事等	顕著	軽微		なし
		構造物や周辺住宅への被害	甚大	軽微		なし、または、構造物等がない

表 4.3-2 住宅・建物とインフラへの地すべりリスク評価

		住宅・インフラへの影響			
		A	B	C	D
地すべりハザード	A	1	2	3	4
	B	2	3	4	4
	C	3	4	4	4

1: リスクが極めて高い、2: リスクが高い、3: リスクが中程度、4: リスクが低い



Legend

Landslide Hazard

Rank

- A High Hazard
- B Middle Hazard
- C Low Hazard

Risk Zones of Slope Hazards

- Slope Failure and Rock Fall for Buildings and Houses
- Slope Failure and Rock Fall for Main Roads

Potential Hazard Areas of Slope Hazards

Type

- Landslide
- Slope Failure and Rock Fall

- River
- Lake
- Major Road
- City border

Numbers on the landslides indicate the landslide risk for buildings, houses and infrastructures.
 1: Extremely High Risk
 2: High Risk
 3: Middle Risk
 4: Relatively Low Risk

図 4.3-13 地すべりハザード・リスクマップ

また、地すべりの危険性は地質と傾斜の関係から判定することができる。エレバン市域の場合、現存する地すべりはほとんどが、Hatsavan suite(粘土、凝灰岩、砂岩)、Shorakhpiur suite(粘土、礫岩、タフ、

砂岩、ジプサム質粘土)、 Hrazdan suite (マール、粘土、石灰岩、頁岩) および Jrvezh suite (砂岩、ジプサム質粘土、玄武岩) で発生している。また、地すべりは 5 度以上 30 度以下の傾斜地で発生している。これらのことから、現在地すべりが認められないところでも、傾斜 5 度以上 30 度以下のところは潜在的に地すべりの危険性があると考えることができる。

(2) 落石、のり面崩壊、斜面盛土の崩壊、石塀の倒壊の危険性

地震による斜面災害には、地すべり以外にも落石、道路のり面崩壊、切り盛り斜面崩壊、石塀の倒壊などがある。

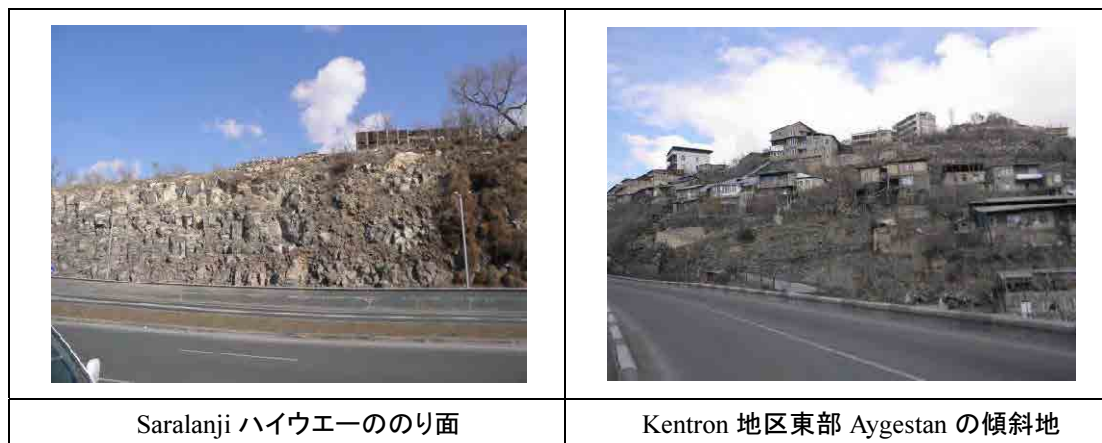
割れ目の発達する玄武岩、大きな岩塊や柱状構造をもつ玄武岩質安山岩溶岩の露出する斜面では、小規模な落石から大規模な岩石崩壊までの危険性がある。落石は、Hrazdan 川、Getar 川、Jrvezh 川の中流部の両岸に急崖やオーバーハングをなしているところで起こりやすい。こうした急崖の下には、多量の崖錐堆積物が堆積している。落石は溶岩の分布している斜面で起こりやすいことから、15 度以上の傾斜地で溶岩の分布しているところは潜在的に落石の危険性があると考えることができる。

エレバン市域では、道路のり面はカスケードを登る Saranji ハイウエー、Getar 渓谷を走る Alexander Myasnikyan 通り、テレビ塔の東斜面を通る Nork-Sari-Tagh 道路などにわずかに見られる。これらの区間は玄武岩溶岩を切った斜面か崩積物を切った斜面で、切ったままの状態のところが多く、浮石や転石が多く露出し、地震時には落石を起こしやすい。

また、傾斜 20 度程度までの周辺市街地では、切土、盛土による階段状の土地に、鉄骨基礎を立て、建物を建設している例が見られる。こうした傾斜地の住宅では、やはり地震時には崩壊や地盤の変形が起きやすく、建物への影響が懸念される。

図 4.3-13 には、「斜面崩壊・落石リスク地域」Slope Failure and Rock Fall for Buildings and Houses、「主要道路のり面・斜面での斜面崩壊・落石リスク」Slope Failure and Rock Fall for Main Road も示した。

また、地震時には石塀の倒壊の危険性がある。石塀の高さは 2m 近くにもなり、倒壊した場合は人命、車両への被害が及ぶ危険性がある。また、狭い道路では通行障害を引き起こす。石塀は 2、3m おきに鉄骨入りのコンクリート柱があるものもあり、ある程度の耐震性は考慮されている。なお、控壁の入っている例はほとんど見られない。石塀は商業地区、業務地区にはほとんど見られないが、郊外の住宅地域、工業地域、古い共同住宅の周囲には多く見られる。



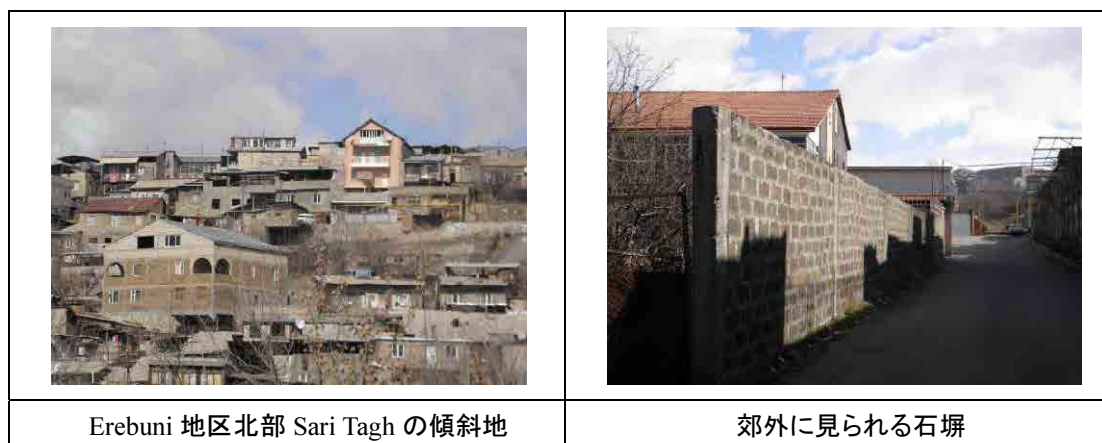


図 4.3-14 のり面、斜面盛土、石塀の状況

参考文献:

- Abrahamson N. and W. Silva, 2008, Summary of the Abrahamson & Silva NGA Ground-Motion Relations, *Earthquake Spectra*, Vol. 24, Issue 1, pp. 67-97.
- Akker, S. and J. Bommer, 2010, Empirical Equations for the Prediction of PGA, PGV, and Spectral Accelerations in Europe, the Mediterranean Region, and the Middle East, *Seismological Research Letters*, Vol. 81, No.2, pp. 195-206.
- Bommer, J. J. and N. N. Ambraseys, 1989, The Spitak (Armenia, USSR) Earthquake of 7 December 1988: A Summary Engineering Seismology Report, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 18, pp. 921-925.
- Boore D. M. and G. M. Atkinson, 2008, Ground-Motion Prediction Equations for the Average Horizontal Component of PGA, PGV, and 5%-Damped PSA at Spectral Periods between 0.01 s and 10.0 s, *Earthquake Spectra*, Vol. 24, Issue 1, pp. 99-138.
- Campbell K. W. and Y. Bozorgnia, 2008, NGA Ground Motion Model for the Geometric Mean Horizontal Component of PGA, PGV, PGD and 5% Damped Linear Elastic Response Spectra for Periods Ranging from 0.01 to 10 s, *Earthquake Spectra*, Vol. 24, Issue 1, pp. 139-171.
- Central Disaster Management Council, 2003, 16 th Meeting of Working Group for Tonankai and Nankai Earthquake, Reference Material No. 2-3 (in Japanese).
- Chiou B. S.-J. and R. R. Youngs, 2008, An NGA Model for the Average Horizontal Component of Peak Ground Motion and Response Spectra, *Earthquake Spectra*, Vol. 24, Issue 1, pp. 173-215.
- Imai T. and Tonouchi K., 1982, Correlation of N value with S-wave velocity and shear modulus, ESPOT II.
- Iwasaki, T., Tokida, K., Tatsuoka, F., Watanabe, S., Yasuda, S. and Sato, H., 1982, Microzonation for Soil Liquefaction Potential Using Simplified Methods, Proc., 3rd Int. Conf. on Microzonation, Seattle, Vol.3, pp1319-1330.

Japan Road Association, 2002. Specifications for Highway Bridges, Part V Earthquake Resistant Design.

Smit, P., V. Arzoumanian, Z. Javakhishvili, S. Arefiev, D. Mayer-Rosa, S. Balassanian and T. Chelidze, 2000, The Digital Accelerograph Network in the Caucasus, in Balassanian, S. (ed.), earthquake Hazard and Seismic Risk reduction - Advances in Natural and Technological Hazards research. Kluwer Academic Publishers.

4.4 エレバン断層による地震動

エレバン断層は、エレバン市の南西に位置し、エレバン市にとって最も近い活断層である。その地震活動度はよく分かっていないが、もしエレバン断層で地震が発生した場合、エレバン市の被害は甚大となることは容易に想像できる。エレバン断層については 1950 年代から多くの議論がなされている(たとえば、Aslanyan, 1954, 1958、Gabrielyan, 1959, 1981)が、その活動度のみならずその位置、長さ、傾き、セグメンテーションなども確かではない。特にエレバン断層の北部の、エレバン市に近い部分は伏在断層であるため、調査が難しいことがその大きな原因である。

エレバン断層については科学的にその震源としての性質がよくわかっていないため、本プロジェクトではシナリオ地震として採用することができなかったが、参考にするべき地震であることは明らかである。エレバン断層が活動した場合のエレバン市での地震動を知っておくことはエレバン市の地震防災にとって重要であると考えられる。

そこで、本節ではエレバン断層が活動した場合の地震動を想定した結果を述べる。エレバン断層の長さが確定していないこと、断層の一部だけが活動する場合もありうることを考慮して 4 つのマグニチュードを想定した。断層モデルを表 4.4-1 と図 4.4-1 に示す。計算に使用したパラメータ推定の詳細を以下に示す。

(1) 断層のタイプ

エレバン断層のタイプは、トレンチ調査結果から逆断層と想定される。

(2) 断層の長さ

Yerevan 断層が南東へどこまで伸びているかについては、さまざまな考えがある(Georisk のエレバン断層に関する報告書)。重力異常データや堆積盆地の大きさから断層長を 30km 程度とする説もある(Georisk のエレバン断層に関する報告書)。しかし、Nor Ughi で実施したパイロット・トレンチ調査で活断層が確認されたことから、Nor Ughi のやや南東まで断層が続いていると推定し、断層の長さは 40km とした。

(3) 断層の傾斜角

Nor Ughi のパイロット・トレンチで北側に 26° で傾斜した逆断層が見つかった。しかし、地下深部での傾斜角は明らかでない。Tovmasyan (2008)は、1973 年から 2002 年にかけてエレバン市から半径 30km 以内に発生した 15 の中小地震のメカニズム解析を行っている。これによると、15 地震のうち 11 地震が逆断層タイプである。そのうち、走向が東西ないし北西－南東で北傾斜の断層の傾斜角度は 55° から 72° の範囲内にある。パイロット・トレンチ結果からは、Yerevan 断層が高角度の逆断層であるとは考えにくいので、Yerevan 断層の傾斜角度は 55° と設定した。

(4) 断層の深さ

エレバン断層はエレバン市付近では伏在断層であることを考慮して、上端深さを 5km とした。

(5) 地震の規模

エレバン断層の長さは、最大で 30~40km と推定される。Wells and Coppersmith (1994) の経験則によればエレバン断層で発生する最大の地震はモーメントマグニチュード(Mw)=6.8 となる。しかし断層の一部だけが活動して、これより小さい規模の地震が発生する場合も考えられる。実際に最近エレバン市の南西で発生した地震の中で最大のものは、1937 年 1 月 7 日に Parakar 付近で発生したマグニチュード 4.6 の地震である。この地震によるエレバン市の被害は軽微であった。以上のことから、設定マグニチュードは 6.8(最大)、6.2、5.6、5.0 の 4 通りとし、地震規模の違いによる地震動の違いを示すことにした。これら 4 種類の地震の断層の長さは Wells and Coppersmith (1994) の経験則で設定した。断層の位置は、最大規模の地震(Mw=6.8)の断層面上に、Parakar の近くに設定した。

基盤地震動の計算手法は、4.3 節に示した方法と同じである。表層増幅特性の評価手法も同じであるが、応答計算の入力波形としてはスピタク地震の Gukasyan での観測波のみを用いた。計算結果を図 4.4-2 に示す。

表 4.4-1 エレバン断層の断層パラメータ

	エレバン断層			
モーメント マグニチュード(Mw)	6.8	6.2	5.6	5.0
タイプ	逆断層			
長さ (km)	40	15	6.7	3.0
傾斜 (°)	55 (北東傾斜)			
深さ(上端 - 下端)(km)	5 - 12	5 - 11	5 - 8	5 - 6
幅 (km)	8.6	7.5	3.3	1.5

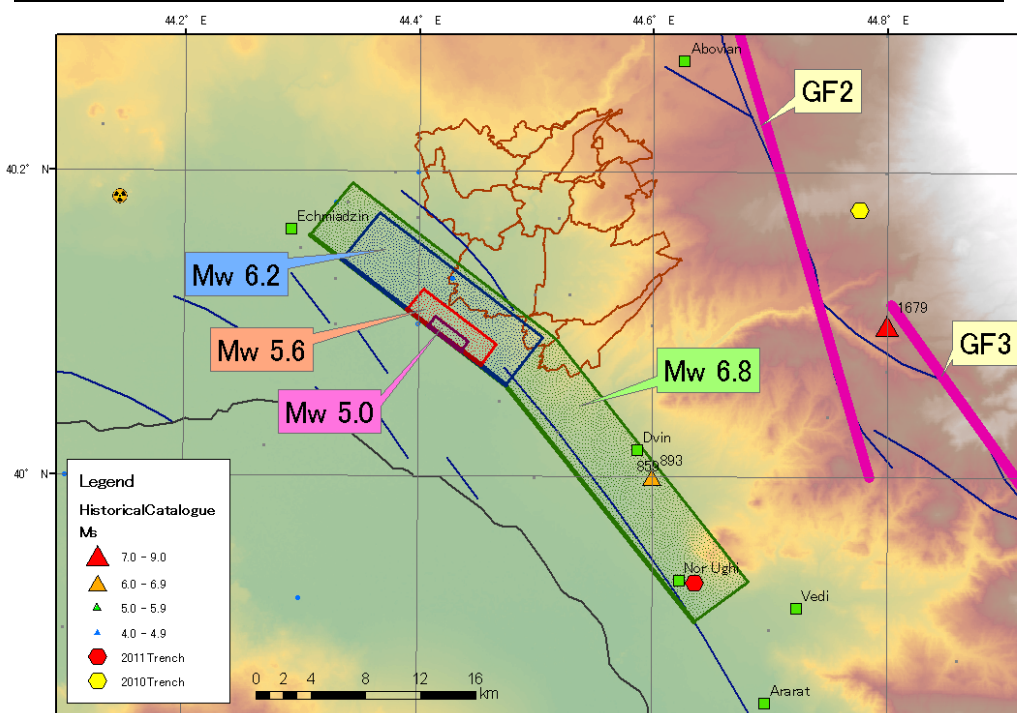


図 4.4-1 エレバン断層に設定した 4 つの震源断層

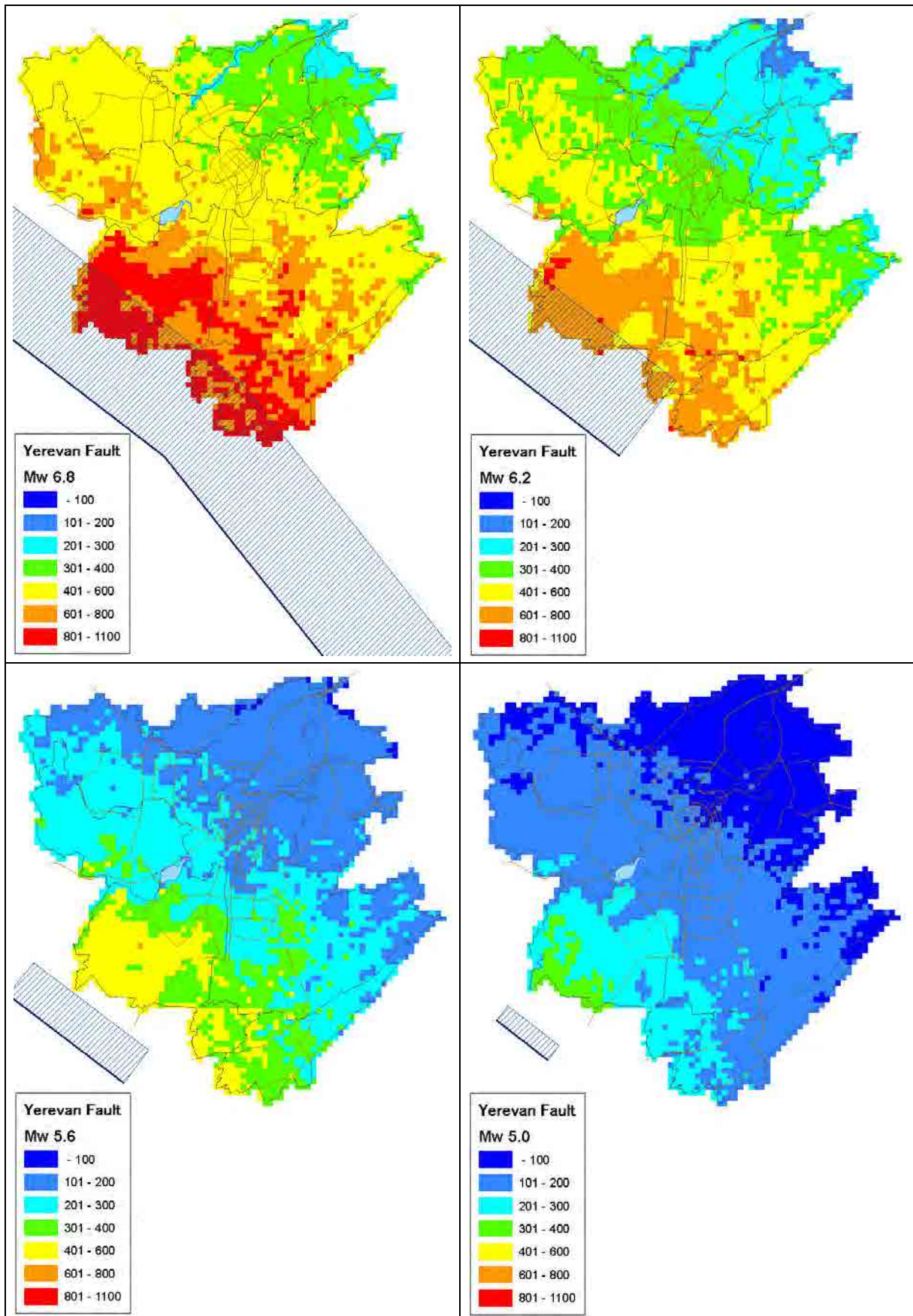


図 4.4-2 エレバン断層の活動を想定した地表加速度分布

参考文献:

- Aslanyan, A. T., 1954, Deep fault near Yerevan City. Volume of contribution summaries of the 6th Science and Technology Conference of the Transcaucasian High Technological University Professors and Lecturers (in Russian)
- Aslanyan, A. T., 1958. Regional geology of Armenia, HaiPetHrat, Yerevan (in Russian)
- Gabriyelyan, A. A., 1959, Main issues of the geotectonics in Armenia. Publishing House of the AS of the Armenian SSR, Yerevan (in Russian)
- Gabriyelyan, A. A., O. A. Sargsyan, and G. P. Simonyan, 1981, Seismotectonics of the Armenian SSR. Publishing House of the Yerevan State University, Yerevan (in Russian)
- Tovmasyan, A. K., 2008, Focal Mechanisms of Yerevan Earthquakes, The modern main issues of Geology and Geography, 297-305.
- Wells, D. L. and K. J. Coppersmith (1994) New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displacement. Bull. Seismol. Soc. Am., 84, 974-1002.

Georisk の報告書:

Report on the Yerevan Fault, 43p.

第5章 建造物のインベントリー調査

5.1 建物サンプル調査

5.1.1 調査概要

構造分類と脆弱性評価に必要な情報を収集することを目的に、建物サンプル調査を行った。調査を行った建物数は、下記の通りであり、建物は無作為に選んだ。「パスポート」と呼ばれる構造シートを調査のために用意した。調査は、JST の管理の下で、“SEISMANAKHAGITC” LLC 社が行った。

- 集合住宅 : 100 棟
- 戸建住宅 : 30 棟
- 学校・病院 : 20 棟 合計 150 棟

5.1.2 集合住宅の構造分類

表 5.1-1、図 5.1-1 は、サンプル調査結果を基にした集合住宅の構造分類とその特徴である。種類としては、3 つのタイプの石造建物と 5 つのタイプの鉄筋コンクリート造建物に分けることができる。ほとんどの建物は 1988 年のスピタク地震以前に建てられたもので、モリシックは地震後に建設された。

表 5.1-1 集合住宅の構造分類と構造的特徴

No	構造種別/構工法通称と構造形式	階数	建築年代	構造的特徴
1	(個別設計の無補強)石造(型番なし)	主に 4 階。 3~6 階。	1958 年頃まで。 1940 年頃までは 3 階建て。	壁厚 60cm、両側の石の間にライムモルタルを充填する Midis と呼ばれる形式が多い。床は木造が多い、50 年頃以降は、階段部分のみ場所打ちコンクリート造。
2	(補強)石造、 型番 1-451	4 階、5 階。	1958 年~1970 年代初頭まで。	壁厚 50cm でセメントモルタル、床は PC ボイドスラブ。壁内部に耐震ヘルトと呼ばれる鉄筋コンクリートを床周囲に配置。
3	補強石造、 型番 1A-450、	4 階、5 階。	1970 年代初頭から 1988 年頃まで。	壁厚 50cm、セメントモルタル充填、約 6m 間隔で縦方向に鉄筋コンクリートによる補強。耐震ヘルトと呼ばれる RC 補強を壁内部の床位置に設置。床は PC ボイドスラブ。
4	フレームパネル、型番 111 プレキャスト鉄筋コンクリート骨組造	9 階。	1975 年頃以降 1988 年頃まで。	一方向は PC の RC 骨組、他方向は PC 柱とパネルの構造。柱標準寸法は 40cmx40cm。床はボイドスラブ。
5	リフトスラブ、場所打ち鉄筋コンクリートコア壁とプレキャスト柱・現場打ちフラットスラブ併用形式	12 階、16 階。	1970 年頃~ 1988 年頃まで。	現場打ち RC コアと PC の柱、フラットスラブ工法。場所打ちのフラットスラブは製作後、PC 柱を利用して所定の位置まで揚重。地震力は全てコア壁で負担する設計。
6	フレーム&フレーム(バダリヤン式、モノキャン式)、プレキャスト鉄筋コンクリート骨組造	12、14 階。 一部 10、18 階。モノキャンは 9~12 階。	1960 年代~ 1988 年頃まで。	2 方向共 PC の RC 骨組。 柱の標準寸法は 50cmx50cm。部材の現場接合部が柱梁接合部から離れておりフレームパネルより靱性があると見られている。
7	ラージパネル、型番 1-451 LP、壁式 プレキャスト鉄筋コンクリート造	9 階、5 階。 一部に 4 階、8 階。	1970 年頃~現在まで(国による建築が継続)。	壁式プレキャストの RC 造、耐震性に優れている。
8	モリシック、場所打ち鉄筋コンクリート造	中高層一般。	地震後の 1990 年頃以降。	現場打ち RC 造(柱梁の骨組造が多い)。スピタク後の 1994 年に新耐震基準。壁は軽量コンクリートブロック壁。

注: RC: 鉄筋コンクリート。PC: プレキャストコンクリート。

5.1.3 建設年代と集合住宅の階数

建設年代と階数の関係は、図 5.1-1 のように表すことができる。「型番」を持つ設計と建設は 1970 年代に始まった。プレキャスト工法は 1960 年代中盤に始まり、1970 年代に盛んに使われた。モノリシックは、1988 年のスピタク地震以降、1994 年の新耐震基準に則り、に設計・建設された。

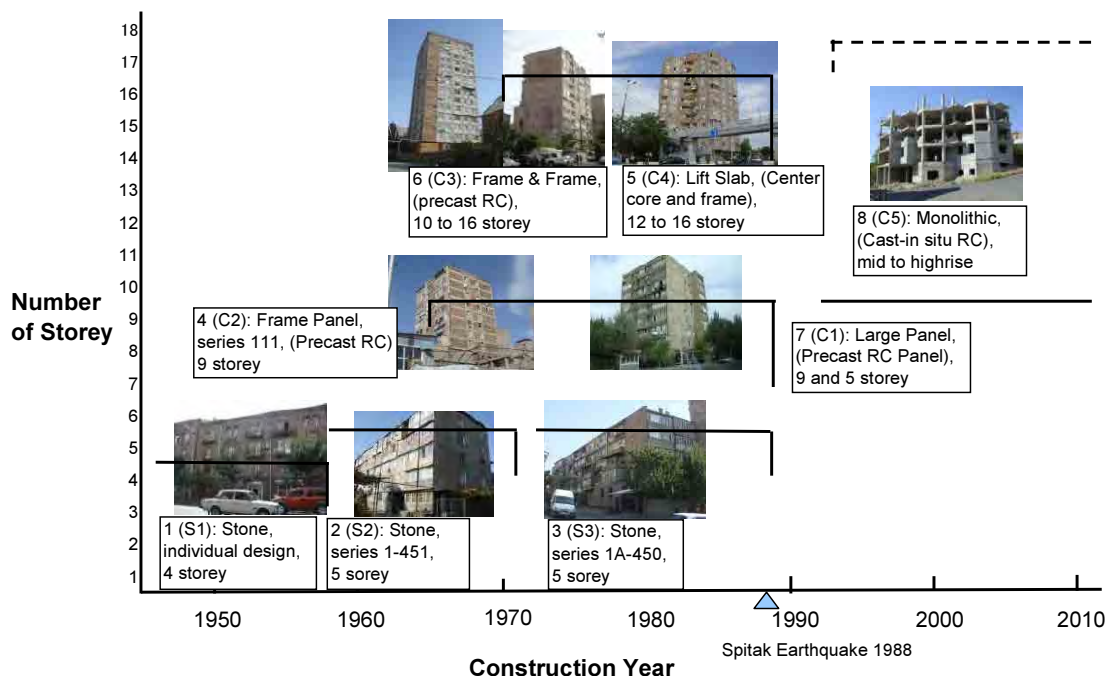


図 5.1-1 建設年代と階数の関係

5.1.4 集合住宅の概要と外観

(1) 石造: 個別設計

図 5.1-2 は、個別設計の石造である。ライムモルタルと粉砕した石を使用した Mydis という形式が使用される。



(左) 市内にある 4 階建て

(中) Kentron 区の 4 階建て

(右) 平面図例

図 5.1-2 石造: 個別設計

(2) 石造:型番 1-451

石造:型番 1-451 を図 5.1-3 に示す。セメントモルタルと粉砕した石を使用した Mydis 壁が標準である。継ぎ目がはっきりした石積み(図 5.1-3 右)は、路地でたまに見られる程度で表通りでは見られない。

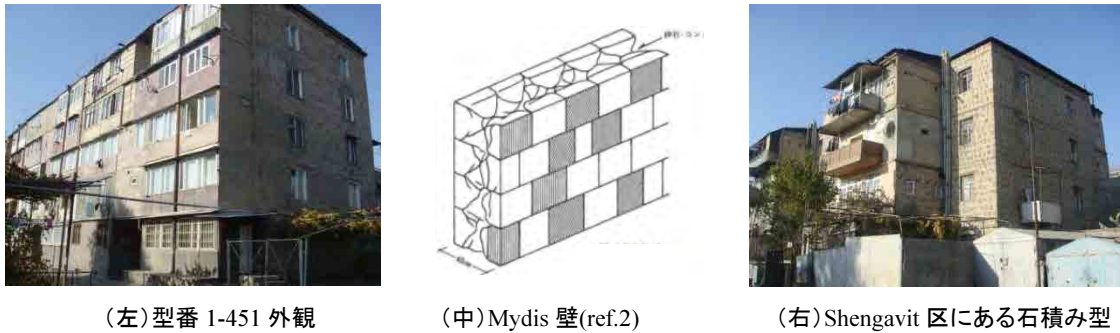


図 5.1-3 型番 1-451 の外観と Mydis 壁

(3) 補強石造:型番 1A-450

補強石造、型番 1A-450 を図 5.1-4 に示す。図 5.1-5 は断面図の典型的な例である。



図 5.1-4 Malatia-Sebastia 区の補強石造:型番 1A-450

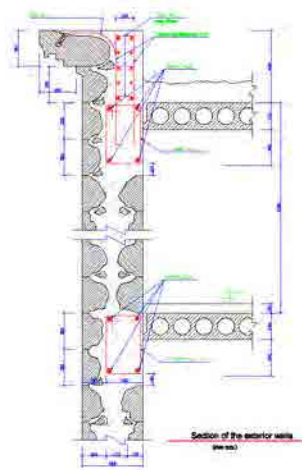


図 5.1-5 型番 1A-450 の典型的な断面図

(4) フレームパネル:型番 111

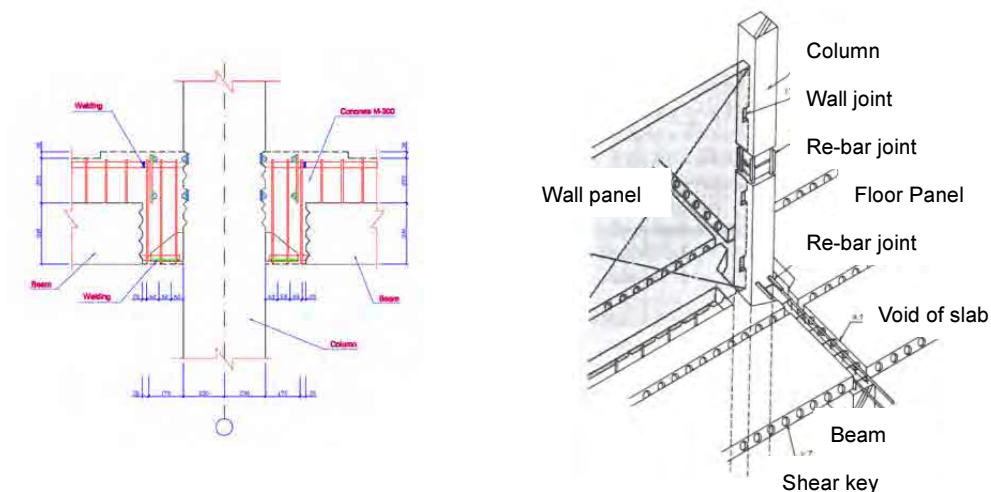
フレームパネル:型番 111を図 5.1-6に示す。縦方向は、プレキャスト部材を使用したフレーム耐震構造であり、横方向はプレキャスト構造パネルである。非構造的プレキャストパネルを外壁に使用している。部材接合部は図 5.1-7に示すとおりである。



(左・中) Malatia-Sebastia 区のフレームパネル建物

(右) 建設中(NSSP EEC 提供)

図 5.1-6 フレームパネル:型番 111 の建物



(a) 柱梁接合部

(b) 接合部の部材(ref. 2)

図 5.1-7 フレームパネルの主な接合部

(5) リフトスラブ

リフトスラブは代表的な工法である。まず、現場打ちの壁がコア部につくられる。床はフラットスラブ工法で作成され、プレキャストの柱を利用して設計した高さまで持ち上げられる。コア壁の厚さは 40~50cm であり、柱サイズは 40~50cm である。外観及び平面図を図 5.1-8 及び図 5.1-9 に示す。



(左) Shengavit 区の 12 階建てシングルコアの建物

(右) Nor Nork 区の 12 階建てダブルコアの建物

(中) Ajapnyak 区にある建設中止になった建物

図 5.1-8 リフトスラブ建物の外観

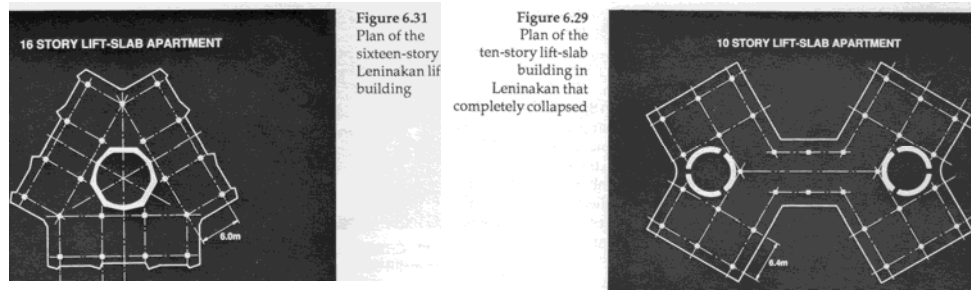


図 5.1-9 典型的なリフトスラブの平面図(ref.1)

(6) フレーム&フレーム

フレーム&フレームには、Badalyan と Maroukyan の 2 種類がある。それらを図 5.1-10 に示す。スピタク地方では、この工法は見られない。Badalyan 型のプレキャストフレームを図 5.1-11 と図 5.1-12 に示す。プレキャスト部材を設置した後、構造を接合するためにコンクリートを打設する。



(a) Malatia-Sebastia 区の Badalyan 型の 14 階建ての建物 (b) Kentron 区の Maroukyan 型の建物

図 5.1-10 フレーム&フレームの建物



図 5.1-11 建設中の Badalyan 型

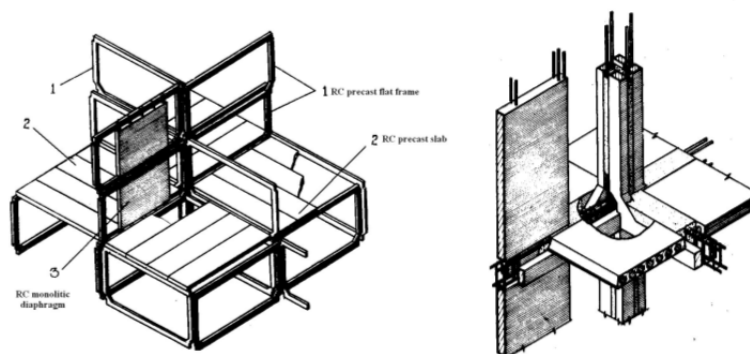


図 5.1-12 Badalyan 型のプレキャスト部材(パネルは非構造壁)

Maroukyan 型の柱梁の接合部を図 5.1-13 に示す。梁の主鉄筋の溶接位置は、低部の鉄筋の場合、柱の中心部で、高部の場合は梁の中心部である。

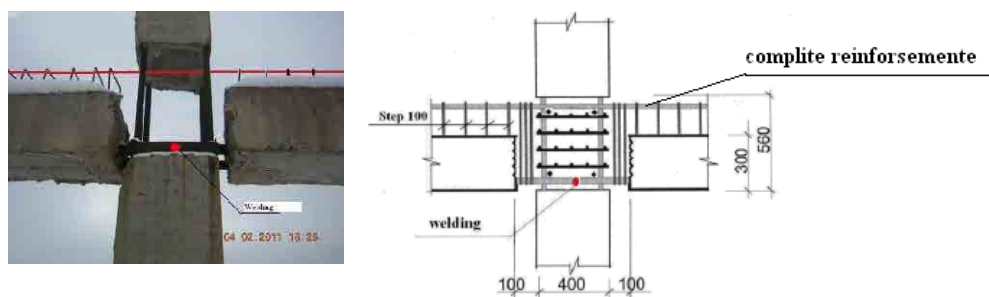


図 5.1-13 Maroukyan 型の柱梁接合部

(7) ラージパネル

「ラージパネル」は、壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造のことである。3つのタイプの9階建てがあり、平面形は正方形と長方形がある。また、5階建てや4階建てのものもある。ラージパネルの接合は、日本の壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造(ref. 2)に似ている。建築基準が適切に適用されていないため、建設の質が一定でないとも言われている。



(a) Erebuni 区の9階建て (b) Davtashen 区の9階建て (c) Shengavit 区の9階建て (d) Maratia-Sebastia 区の5階建て

図 5.1-14 ラージパネルの建物

(8) モノリシック

「モノリシック」とは図 5.1-15 に示したような現場打ち鉄筋コンクリート造のことである。壁材は、石板を外装に使った軽量ブロックが代表的なものである。高層建物には鉄筋コンクリート壁も使われている。



(左) Kentron 区北部の建設中の建物 (中) Kentron 区北部の建設中の建物 (右) 市内の建設中の建物

図 5.1-15 モノリシック建物

5.1.5 戸建住宅の構造分類

戸建住宅の大部分は石造である。構造分類には、石材の目地モルタルの材料を基にすることが適切であると考えられる。目地モルタルの種別と建設年代には相関があり、その関係を図 5.1-16 に示す。



図 5.1-16 構造分類と建築年代

5.1.6 学校・病院の構造分類

学校と病院の構造は、石造、石と鉄筋コンクリートの混成構造、型番 IIS-04 のプレキャストフレーム、モノリシックという4つのタイプに分類できると考えられる。これらの構造分類と建設年代の関係を図 5.1-17 に示す。

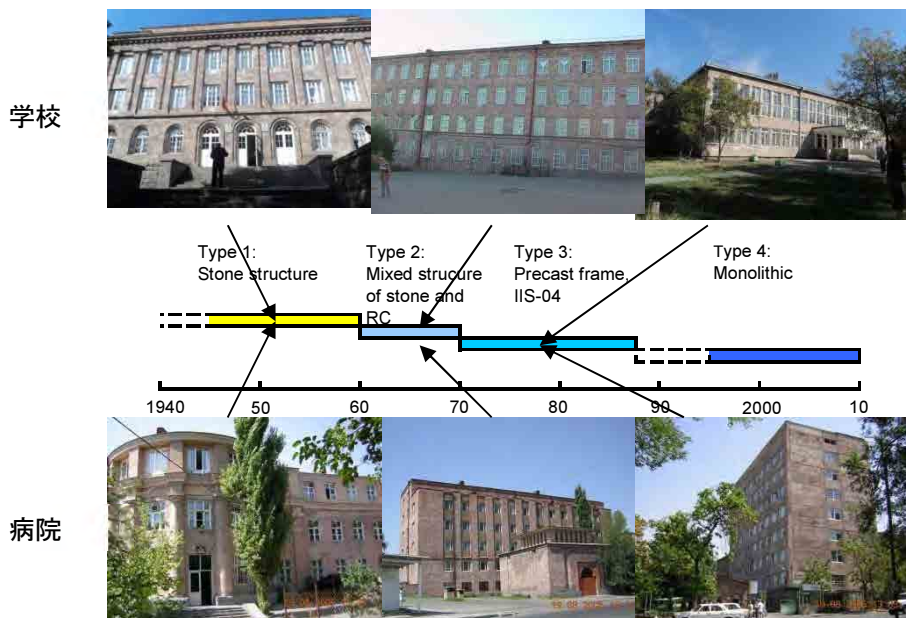


図 5.1-17 構造分類と建築年代

5.2 建物インベントリー調査

5.2.1 集合住宅

既存の集合住宅については、建物サンプル調査の結果、3種の石造、5種の鉄筋コンクリート造に分類することができることが分かった。建物インベントリー調査は、集合住宅の外観目視を行うことにより実施した。RSのGISマップ及びCadastroのCADマップを基に、4,371棟の調査を行った。図5.2-1は、各構造種別の割合である。GISマップ例を図5.2-2に示す。エレバン市内にある各構造種別の建物数と、1988年のスピタク地震での、同様の構造種別への被害を表5.2-1にまとめた。

250mメッシュごとの、各構造種別の集合住宅数を図5.2-3及び図5.2-4に示す。これによると、フレームパネルの多くは、Malatia-Sebastia区とAvan区に集中していることが分かる。リフトスラブはAjapnyak区とNor Nork区に多い。

個別設計による石造は、Kentron区及びShengavit区で見られる。石造:型番1-451は、Kentron区、Shengavit区及び市内北部で見られ、型番1A-450はまんべんなく分布している。モノリシックはKentron区及びArabkir区に多く存在している。

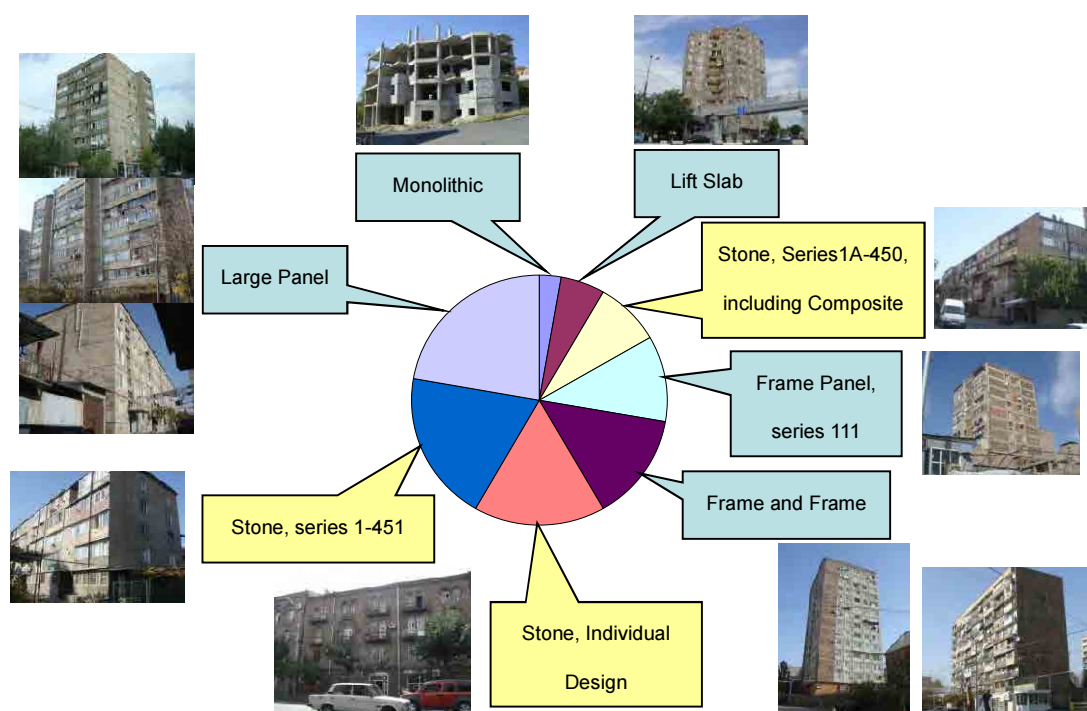


図 5.2-1 集合住宅の構造種別毎の棟数構成

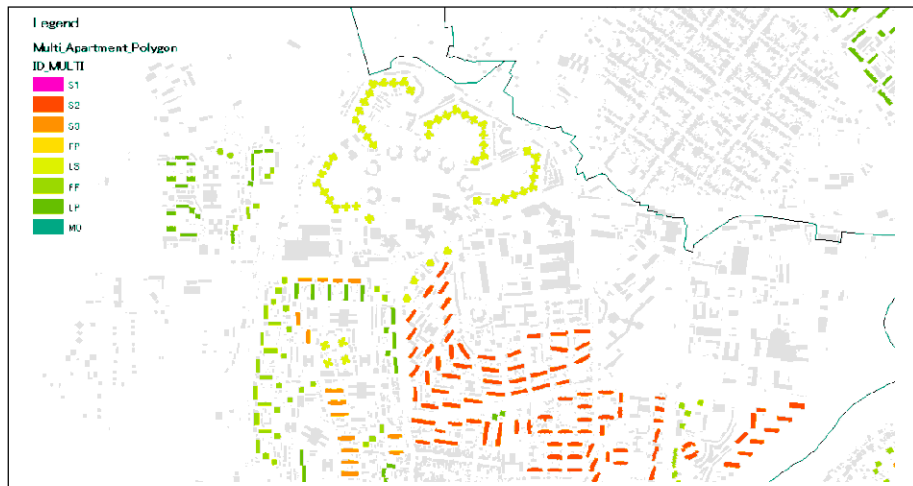















図 5.2-2 集合住宅をまとめた GIS マップ例

表 5.2-1 各構造種別の集合住宅数とスピタク地震時の被害

構造種別 (一般的名称)	エレバン市内の集合住宅 (合計 4,371 棟)	1988 年のスピタク地震時の 同種別への被害	深刻な被害の割合 (EERI レポート、ref. 1 より)
1. 石造 個別設計	 (802)		型番 1-451 及び 1A-450 の被害の詳細が、EERI のレポートに掲載されている (ref. 1)。 Spitak: 88% (22/25)
2. 石造 型番 1-451	 (1001)		Gyumri: 38% (184/492) Stepanaban: 29% (10/35) Vanadzor: 41% (99/244) Ghouskasian: 45% (5/11)
3. 石造 型番 1A-450	 (311)		数値は、NSSP EEC より提供
4. フレームパネル 型番 111	 (412)		Gyumri: 95% (127/136) Vanadzor: 0% (0/108)、中程度の被害: 88 棟 数値は、NSSP EEC より提供
5. リフトスラブ	 (95)		Gyumri: 100% (2/2) 数値は、NSSP EEC より提供
6. フレーム&フレーム	 (526)	スピタク地域にはなかった	
7. ラージパネル	 (1197)		Spitak: 0% (0/1) Gyumri: 0% (0/16) Vanadzor: 0% (0/4) 数値は、EERI レポート (ref. 1) より
8. モノリシック	 (27)	スピタク地域にはなかった	1990 年代に建設が始まった。

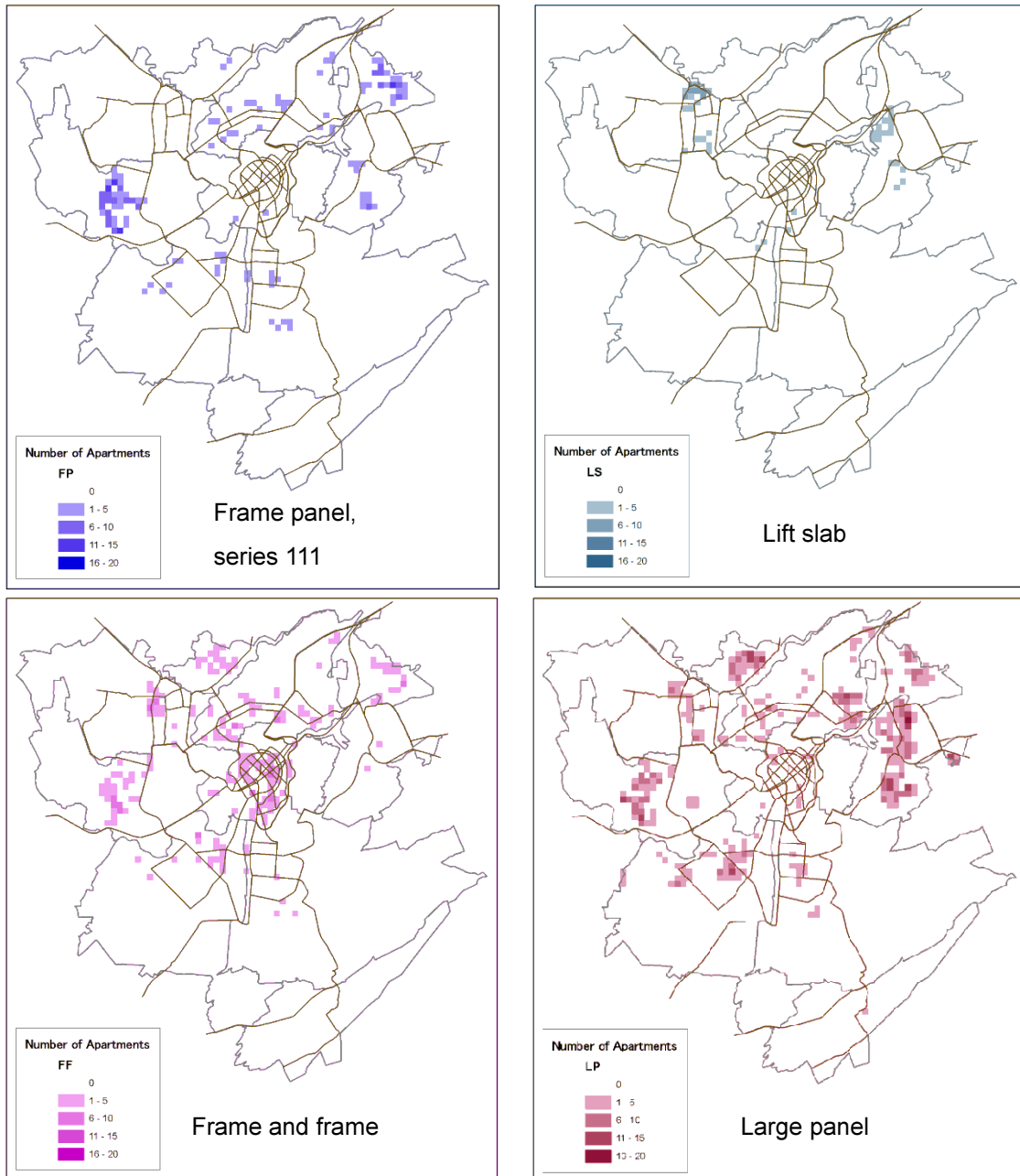


図 5.2-3 250m メッシュ毎の各構造種別の集合住宅数(1)

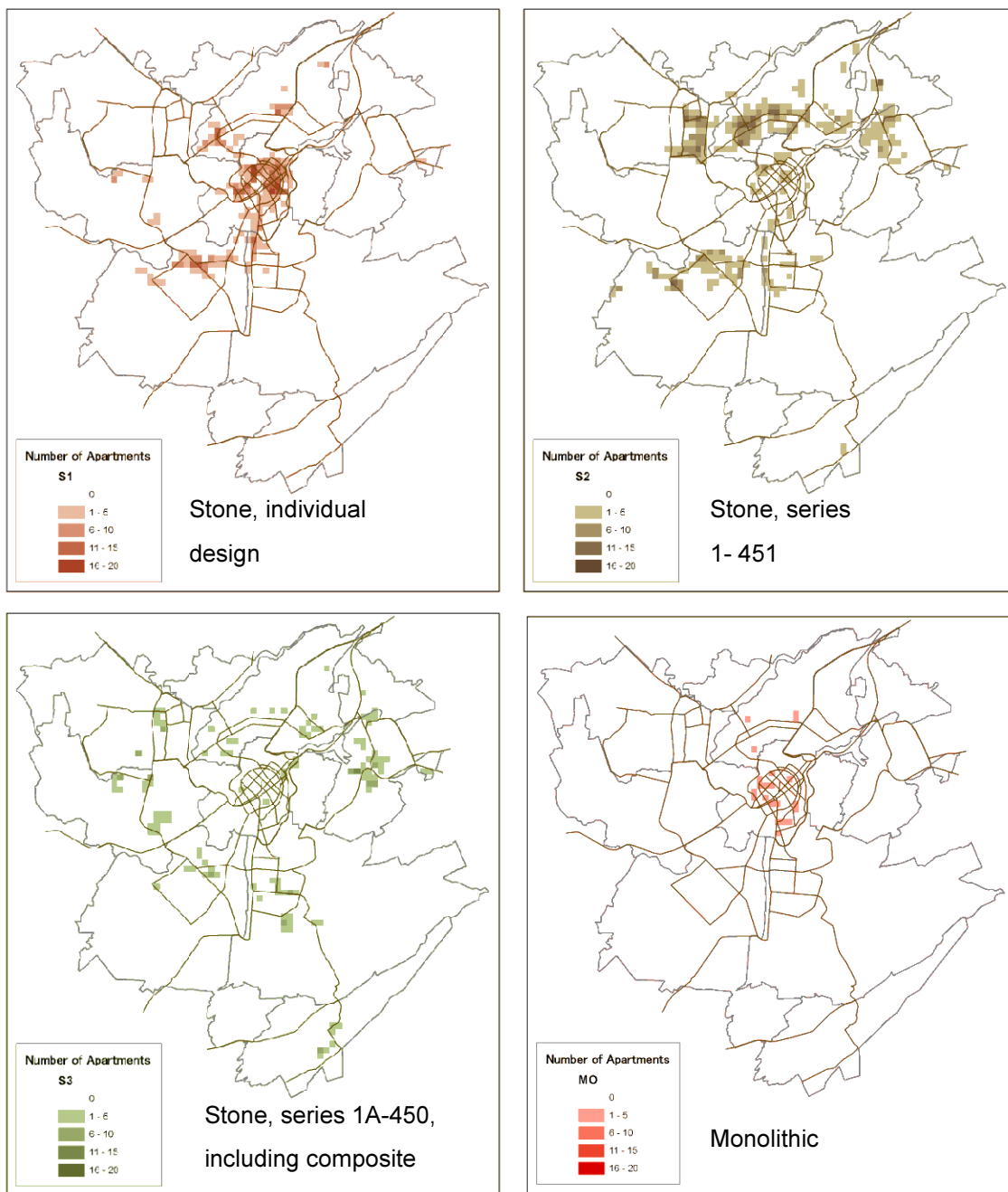


図 5.2-4 250m メッシュ毎の各構造種別の集合住宅数(2)

5.2.2 戸建住宅

戸建住宅の構造種別は、石壁の目地モルタルの材料によって分類した。RS のデータには既存の戸建住宅のおよそ40%が含まれているが、その建設年代データを利用して戸建住宅の構造種別を評価した。すなわち、経験的な判断のもとに、構造種別の割合が既知の地域のデータを、同様の歴史的背景を持つ、データの無い地域へ適用した。クレイモルタルの目地は、Kond 地区及び Saritagh 地区で1950年代に建設された住宅にのみ使用されていると考えられる。250m メッシュごとの各構造種別の戸建住宅の推定数を図 5.2-5 に示す。

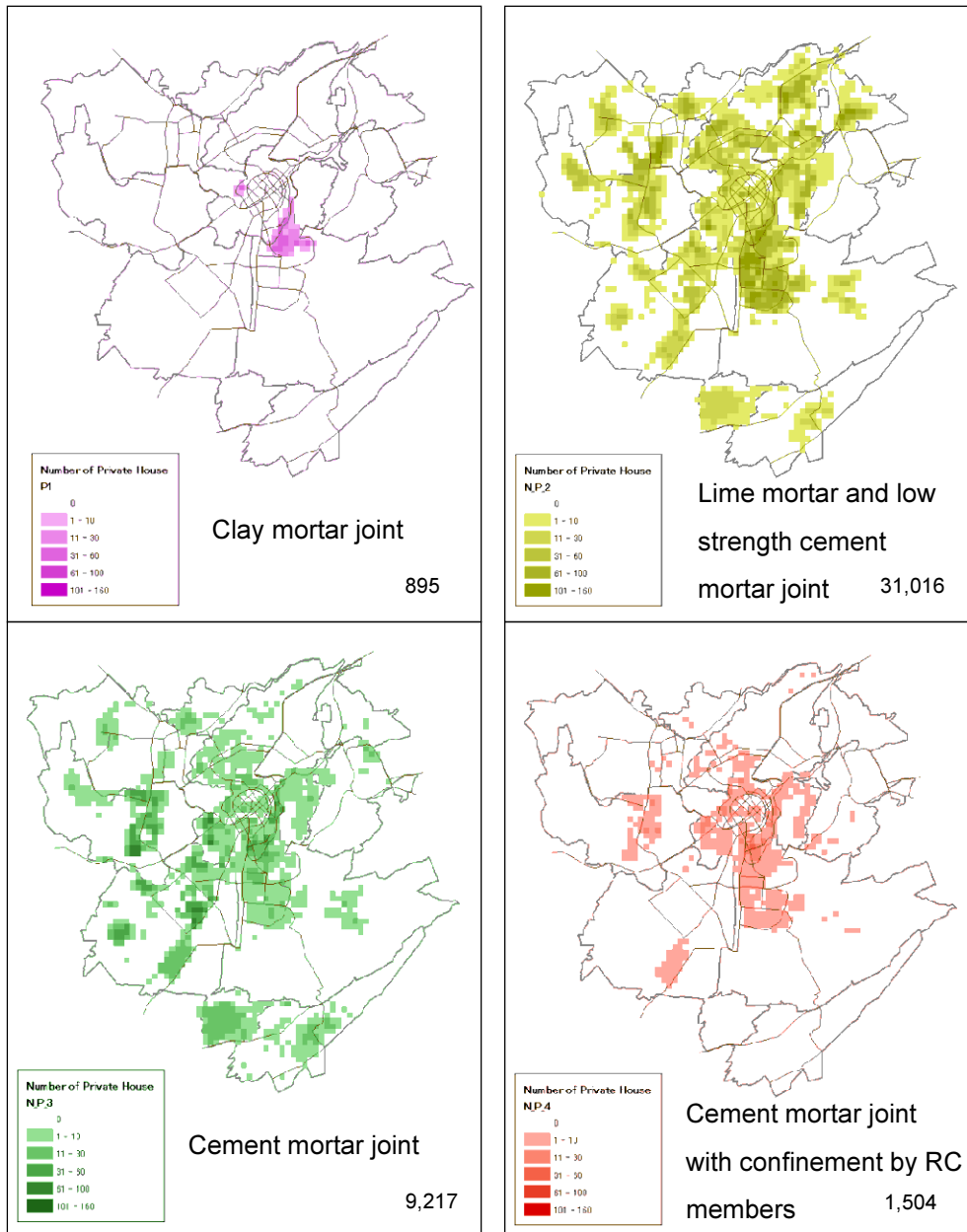


図 5.2-5 250m メッシュごとの各構造種別の戸建住宅推定数

5.2.3 学校・病院

学校及び病院は、Cadastro が発行している Atlas を利用して調査した。学校と病院(クリニックは除く)は、図 5.2-6 及び表 5.2-2 に示すように、建設年代を基に 3 分類した。各学校・病院は、一般的に複数の建物を有している。

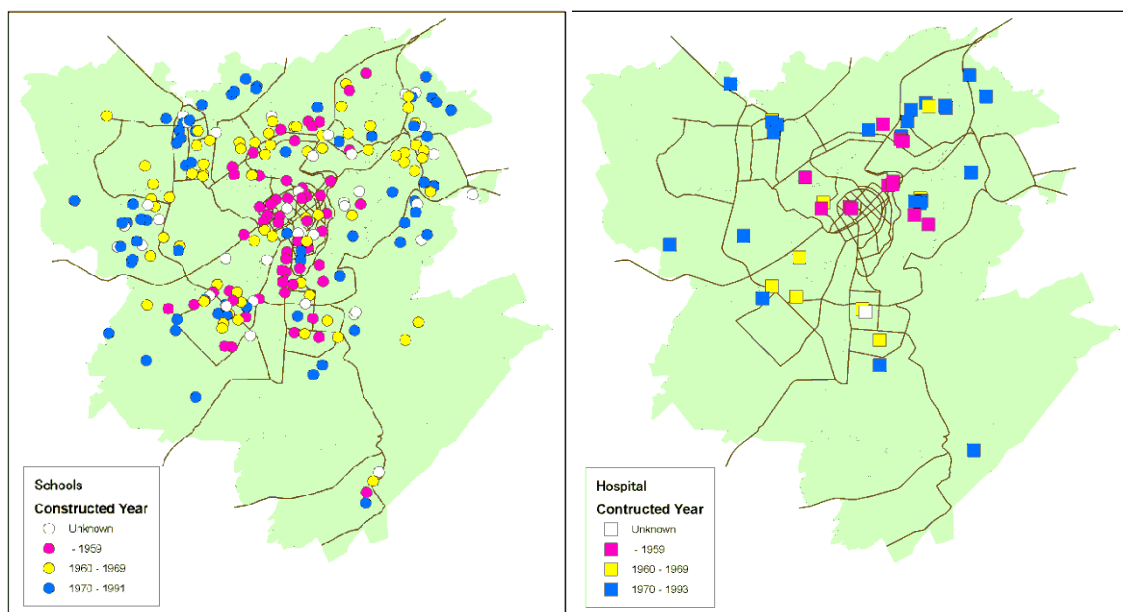


図 5.2-6 学校及び病院の建物インベントリー

表 5.2-2 建設年代分類による学校及び病院数

建設年代	学校	病院 (クリニック除く)
～ 1959	57	12
1960 ～ 1969	69	9
1970 ～1993	66	22
不明	37	1
合計	229	44

2009 年の統計データ(www.edu.am)では、エレバン市には 263 の学校があることになっている。およそ 120,600 人の生徒が通学している。そのうち 202 校は政府によって運営され、43 校は私立である。

また別の統計データ(www.healthinfo.am)では、アルメニアには、クリニックを含めて 130 の医療施設があり、13,000 人の医師と助産師がいるが、そのおよそ 80%はエレバンにある。

5.3 建物の被害関数

5.3.1 概要

建物被害率と地震動の強さの関係を表す被害関数を以下のように設定した。ここで提案する関数の縦軸は、建物の被害ランクを表し、EMS-98 震度階に示されている被害ランクのうちランク 4 と 5 を対象とした(図 5.3-1 参照)。これは、RABC2006 のランク 4 と 5 に相当する。MSK 震度階級と加速度の関係については、アルメニアでは明確な定義がなかったため、横軸には最大加速度を用いた。





Grade 4: Very heavy damage (heavy structural damage, very heavy non-structural damage)	Serious failure of walls; partial structural failure of roofs and floors 	Large cracks in structural elements with compression failure of concrete and fracture of rebars; bond failure of beam reinforced bars; tilting of columns. Collapse of a few columns or of a single upper floor. 
Grade 5: Destruction (very heavy structural damage)	Total or near total collapse 	Collapse of ground floor or parts (e. g. wings) of buildings. 

図 5.3-1 EMS-98 震度階における被害ランク 4 及び 5

5.3.2 検討項目

建物被害関数の設定に際して、以下の 3 項目を検討した。

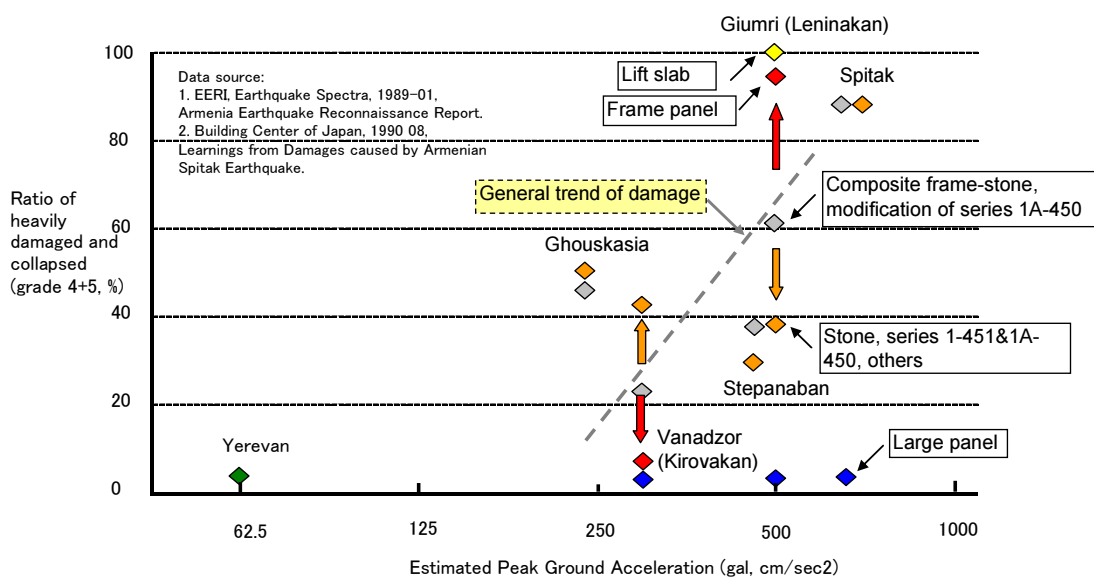
- 1) 1988 年のスピタク地震の被害データ
- 2) 建物の固有周期と敷地の地盤種別
- 3) 建築物の強度と靱性(耐震性の有無と施工品質の良否を含む)

エレバン市の既存建物の耐震設計では、一般的に MSK 震度 8 が設計震度として使われてきた。1988 年のスピタク地震以前は、地盤カテゴリー I (硬質岩盤など) の場合は、MSK 震度 7 を基準とすることが許可されていたが、サンプル調査では MSK 震度 8 の設計と比較しても明確な部材の違いは確認できなかった。したがって、エレバン市では、耐震設計において設計震度の違いは考慮されていないと考えられる。

さらに、当初設計と現状が異なる建物が多く現存する。たとえば、増築、改修、柱及び壁の取り壊しなどの構造的変更が住民の手によって行われ、それらはしばしば違法である。これらの要素は建物の被害想定を行う上で考慮すべきではあるが、定量評価は困難である。そのため、設計と現状の違いは、本プロジェクトでは考慮しないこととする。したがって、実際の被害は、本プロジェクトの想定よりやや大きい可能性がある。

(1) 1988 年のスピタク地震の被害データ

アルメニアが持っている被害データはごく限られたものであるため、アメリカや日本の研究者のレポートのデータを使用することにした。図 5.3-2 は、EERI のレポート (ref. 1) による 1988 年のスピタク地震での集合住宅の被害率と、日本のレポート (ref. 2) による推定地表加速度との関連を示している。地盤種別と建物固有周期は建物被害率に影響を与えているものと考えられる。アメリカのレポート (ref. 3) には、Gyumri の推定加速度が、0.3~0.4G と書かれているが、これは日本のレポートでの推定値より低い。一般的な Gyumri の地盤の卓越周期は、0.5~0.9 秒であり、Aparan では大きな被害は報告されていない (ref. 3)。



1. Spitzak: Aea 1: 600gal 以上 800gal 以上 (EERI report より)	2. Gyumri: Area 1: 530gal 以上 Area 2: 470gal	3. Stepanaban: Area 2: 520gal 460gal	5. Vanadzor Area 1: 250gal Area 2: 360gal	6. Ghoukasian: 220gal (観測値)	7. Yerevan: 60gal (観測値)
---	--	---	--	---------------------------------------	-----------------------------------

図 5.3-2 1988 年のスピタク地震における実際の被害率と推定加速度の関係

(2) 建物の振動周期と地盤種別

アルメニアの耐震基準(RABC II-6.02-2006)に応答スペクトルが記載されている。図 5.3-3 は、耐震基準に示された、地盤種別ごと、周期ごとの典型的な建物の地震応答(動的係数: β_x 、地盤係数: k_0)である。地盤種別の違いによる影響は、長周期の部分で比較的大きい。

石造:型番 1-450 を例として、減衰定数を 5%として 3 つの地震波を適用することにより、短周期の応答特性を調べた(図 5.3-4 参照)。スピタク地震時に観測された Ghoukasian 波の応答は、他のものより 10~30%大きくなった。

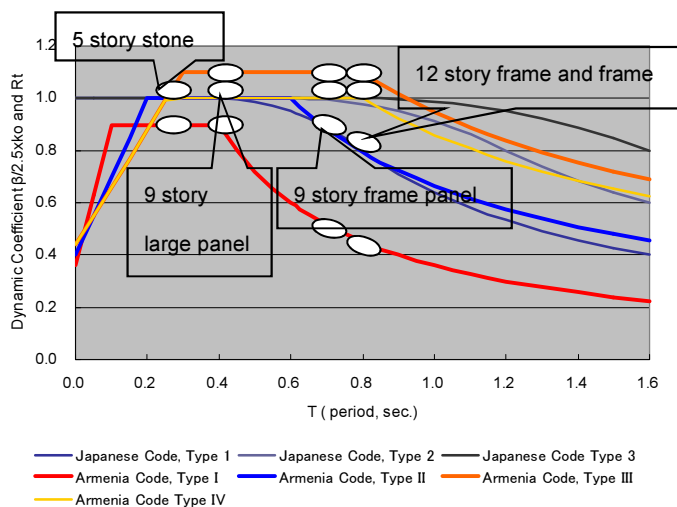


図 5.3-3 地盤種別と建物振動周期による応答係数

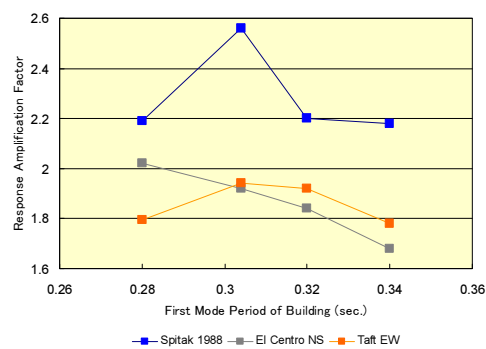


図 5.3-4 石造建物の応答特性

実務に使用できるような、地盤種別を示した公式な図面は存在しない。耐震基準には、4つの地盤種別が示されているが、各地盤タイプでの建物の応答及び被害関数の分解能の限界を考慮すると、建物被害関数の設定に際しては、卓越周期 0.6 秒を境に、地盤を 2 分類することが合理的であると判断された。

エレバン市の 4 つの地盤種別を、卓越周期を基に 2 分類とすることを提案し、図 5.3-5 に提案したエレバン市の地盤種別を示した。

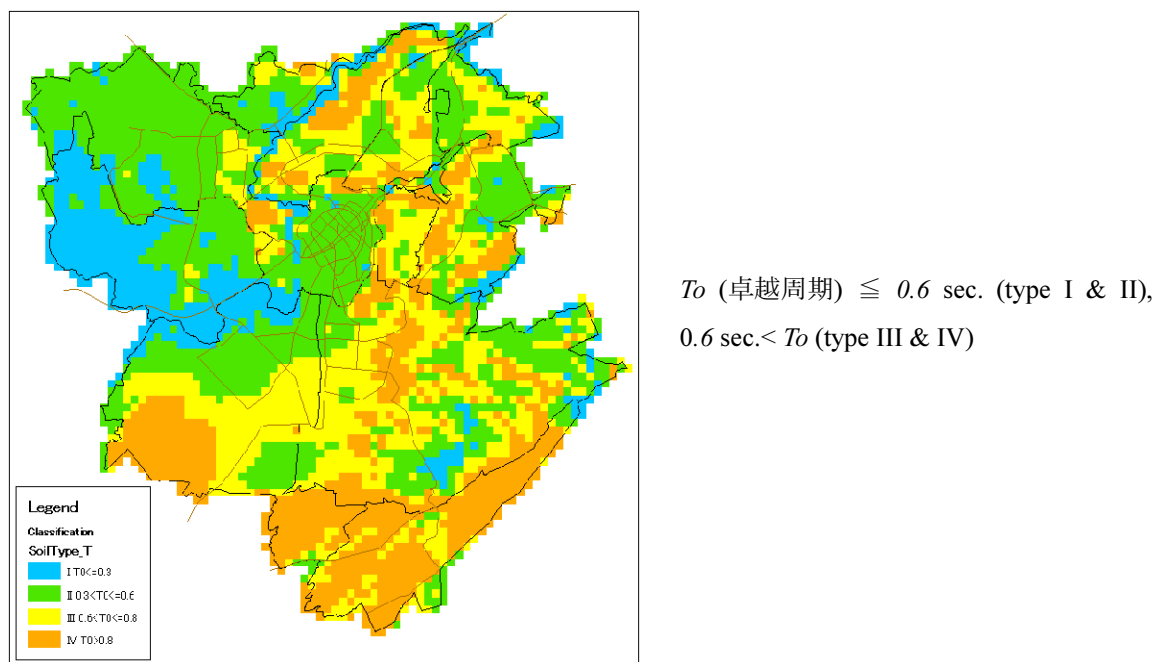


図 5.3-5 提案したエレバン市の地盤種別

(3) 建築物の強度と靱性(耐震性の有無と施工品質の良否を含む)

アルメニアでは、建物固有周期と振動試験に関する研究が実施されてきたが、既存の建物の強度や靱性に関するものは多くない(ref. 3)。そこで、図面や資料があるものに関しては、日本の基準(ref. 5)を使って耐震評価を行い、施工品質に問題がある場合については、工学的判断を加えた。

耐震評価にあたり、基本的な考え方としては、強度指数(C)、靱性指数(F)及び耐震指数(Is)の掛け合わせたものを使用することにした。靱性指数は、耐震基準における係数 k_1 の逆数とする。

石造建物に関して、壁の面内強度を評価した。また、伝統的な石造建物には靱性指数として 1.0 を用いた。これは 1 次診断と等価な考え方で、建物の耐震指数 Is を評価した。鉄筋コンクリート造に関しては、フレームパネル: 型番 111 及びフレーム&フレームの強度と靱性を評価した。これは 3 次診断の簡易版と言える。

耐震指数 Is の考え方をを用いた被害関数を設定するために、構造種別ごとの Is 値の分布を想定し、地表加速度を基にした被害率を評価した。図 5.3-6 に例を示す。フレームパネル構造とフレーム&フレーム構造について、水平方向の耐力をプッシュオーバー解析で求め、いくつかの仮定を置いて時刻歴応答解析を行った。

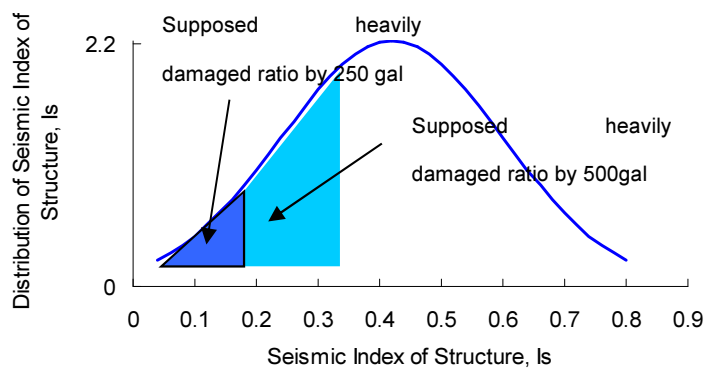


図 5.3-6 倒壊・大破率と Is の分布

5.3.3 集合住宅

8種類の構造に対する評価を以下に述べる。

(1) 石造:個別設計

Mydis タイプの壁と木の床を用いたものが一般的である。ライムモルタルの圧縮強度は、 10kg/cm^2 と考えられ、壁厚が 60cm 、平均単位重量は、 1.5 ton/m^2 である。壁厚の半分が有効で、剪断強度は、モルタルの圧縮強度の 10 分の 1 と想定される。靱性指数は 1.0 と考えられる。これらの結果から、構造耐震指標 Is は $0.07\sim 0.09$ と推定される。強度の評価においては、隣接した建物の影響は考慮していない。

(2) 石造:型番 1-451

Mydis タイプの壁とプレキャストコンクリート製のボイドスラブ構造の床が一般的である。セメントモルタルの圧縮強度は 25kg/cm^2 と考えられ、壁厚 50cm 、平均単位重量は 1.5 ton/m^2 である。壁厚の半分が有効で、剪断強度は、モルタルの圧縮強度の 10 分の 1 と想定される。靱性指数は 1.0 と考えられる。これらの結果から、構造耐震指標 Is は、 0.13 と推定される。

石造:型番 1-451 のスピタク地震での被害を図 5.3-7 に示した。建物側面に石造の耐力壁の面外崩壊などの大規模な被害が見られるが、耐震ベルトとボイドスラブ構造の床との一体化不足や、縦断方向の壁に支えられていたボイドスラブ構造の床、等が原因と考えられる(図 5.3-7 (a)参照)。



(a) 石造の面外崩壊 (ref. 1)

(b) Gyumri の半壊の建物 (NSSP EEC 提供)

図 5.3-7 石造:型番 1-451 のスピタク地震での被害

(3) 石造:型番 1A-450

スピタク地震で、大きな被害を受けた(図 5.3-8 参照)。考えられる原因は設計と施工である。施工品質では、特に石壁に使われる鉄筋コンクリート部分の品質が低く、靱性が想定よりも低かった。設計に関して、石造の耐力壁の配置に関しては、横断方向の地震荷重が、建物側面の被害を起し、縦断方向の地震荷重が中央部分の被害を引き起こしたものと考えられる(図 5.3-9 参照)。プレキャストの床スラブと石壁の結合が不十分なため、床に加わった地震荷重を耐力壁が支えることができなかったからである。石造:型番 1A-450 の被害関数は、型番 1-451 と同様のものになると考えられる。



(a) Gyumri での建物側面の崩壊(NSSP EEC 提供) (b) Gyumri での中央部分の崩壊(NSSP EEC 提供)

図 5.3-8 スピタク地震による石造:型番 1A-450 の被害

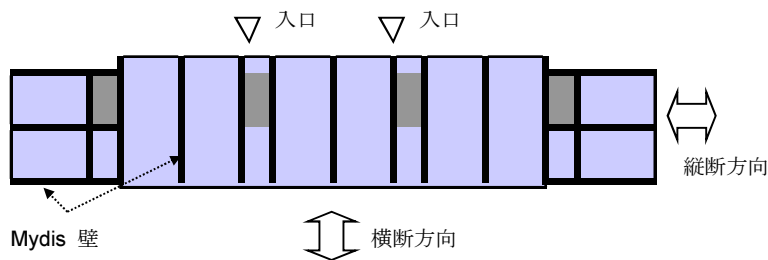


図 5.3-9 石造:型番 1A-450 における石造耐力壁の配置

(4) フレームパネル:型番 111

縦断方向の梁の耐震評価を実施した結果、強度指数 C は 1 階で 0.13 であった。靱性指数 F は 1.0 から 1.2 の間と推定され、2 つの地盤種別を採用することとした。横断方向の耐震性能は、縦断方向と同程度と考えている。また、梁の靱性を評価して縦断方向のプッシュオーバー解析(非耐力壁は考慮せず)を実施し、水平方向の耐力を評価した。その結果、構造は脆性的であることが分かった。Ghouskasian で観測されたスピタク地震の波形をはじめとする代表的な地震波形を使って、時刻歴応答解析を実施して得られた推定被害率を、図 5.3-10 に示す。9 階建ての建物に関しては、減衰率を 3%とした。この場合、振動周期は 1.3 秒となった(非耐力壁の剛性は考慮しない)。同図では、Gyumri での推定加速度は、レポート(ref. 3)に従って 0.4G とした。

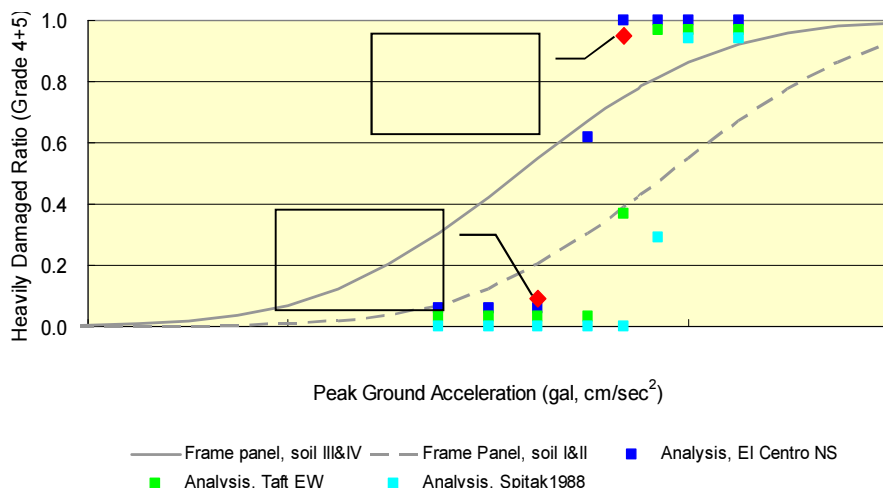
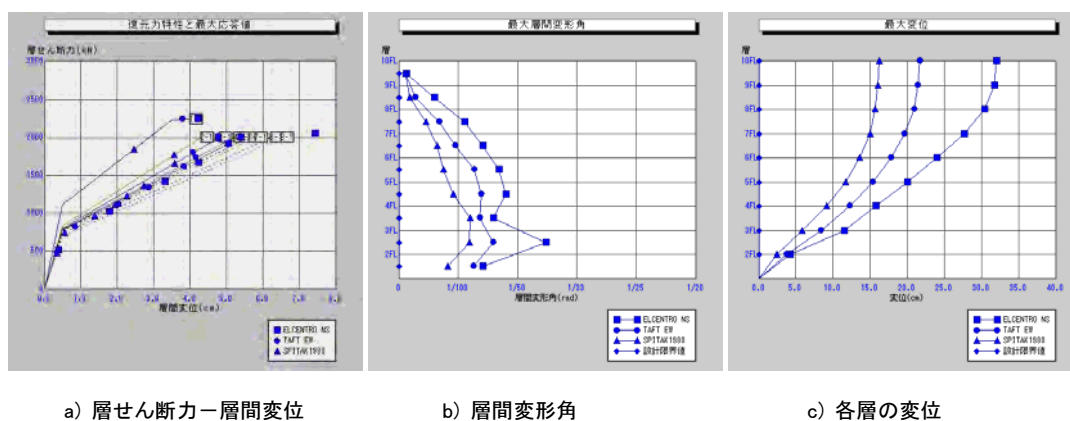


図 5.3-10 時刻暦応答解析による推定被害関数と実際の被害率

3つの地震波(EI Centro NS、Taft EW、Ghouskasian、400gal 入力)を適用した時刻暦応答解析の結果を図 5.3-11 に示す。

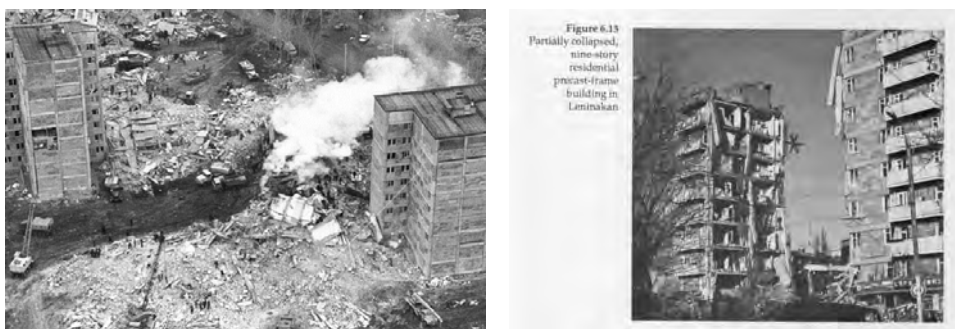


a) 層せん断力-層間変位 b) 層間変形角 c) 各層の変位

図 5.3-11 時刻暦応答解析の結果(フレームパネル)

アメリカのレポート(ref. 1)では、Gyumri の地盤の卓越周期は 1.0 秒となっており、アルメニアのレポート(ref. 3)では、0.5 から 0.9 秒、また日本のレポート(ref. 3)とでは、0.6 秒とされている。

1988 年のスピタク地震でのフレームパネルの建物被害を図 5.3-12 に示す。



(a) Gyumri の倒壊したフレームパネル(NSSP EEC 提供) (b) Gyumri の半壊したフレームパネル(ref. 1)

図 5.3-12 スピタク地震でのフレームパネルの被害

(5) リフトスラブ

リフトスラブの構造は、現場打ちのコア壁、現場打ちのフラットスラブとプレキャスト鉄筋コンクリートで構成されている。地震荷重は、40 から 50cm ほどの厚さのコア壁で持たせる設計になっている。リフトスラブ構造は、スピタク地震では大きな被害が発生した(図 5.3-13 及び ref. 1、2 参照)。レポート(ref. 1)では、コア壁の水平方向の補強鉄筋の数が十分でなく、これが大きな被害の原因の一つであるとしている。リフトスラブの被害関数は、フレームパネル:型番 111 と同様であると考えている。



(左) Gyumri での 10 階建ての倒壊 (NSSP EEC 提供)

(中) Gyumri での 16 階建ての大破被害 (ref. 1)

(右) エレバン市内の建設中止になった建物のプレキャスト柱と現場打ちフラットスラブ (JST 撮影)

図 5.3-13 スピタク地震でのリフトスラブの被害と、柱とスラブの接続部分

(6) フレーム&フレーム

フレーム&フレームは、縦断、横断の両方向をフレームで支える構造である。耐震評価では、強度指数 C が 0.09、靱性指数 F が 1.5 と評価された。フレーム&フレームは、フレームパネルより靱性が高い工法である。水平方向の耐力を建物重量で割った値は 0.06 で、プッシュオーバー解析による靱性はおよそ 2 と推定された。Ghouskasian 波などの代表的地震波を使った時刻歴応答解析を行った結果、被害率は図 5.3-14 のように推定された。14 階建ての建物に対しては、減衰定数を 3%として解析した。振動周期(非耐力壁の剛性は考慮せず)は 2.0 秒であった。

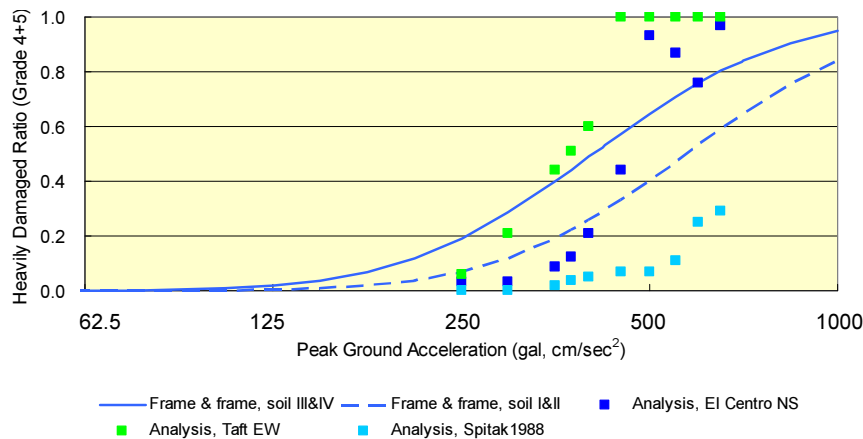
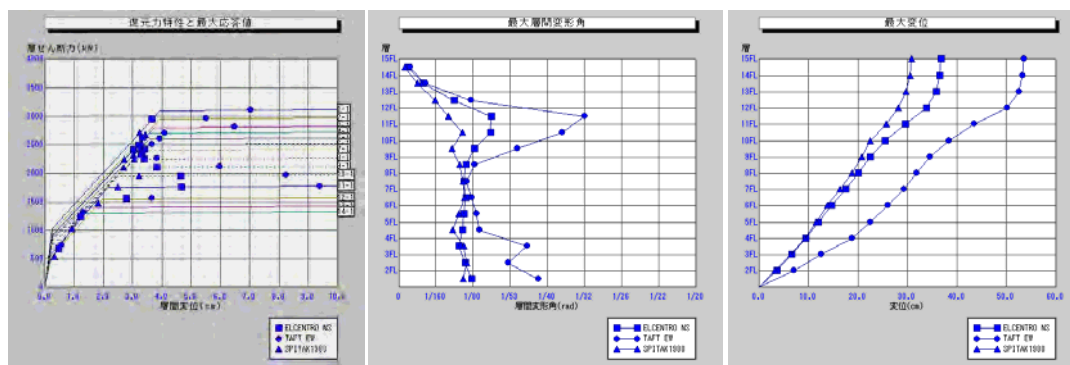


図 5.3-14 時刻歴応答解析による推定被害関数と実際の被害率

3つの地震波(EI Centro NS、Taft EW、Ghouskasian、400gal 入力)を適用した時刻歴応答解析の結果を a) 層せん断力-層間変位 b) 層間変形角 c) 各層の変位 図 5.3-15 に示す。

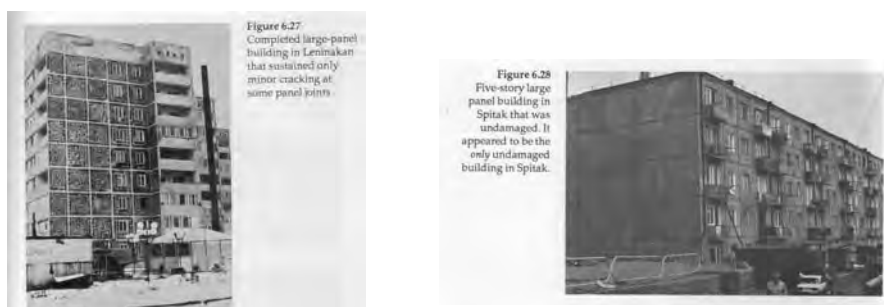


a) 層せん断力-層間変位 b) 層間変形角 c) 各層の変位

図 5.3-15 時刻歴応答解析の結果(フレーム&フレーム)

(7) ラージパネル

「ラージパネル」は、壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造のことで、9階建てと5階建てが一般的である。壁比率(壁の全長(cm)を床面積(m²)で割った値)を9階建ての正方形の平面を持つ建物に対して計算した。バルコニーを除いた床面積は382.1m²、内壁厚は25cm、外壁厚は30cm(断熱材を除いた有効厚は20cm)であった。壁の等価厚を12cmとして考えた壁比率は29.2cm/m²となった。日本の建築基準での壁比率は、5階建てであれば、15cm/m²であり、9階建てに適用するなら、27cm/m²と推定される。ラージパネルについては、スピタク地震では大きな被害を受けなかった(図 5.3-16 及び ref. 1 参照)。



a) Gyumri の9階建ての小被害 b) スピタクの5階建ての小被害

図 5.3-16 スピタク地震時のラージパネル(ref. 1)

(8) モノリシック

モノリシックは1994年版耐震基準(最新版は2006年に発行された)に則った工法である。1994年の耐震基準は、1988年のスピタク地震後に改訂されたものである。エレバン市は地震ゾーン3に属しており、推定最大地表加速度0.4Gが設計に適用されている。

実際の地震被害、地盤種別、解析的手法と経験的手法を合わせて用い、被害関数を設定した。集合住宅の被害関数を、図 5.3-17 に示す。

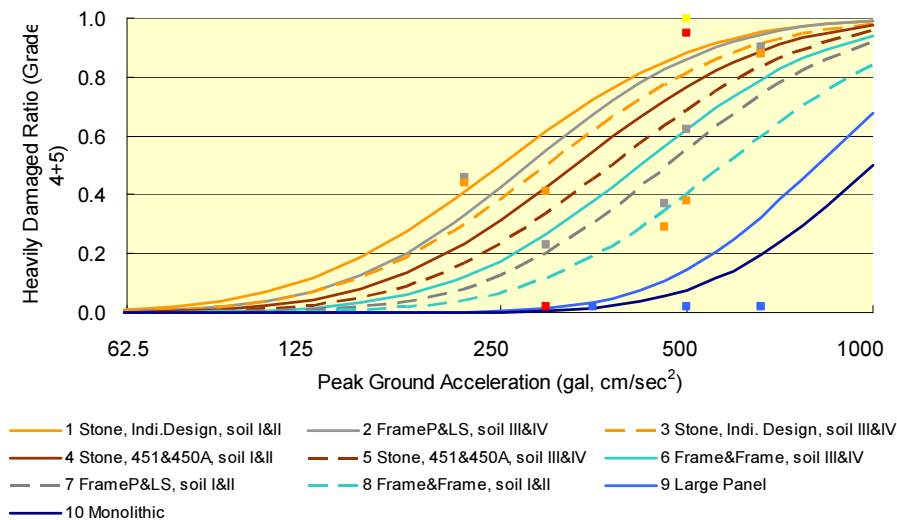


図 5.3-17 集合住宅の被害関数

5.3.4 戸建住宅

戸建住宅は、5.1.5 節で述べたように、石造壁の目地モルタルの種類によって分類され、また目地モルタルの種類は建築年から推定できる。目地モルタルの種類は、クレイモルタル、低強度セメントモルタルを含むライムモルタル、セメントモルタル、鉄筋コンクリート部材で補強されたセメントモルタル、に分類することができる。

ライムモルタルの推定圧縮強度は、M10(10kg/cm²)である。低強度セメントモルタルが M10～M25 であるため、同分類と評価した。セメントモルタルは、M25～M50 と推定された。鉄筋コンクリート部材で補強したセメントモルタルは M50 で、靱性は 2.0 と想定される。他の分類の靱性は 1.0 と考えられる。各分類の耐震強度指標 I_s の分布を、図 5.3-18 に示す。低層戸建住宅の被害関数は、図 5.3-19 に示す。比較のために、スピタク地震による Gyumri での戸建住宅の被害データ(ref.4)も同図中に示した。Gyumri での地表加速度の推定については 5.3.2 項に述べた。

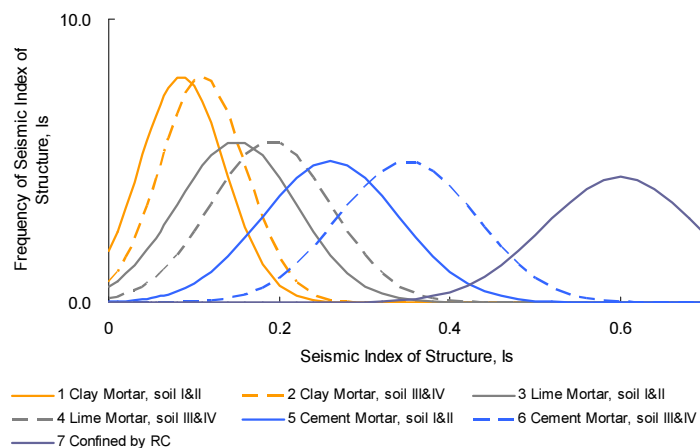


図 5.3-18 建物強度指数 I_s の想定分布

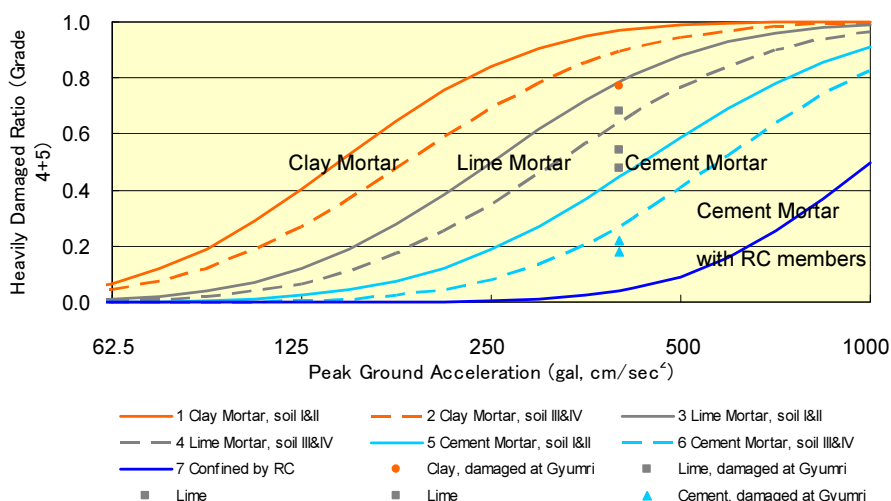


図 5.3-19 戸建住宅の被害関数

5.3.5 学校・病院

学校と病院は、石造、石造と鉄筋コンクリートの混成構造、プレキャストフレーム:型番 IIS-04、モノリシックに分類することができる。構造分類と建築年代の関係については 5.1.6 項で述べた。プレキャストフレーム:型番 IIS-04 の耐震性能は、集合住宅のフレームパネル:型番 111 と同程度と考えられる。石造の耐震性能は、施工品質が良いため、石造の集合住宅より、高いと評価できた。混成構造の建物の多くは、スピタク地震で中程度の被害があった。学校と病院の被害関数を図 5.3-20 に示す。

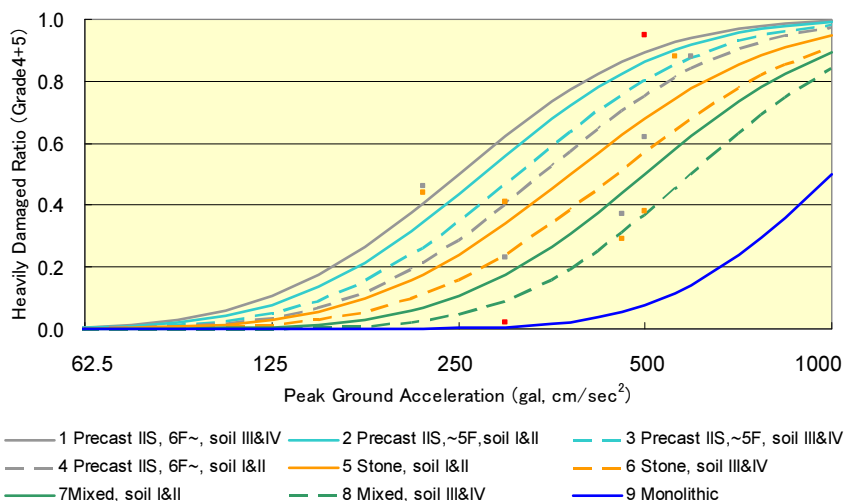


図 5.3-20 学校及び病院の被害関数

参考文献(5.1 節及び 5.3 節):

1. EERI, Earthquake Spectra, 1989, "Armenia Earthquake Reconnaissance Report (in English)", USA.
2. 日本建築センター, 1990, 「アルメニア・スピタク地震の被害に学ぶ」
3. Khachyan H., Margaryan T. and others, 1998, "Spitak Tragedy Should Not Happen Again - On the assessment of the Spitak earthquake (in Russian)", Ministry of Urban Development, Armenia.

4. Nazaretyan S.N. and others, 2010, “Assessment of Basic Data for Organization and Planning of Rescue Works in the case of a Seismic Disaster in Armenian (in Russian)”, Journal of Crisis Management Agency.
5. The Japan Building Disaster Prevention Association, (2001), “Standard for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings (English Version)”, Japan.

5.4 インフラのインベントリー

5.4.1 調査対象

運輸インフラの調査対象は、エレバン市が把握している市内および近郊 48 箇所の道路交差構造のうち、歩道橋などの小規模な構造物を除く主要構造物ならびにフライオーバー等の 40 箇所とした。調査対象の構造物リストを表 5.4-1 に、構造物位置を図 5.4-1 に示す。

表 5.4-1 調査対象構造物リスト

No.	橋名	地区	ID番号	路線名	交差物件	緯度	経度	建設年
1	Overpass bridge on the Friendship Square	Arabkir	ARB-1	Kasyan Str	Kievan Str	44.4931	40.1978	
2	Bridge on Vatutin str.	Arabkir	ARB-2	Hovsep Emin Str	Vagharshyan Str	44.4962	40.2064	
3	Bridge on Riga str.	Arabkir	ARB-3	Riga Str	Railway	44.5074	40.2034	
4	Bridge on Saralanji HW near Riga str.	Arabkir	ARB-4	Saralanji HW	Riga Str	44.5102	40.1988	
5	Bridge on Komitas ave.	Arabkir	ARB-5	Komitas Ave	Azatutyun Ave	44.5259	40.2055	1985
6	Avan 1st bridge	Avan	AVN-1	GUI Ave - Atchryan Str	Atchryan Str	44.5607	40.2093	1973
7	Avan 2nd bridge	Avan	AVN-2	Rubinyants Str - GUI Ave	Atchryan Str	44.5589	40.2064	1973
8	Bridge on Yerevan - Sevan HW	Avan	AVN-3	Tbilisyan Road - Sevan HW	Atchryan Str	44.5618	40.2364	1973
9	Bridge of 2nd road	Davtashen	DVT-1	Sasna Tsrer Str	Yeghvard Road	44.4889	40.2118	
10	Central bridge of Davtashen transport	Davtashen	DVT-2	Sasna Tsrer Str	Yeghvard Road	44.4906	40.2128	
11	Bridge of 7th road	Davtashen	DVT-3	Sasna Tsrer Str	Yeghvard Road	44.4922	40.2136	
12	Bridge on Arin-Berd str.	Erebuni	ERB-1	Arin-berd Str	Railway	44.5066	40.1246	1957
13	Davtashen bridge	---	HRA-1	Sasna Tsrer Str	Hrazdan River	44.4941	40.2087	2000
14	Kiev bridge	---	HRA-2	Kievan Str	Hrazdan River	44.4826	40.1915	1956
15	Bridge near the Kiev bridge	---	HRA-3	Left - Right Banks	Hrazdan River	44.4828	40.1911	1954
16	Bridge near the Yerevan HES	---	HRA-4	Left - Right Banks	Hrazdan River	44.4983	40.1892	1954
17	Haghtanak bridge	---	HRA-5	Argishti - Admiral Isakov Ave	Hrazdan River	44.4997	40.1747	1945
18	Overpass bridge of new highway	Kentron	KNT-1	Saralanji HW - Azatutyun Ave	Saralanji HW	44.5166	40.1943	
19	Overpass bridge of new highway	Kentron	KNT-2	Saralanji Str - Azatutyun Ave	Saralanji HW	44.5174	40.1943	
20	Bridge on Heratsi str.	Kentron	KNT-3	Saralanji HW	Heratsi Str	44.5324	40.1926	2008
21	Bridge on Charents str.	Kentron	KNT-4	Charents Str	Heratsi Str	44.5266	40.1851	
22	Bridge on Khanjyan str.	Kentron	KNT-5	Khanjyan Str	Vardanants Str	44.5205	40.1750	
23	Bridge on Tigran Mets ave.	Kentron	KNT-6	Tigran Mets Ave	Agatangeghos - Khanjyan Str	44.5137	40.1732	
24	Bridge on Khorenatsi str.	Kentron	KNT-7	Nork Saritagh Str	Khorenatsi Str	44.5174	40.1598	
25	Subway bridge over Kristapor str.	Kentron	KNT-8	Subway	Kristapor Str	44.5084	40.1632	2001
26	Bridge on G. Lusavorich str.	Kentron	KNT-9	Lusavorich Str	Mesrop Mashtots Ave	44.5028	40.1768	
27	Overpass bridge near the Hrazdan Stadium	Kentron	KNT-10	Athens Str	---	44.4977	40.1779	1971
28	Bridge on Isakov ave.	M. Sebastia	MLS-1	Admiral Isakov Ave	Sebastia Str	44.4678	40.1597	
29	Argavand bridge	M. Sebastia	MLS-2	Admiral Isakov Ave	Arno Babajanyan Str	44.4430	40.1597	
30	Bridge on Isakov ave. to Echmiadzin HW	M. Sebastia	MLS-3	Admiral Isakov Ave	Railway	44.4330	40.1580	1966
31	Bridge near Nubarashen	Nubarashen	NBR-1	M-15	Nubarashen Str	44.5526	40.1020	1980
32	Bridge on Galshoyan str.	Nor Nork	NNR-1	Galshoyan Str	Tevosyan Str	44.5719	40.1851	1979
33	Jrvezh river bridge	Nor Nork	NNR-2	Kochinyan Str	Jrvezh River	44.5891	40.1897	1981
34	Bridge on Garegin Nzhdeh str.	Shengavit	SHN-1	Garegin Nzhdeh Str	Subway & Railway	44.5075	40.1502	1963
35	Subway bridge over Shahamiyanner str.	Shengavit	SHN-2	Subway & Railway	Shahamiyanner Str	44.5050	40.1459	
36	Subway bridge over Tamantsineri str.	Shengavit	SHN-3	Subway & Railway	Tamantsineri Str	44.4977	40.1403	
37	Subway bridge over railway	Shengavit	SHN-4	Subway	Railway	44.4808	40.1451	
38	Shirak str. 1st bridge	Shengavit	SHN-5	Shirak Str	Railway	44.4687	40.1397	1963
39	Overpass bridge on Araratyan str.	Shengavit	SHN-6	Araratyan Str	Railway	44.4549	40.1308	1983
40	Shirak str. 2nd bridge	Shengavit	SHN-7	Shirak Str	Railway	44.4407	40.1416	1978

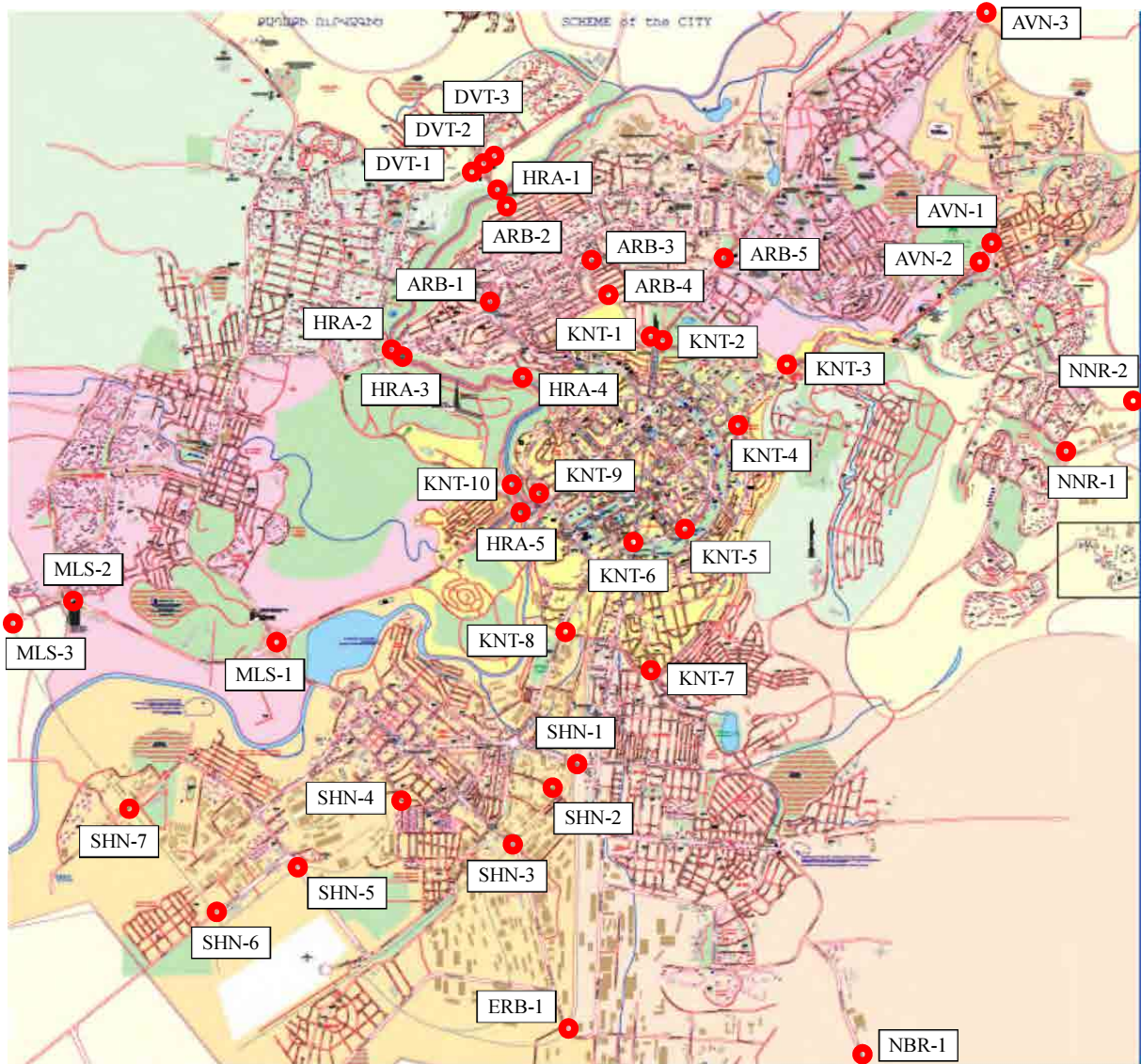


図 5.4-1 構造物の調査対象位置

5.4.2 インベントリー調査

(1) 調査の要点

地震時に被災の可能性が高い構造物は耐震性能の確保・向上のための対策が必要と考えられる。とくに支承と橋座幅については、竣工後の補強対策が十分に可能であり対策工の実施も容易である。インベントリー調査では具体的な対策工を想定しながら、表 5.4-2 の項目について調査を行った。

表 5.4-2 インベントリー調査項目

項目	想定する対策工	要点
桁構造	桁相互の連結による連続化、上部工架替え、新橋架替え	橋長、支間長、幅員
支 承	桁間連結工、落橋防止工	橋座及び桁端形状、寸法
橋座幅	橋座縁端拡幅工	橋座幅、桁かかり長、支間長
品 質	橋梁全体の補修・補強、新橋架替え	劣化度合い

桁構造については対策工の一つとして桁相互の連続化が考えられるが、単純梁から連続梁への構造変更は曲げモーメントの作用分布を著しく変化させ、現橋の主桁剛性を綿密に検討する必要がある。対象橋梁の竣工年や設計図書の管理状況から考えて、検討作業に必要な情報の入手は困難であり、現実的な対応とは言い難い。また、品質については耐震性能向上の観点から、橋梁全体の補修・補強対策を実施すべきであり、部分的な補修のみでは目的を達成し得ないものと考えられる。したがって、インベントリー調査の主眼は支承並びに橋座幅に設定し、耐震性能の向上に資する対策工を想定しながら、上部工と下部工が接合する橋座部並びに桁かかり部の詳細把握を目的に行うこととした。

(2) 調査内容

表 5.4-3 の調査様式を用いて行った対象構造物のインベントリー調査結果は、「インベントリー調査票」並びに「写真集」として Data Book にまとめた。

表 5.4-3 インベントリー調査における調査様式

INVENTORY SHEET

Inspection Date: 2010/11/25

Name	Overpass bridge on the Friendship Square				Name Code:	ARB-1
Location	44.49306875 N	40.19783191 E			Bridge Type:	Road
Year Built	----					
(1) GENERAL:						
Road Type	1	2	3	Lane		2
	City Street Single lane	City Avenue 2 or 4 lanes	Major Motorways >4 lanes	3 numbers		
Subject of Crossing	1	2	3	4		3
	River	Road	Fryover / Interchange	Railway		
Bridge Length	1	2	3	Length		3
	Short <20m	Middle 21m to 75m	Long > 76m	238.20 m		
Bridge Alignment	1	2	3			3
	Straight	Skewed	Curved			
(2) SUPERSTRUCTURE:						
Spans Distribution	1	2	Span		2	
	Single span	>2	7 spans			
Girder Type	1	2	3			3
	Arch or Rigid Frame	Continuous	Single / Gerber girder			
Bearing Type	1	2	3			1
	Falling Prevention	Normal	M-M			
Bridge Span (0.7+0.005*span)	A1 - P1	P1 - P2	P2 - P3, -, P5	P5 - P6	P6 - A2	
	16.00 m (0.780 m)	32.00 m (0.860 m)	40.00 m (0.900 m)	32.00 m (0.860 m)	16.00 m (0.780 m)	
Sealing Length	0.70 / 0.70 m	0.70 / 0.70 m	0.70 / 0.70 m	0.70 / 0.70 m	0.70 / 0.70 m	
Bridge Seat	1	2			2	
	Wide	Narrow				
(3) SUBSTRUCTURE:						
Max. Height of Substructure	1	2	3	Max. Height		2
	less than 5m	5 to 10m	more than 10m	6.80 m		
Foundation Type	1	2			1	
	Except Pile	Pile				
Material of Substructure	1	2			1	
	RC	Brick / Plane concrete				
Ground Classification	1	2	3	4		2
	Rock	Medium Stiff	Soft	Very Soft		
(4) CONDITION OF STRUCTURE:						
Condition of Structure	1	2	3			1
	Good	Fair	Not good			
(5) HAZARD:						
Seismic Intensity	1	2	3	4 / 5		----
	5.00	5.50	6.00	6.5 / 7.0		
Liquefaction Potential	1	2	3			1
	None	Probably	Yes			

5.5 インフラの被害関数

被害関数の判定方法は、台帳やインベントリー調査によって比較的簡便に評価ができ、本調査と類似する過去の調査で採用された「片山の方法」によって行った。片山の方法は、日本における既往の大地震によって橋梁が受けた被害の度合いと、これに強く影響を与えた項目との関係を統計解析したもので、支間割や支承構造などの外観調査によって耐震性能を評価できる点が特徴である。判定方法の手順は以下のとおりである。

- ✓ インベントリー調査によって橋梁の構造・材料や地盤状況などを把握する
- ✓ 地盤と地震の解析によって震度階を想定する

上記結果に基づき

- ✓ 表 5.5-1 に示す 10 項目について評点を付ける
- ✓ 各項目の評点に該当する重み係数を相乗して総合評価点を求める
- ✓ 総合評価点と判定基準によって被災度を定める

表 5.5-1 被災度判定基準(片山の方法)

項目		区分	重み係数	コード
地盤	震度 (気象庁震度階)	5 弱	1.0	1
		5 強	1.7	2
		6 弱	2.4	3
		6 強	3.0	4
		7	3.5	5
	液状化危険度	無	1.0	1
		おそれあり	1.5	2
有		2.0	3	
上部工	径間数	1	1.0	1
		2 以上	1.75	2
	桁構造	アーチ・ラーメン	1.0	1
		連続形式	2.0	2
		単純形式・ゲルバー形式	3.0	3
	支 承	落下防止設置	0.6	1
		普通	1.0	2
		同一橋脚に2つの可動支承	1.15	3
	天端幅	広い	0.8	1
		狭い	1.2	2
下部工	橋台・橋脚の高さ	5m 以下	1.0	1
		5~10m	1.35	2
		10m 以上	1.7	3
	基礎工	その他	1.0	1
		パイルベント	1.4	2
	橋台・橋脚の材料	鉄筋コンクリート	1.0	1
		無筋コンクリート・その他	1.4	2
	地 盤	1 種 (硬質)	0.5	1
		2 種 (中硬質)	1.0	2
		3 種 (軟質)	1.5	3
4 種(非常に軟質)		1.8	4	

片山の方法では判定要素の一つである震度階として、気象庁が定める JMA 震度階を用いている。今回のハザード評価では、地震動として加速度が算定されているので、翠川ら(1999)による加速度と震度の関係式を用いて JMA 震度を算定した。

$$\text{気象庁震度} = 0.55 + 1.9 \times \log(\text{加速度}(\text{gal}))$$

被災度の定義とその判定のための判定値は、日本における地震の被害実績に基づいて、表 5.5-2 のとおり設定されている。

表 5.5-2 被災度判定の定義と判定値

ランク	被災度	判定値
A	<ul style="list-style-type: none"> ・落橋の可能性大 ・大変位の発生 ・長期間の使用不可・要改築 	30 以上
B	<ul style="list-style-type: none"> ・落橋の可能性中 ・変位の発生 ・一次使用不能・要修復／修繕 	26 以上 30 未満
C	<ul style="list-style-type: none"> ・落橋の可能性小 ・小変位の発生 ・基本的に点検後に使用可 	26 未満

なお、インベントリー調査において施工不良や経年劣化によるとみられるコンクリート表面からのカルシウム浸み出し、鉄筋・鋼材の腐食、コンクリートの構造的な亀裂などの品質の低下が観察された。これらは、施工精度のみならず維持管理不足も影響しているものと考えられ、日本の構造物に比較しても著しいものであり、地震時の安定性に影響を及ぼすと考えられる。片山の方法は、日本の被災実績に基づき設定されているため、評価基準の判定項目には品質に関する評価を追加した(表 5.5-3 参照)。

表 5.5-3 被災度判定基準(品質)

項目	区分	重み係数	コード
品質	正常	1.0	1
	わずかに劣化*	1.2	2
	劣化*	1.5	3

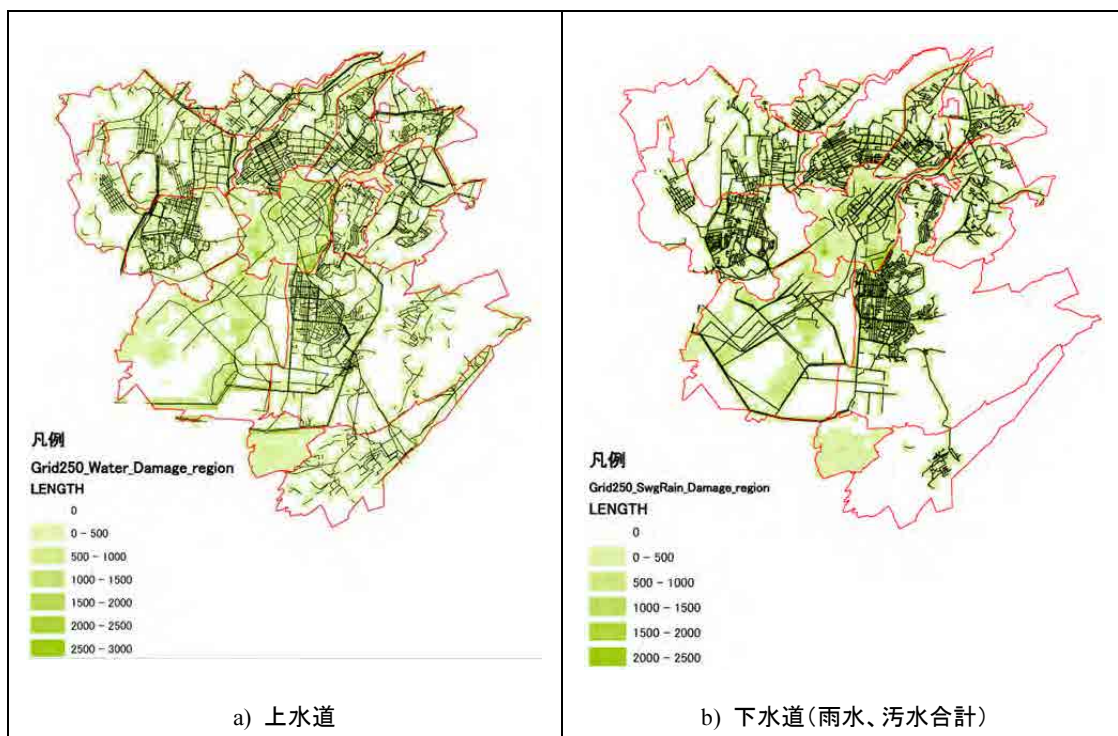
*劣化:コンクリート表面の軟質化、カルシウムの浸み出し、構造的な亀裂、鉄筋・鋼材の腐食など

5.6 ライフラインのインベントリー

収集した資料(2.7.6 項参照)に基づいて作成したインベントリーデータを以下に示す。水道、下水道(雨水、汚水)、ガス、電気に関しては、Kentron 区、Shengavit 区のデータが収集できなかったため、これら 2 区のインベントリーは、管路／ケーブル延長と建物数の相関関係を使って推定した。すなわち、データが収集できた他の 10 区のデータから、管種、管径ごとに管路／ケーブル延長と建物数の関係を導きだし、この相関関係を、Kentron 区、Shengavit 区に 250m メッシュごとに適用してインベントリー分布を推定した。最終的に、全市について 250m メッシュごとに管種管径ごとの管路／ケーブル延長のデータベースを作成した。ライフライン延長の集計を表 5.6-1 に、分布図を図 5.6-1 に示す。

表 5.6-1 ライフラインの集計表

No.	区	人口	面積 km ²	上水道 km	下水道		電力		ガス		電話 (幹線) km
					汚水	雨水	架空線	地中線	地上管	地中管	
					km	km	km	km	km	km	
1	Ajapnyak	108,200	26.0	132.3	62.4	12.4	185.8	51.1	95.3	11.7	27.3
2	Avan	51,000	8.2	48.7	28.5	12.7	59.6	40.2	44.3	1.6	14.3
3	Arabkir	130,800	13.2	114.0	70.8	24.2	154.7	69.9	103.4	9.6	30.2
4	Davtashen	41,100	6.5	37.2	22.6	1.9	68.4	25.3	13.8	1.6	7.2
5	Erebuni	121,900	49.4	218.7	164.8	30.5	355.9	71.3	173.2	5.2	35.7
6	Kentron	130,600	13.4	153.3	104.6	31.4	237.2	67.7	130.5	2.6	62.9
7	Malatia-Sebastia	141,800	25.3	131.2	109.3	23.5	232.6	53.9	97.5	10.4	31.6
8	Nor Nork	147,000	14.5	63.5	42.0	15.4	133.1	70.1	50.8	0.6	25.7
9	Nork-Marash	11,300	4.7	33.5	24.6	1.4	48.7	9.5	37.1	0.9	7.8
10	Nubarashen	9,700	17.2	57.7	14.2	0.0	80.2	0.4	22.0	5.8	3.8
11	Shengavit	146,500	40.6	217.4	161.4	18.7	275.1	74.2	162.8	9.0	36.8
12	Kanaker-Zeytun	79,300	7.6	85.6	60.0	10.6	118.1	94.4	96.3	8.5	18.2
合計		1,119,200	226.6	1,293.1	865.2	182.7	1,949.4	628.0	1,027.0	67.5	301.5



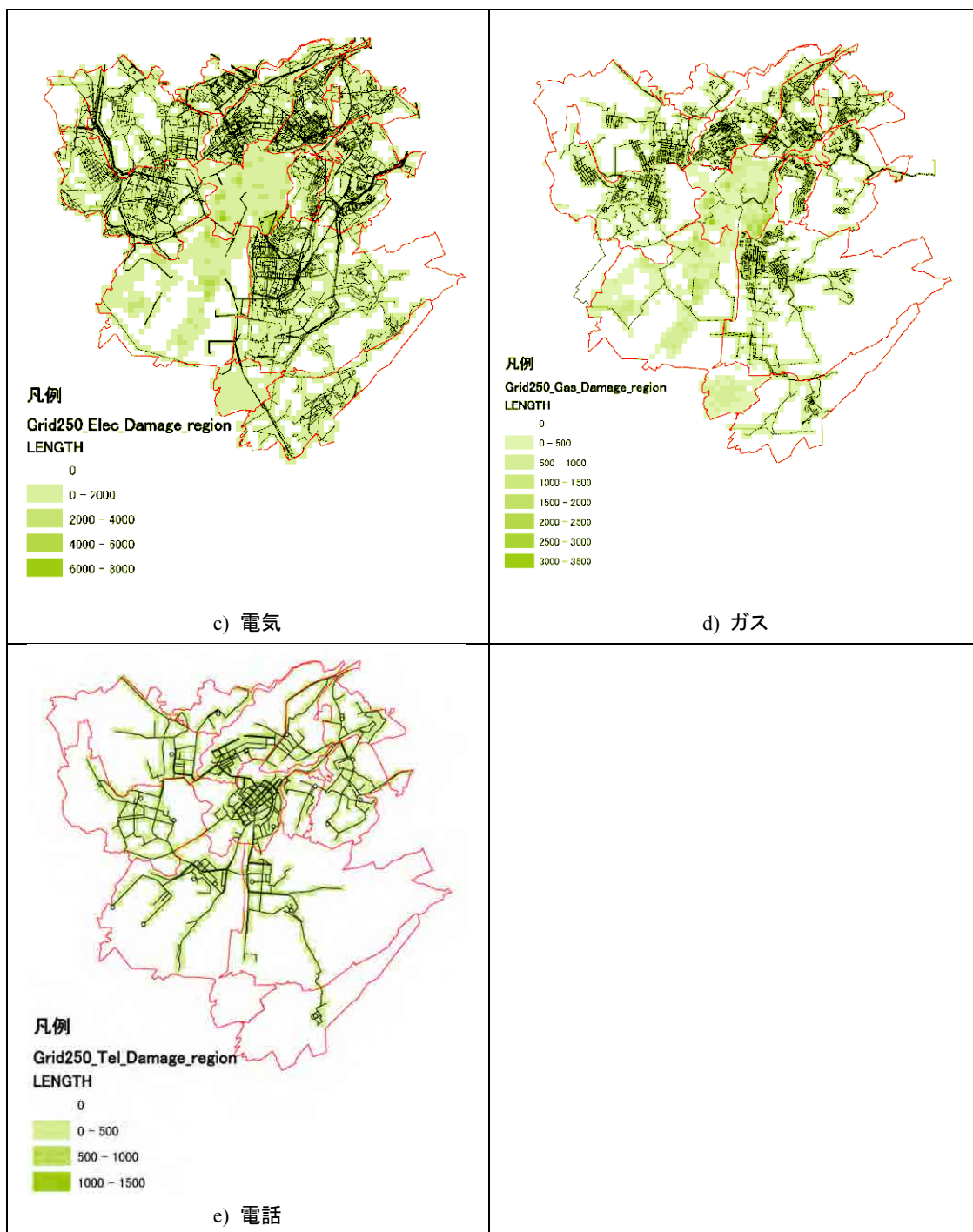


図 5.6-1 ライフラインネットワーク分布図、線は管路／ケーブルの GIS データ、色は 250m メッシュごとの長さ

5.7 ライフラインの被害関数の設定

5.7.1 被害関数について

ライフライン施設の被害を予測するためには被害関数(地震動の強さと被害量の関係)を設定する必要がある。被害関数はエレバン市もしくはアルメニアで過去に起きた地震災害を基に設定されたものを用いた方がより現実的な、より実状に近い予測が可能となる。そこで 1988 年にアルメニアで発生したスピタク地

震時のライフラインに関する被害データやアルメニアで用いられているライフラインの被害関数について関係機関へ調査を行ったが、情報を得ることができなかった。

一方、現在 RS や NSSP が被害想定をする際に用いられているマニュアル「SEISMIC RISK (ASSESSMENT AND MANAGEMENT)」におけるライフラインに関する被害想定手法は、実際の地震による被害から導き出されたものではない。建物・地上建造物の被害率を地上パイプラインの管種毎に当てはめており、地下パイプラインについては地上パイプラインより地震による影響を受けにくいということから地上パイプラインより1ランク上げて設定されている。また NSSP のレポート(Preliminary assessment of seismic risk of Armenia lifelines)では、アルメニアのライフラインに対する地震リスクの定性的な評価がなされているが、次の段階では地震リスクの定量的な評価が必要だとまとめられている。

アルメニアにおけるライフラインの一元化されたデジタルデータは作成段階である。Cadastro ではエレバン市内 12 地区の内、10 地区について GIS データを完成しており、残りの 2 地区については現在作成中である。各ライフライン会社でも一元化されたデジタルデータが整理されていないところもある。今後、デジタルデータの作成と合わせてアルメニアで過去に起きた地震災害を基にした被害関数の設定が求められる。

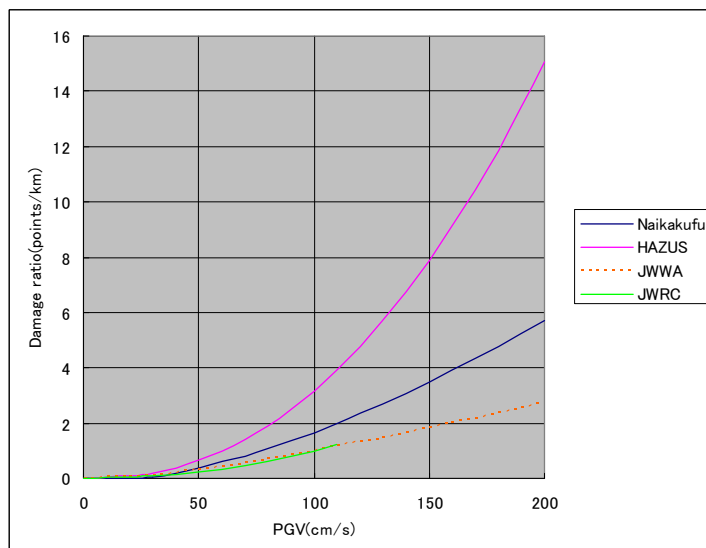
以上から、本プロジェクトでは実際の地震時における被害状況から導き出された被害関数を設定しているアメリカや日本の既存文献等を参考にアルメニアにおける被害予測を行うこととした。

5.7.2 被害関数の設定

(1)上水道

アメリカや日本では、過去の地震被害の分析に基づき、管延長 1 km 当たりの被害率を定量的に予測する被害関数が提案されている。(内閣府 中央防災会議(2005)、財団法人日本水道協会(1998)、財団法人水道技術センター(2000)、Federal Emergency Management Agency(1999))

これらの被害関数は、標準被害率と管種、管径等による補正係数によって表される。本調査では、近年提案されている幾つかの被害関数を参照して、被害を算出することとした。最大被害の算出にはアメリカとメキシコの被害実績に基づく HAZUS の標準被害率を用い、平均被害の算出には兵庫県南部地震の被害実績に基づく内閣府 中央防災会議(2005)の標準被害率を用いることとした。



- *1) Naikakufu: Cabinet Office, Government of Japan (Japan, 2005)
- *2) JWWA: Japan Water Works Association (Japan, 1998)
- *3) JWRC: Japan Water Research Center (Japan, 2000)
- *4) HAZUS: Federal Emergency Management Agency (USA, 1999)

図 5.7-1 上水道管の標準被害率

被害関数 $R_m = R \cdot C_p \cdot C_d \cdot C_l$

(最大被害) $R = 1 \times 10^{-4} \cdot V^{2.25}$

(平均被害) $R = 2.24 \times 10^{-3} (V-20)^{1.51}$

ここに、 R_m :被害関数 (箇所/km)

R :標準被害率 (箇所/km)

C_p :管種係数 (表 5.7-1 参照)

C_d :管径係数 (表 5.7-1 参照)

C_l :液状化係数 (液状化が想定されないため $C_l=1.0$ とする)

V :地表最大速度 (cm/sec)

表 5.7-1 上水道管の管種係数・管径係数

管種	管径 (mm)	$C_p \times C_d$					
		補正係数				採用値	
		Naikakufu	JWWA	JWRC	HAZUS	最大被害	平均被害
鋼管	≤75	0.84	0.48	0.48	0.30	0.84	0.48
	100-150	0.42	0.30	0.30	0.30	0.42	0.30
	200-250	0.42	0.24	0.27	0.30	0.42	0.29
	300-450	0.24	0.24	0.21	0.30	0.30	0.24
	500≤	0.24	0.15	0.15	0.30	0.30	0.20
鋳鉄管	≤75	1.70	1.60	1.60	1.00	1.70	1.60
	100-150	1.20	1.00	1.00	1.00	1.20	1.00
	200-250	1.20	0.80	0.90	1.00	1.20	1.00
	300-450	0.40	0.80	0.90	1.00	1.00	0.90
	500-1000	0.40	0.50	0.50	1.00	1.00	0.50
	1000≤	0.15	0.50	—	1.00	1.00	0.50
石綿セメント管	≤75	6.90	1.92	4.00	1.00	6.90	3.00
	100-150	2.70	1.20	2.50	1.00	2.70	1.90
	200-250	2.70	0.96	2.25	1.00	2.70	1.60
	300-450	1.20	0.96	1.75	1.00	1.75	1.10

	500-1000	1.20	0.60	1.25	1.00	1.25	1.10
	1000≤	1.20	0.60	1.25	1.00	1.25	1.10
ホリエレン管	≤75	—	—	—	—	0.17	0.16
	100-150	—	—	—	—	0.12	0.10
	200-250	—	—	—	—	0.12	0.10
	300-450	—	—	—	—	0.10	0.09
	500-1000	—	—	—	—	0.10	0.05
	1000≤	—	—	—	—	0.10	0.05
セラミック管	≤75	—	—	—	—	3.40	3.20
	100-150	—	—	—	—	2.40	2.00
	200-250	—	—	—	—	2.40	2.00
	300-450	—	—	—	—	2.00	1.80
	500-1000	—	—	—	—	2.00	1.00
	1000≤	—	—	—	—	2.00	1.00
コンクリート管	≤75	—	—	—	—	0.85	0.80
	100-150	—	—	—	—	0.60	0.50
	200-250	—	—	—	—	0.60	0.50
	300-450	—	—	—	—	0.50	0.45
	500-1000	—	—	—	—	0.50	0.25
	1000≤	—	—	—	—	0.50	0.25

※ホリエレン管、セラミック管、コンクリート管の補正係数が上記文献には無いことから、ホリエレン管は铸铁管の 0.1 倍、セラミック管は铸铁管の 2.0 倍、コンクリート管は铸铁管の 0.5 倍とし設定した。

(2) 下水道(汚水、雨水)

上水道管と同じ被害関数を用いる。

(3) 電気

1) 架空線

既往の被害関数(東京都(1997)、Federal Emergency Management Agency(1999)、埼玉県(1998))を参考にして、HAZUS と埼玉県(1998)の被害関数をそれぞれ最大被害と平均被害の算出に用いる。

表 5.7-2 電力架空線被害率(最大被害)

PGA(cm/s ²)	0	49	98	147	196	245	294	343	392	441	490	539	588	637
Damage ratio(%)	0	1.9E-08	1.2E-03	7.5E-02	0.5	1.5	3.0	5.1	7.5	9.6	11.1	12.9	16.1	21.3

PGA(cm/s ²)	686	735	784	833	882	931	980	1029	1078	1127	1176	1225	1274	1323	1372
Damage ratio(%)	28.2	35.2	41.3	46.2	50.1	53.7	57.3	61.1	64.9	68.5	71.6	74.1	76.0	77.4	78.4

表 5.7-3 電力架空線被害率(平均被害)

PGA(cm/s ²)	0	225	350	500	700	1000	1500
Damage ratio(%)	0	1.0E-02	0.3	1.2	8.5	27.0	27.0

2) 地中線

東京都(1997)の被害関数を用いて、被害率を定量的に求める。

表 5.7-4 電力地中線被害率(最大被害)

PGA(cm/s ²)	0	219.8	400	500	738.6	2481.6
Damage ratio(%)	0	0	0	0.8	6.0	16.0

表 5.7-5 電力地中線被害率(平均被害)

PGA(cm/s ²)	0	219.8	400	500	738.6	2481.6
Damage ratio(%)	0	0	0	4.0E-02	0.3	4.7

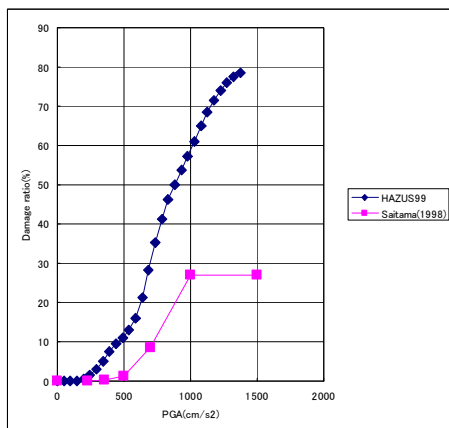


図 5.7-2 電線(架空線)の被害関数

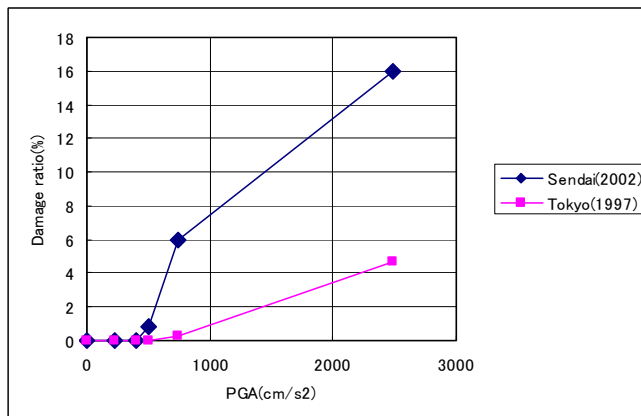


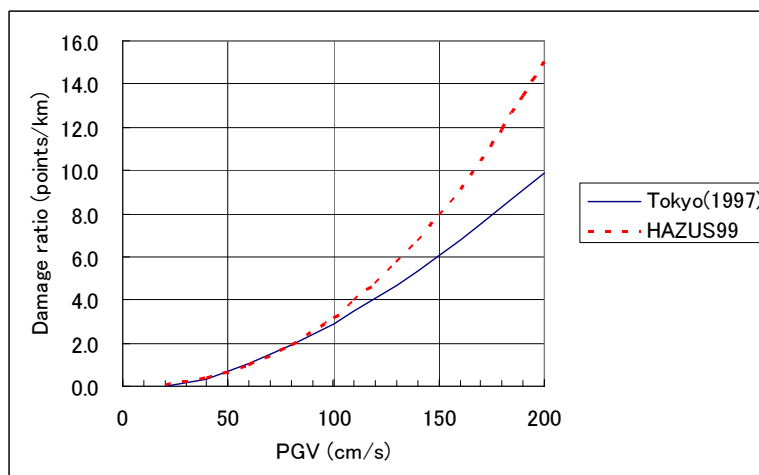
図 5.7-3 送電線(地中線)の被害関数

- *1)Saitama: Saitama Prefecture (Japan)
- *2)HAZUS: Federal Emergency Management Agency (USA)
- *3)Tokyo: Tokyo Metropolitan (Japan)

(4) ガス

1) 地中管

地中に埋設されたガス管については、上水道管と同様に、既往の被害関数(東京都(1997)、Federal Emergency Management Agency(1999))を参考にして最大被害と平均被害を算出する。



- *1)Tokyo: Tokyo Metropolitan (Japan)
- *2)HAZUS: Federal Emergency Management Agency (USA)

図 5.7-4 ガス地中管の標準被害率

被害関数 $R_m = R \cdot C_p \cdot C_d \cdot C_l$
 (最大被害) $R = 1 \times 10^{-4} \cdot V^{2.25}$
 (平均被害) $R = 3.89 \times 10^{-3} \cdot (V-20)^{1.51}$

ここに、

- R_m:被害関数 (箇所/km)
- R :標準被害率 (箇所/km)
- C_p:管種係数 (表 5.7-6 参照)
- C_d:管径係数 (表 5.7-6 参照)
- C_l:液状化係数(液状化が想定されないため C_l=1.0 とする)
- V :地表最大速度(cm/sec)

表 5.7-6 ガス地中管の管種係数・管径係数

管種	管径 (mm)	C _p ×C _d	
		最大被害	平均被害
鋼管	すべて	1.0	0.30
ポリエチレン管	すべて	0.1	0.03

※ポリエチレン管の補正係数が上記文献には無いことから、ポリエチレン管は鋼管の 0.1 倍とし設定した。

2) 地上管

地上管は、建物の壁から建物内へ引き込まれているため、建物と一緒に被害を受けることが想定される。そこで、地上管については、管路延長に建物被害率を乗じて被害延長を算出する。

(5) 通信・電話

通信施設は電気と同様、架空線、地中ケーブルから構成されるため、通信・電話の被害関数は電力と同様とする。

5.8 インベントリーデータベースの整備

地震被害想定に使用するインベントリーデータベースの内容は、建物、道路インフラの橋梁、ライフラインである。建物数から推定したメッシュごとの人口もインベントリーデータベースに加えた。建物データベースには、戸建住宅、集合住宅、学校、病院が含まれ、ライフラインには、水道管、汚水及び雨水管、ガス管、電線、電話線が含まれている。データベースのフォーマットは、ArcGIS のデータ形式の1つである「personal geodatabase」を採用している。コンテナは、Microsoft Access である。インベントリーデータベースの構成と構成内容は表 5.8-1 の通りである。

被害想定はメッシュを単位として行うので、収集されたデータは、GIS ツールを使ってメッシュに配分/集約した。建物の場合、建物ポリゴンの重心点を位置判定に用いてメッシュ単位集計をおこなった。ライフラインの場合は、各メッシュ内に含まれる管路/ケーブル延長を集計した。メッシュ単位のデータ項目

は、インベントリーごとに被害算定手法が異なり、必要なデータ要素も異なるので、被害算定手法に合わせた構成とした。例えば、水道管であれば、その管径や管種のデータを使って被害算定を行うので、管種、管径ごとに延長を集計する必要がある。図 5.8-1 には、例としてメッシュ単位での住宅建物数の集計手順を示した。

Kentron 区と Shengavit 区のライフラインデータに関しては、Cadastre が現在作成中のため、入手することができなかった。そのため、この 2 つの区については、建物数から推定したライフライン長さを使用することにした。ライフライン長さと建物数には強い相関があることが他の 10 区のデータベースを使って行った回帰分析で明らかになったため、その相関関係を利用して、Kentron 区と Shengavit 区のデータベースを作成した。

集合住宅及び戸建住宅に居住している人口をメッシュ単位の人口に変換するための推定手法は次の通りである。まず NSS(2010)の最新の各区の人口統計データを検討したが、住宅の形態(集合住宅/戸建住宅)についての情報がなかった。マスタープラン(2005)では、各区の集合住宅及び戸建住宅に居住している人数が把握できるが、最新のデータではなかった。そのため、集合住宅及び戸建住宅のそれぞれの人口は、マスタープラン(2005)での集合住宅及び戸建住宅に居住している人数の比率を、NSS(2010)の人口に掛けて求めることにした。さらに、人口は総床面積に比例していると仮定して、メッシュ単位の集合住宅及び戸建住宅の居住人口を推定した。メッシュの総床面積は、GIS データベースの建物ポリゴン面積と階数から求めた。

表 5.8-1 インベントリーリスト

Folder	Geodatabase	Layer	Feature Type	Attribute	
2. Built_Environment	Building.mdb	All_Building	Polygon	residential or not, storey, community name, construction year, footprint area	
		Multi_Apartment_Polygon	Polygon	structure type, construction year, storey, footprint area	
		Grid250_Multi_Apart	Polygon (Grid type)	number of buildings by structure type, total floor area by structure type, grid code	
		Private_House_Polygon	Polygon	storey, construction year, footprint area, community name	
		Grid250_Private_House	Polygon (Grid type)	number of buildings by type (dacha or not), total floor area by type (dacha or not)	
		School_Pt	Point	school name, construction year, storey, number of pupils	
		Hospital_withoutclinic_Pt	Point	construction year, storey, number of beds	
		Bridge.mdb	Bridge_Pt	Point	bridge name, route name, crossing objects, community name
		Lifeline.mdb	Water_Pipelines	Polyline	material, diameter, grid code
	Grid250_Water_Pipeline		Polygon (Grid type)	length of pipeline (actual or estimated) by diameter, grid code	
	Sewage_Pipelines		Polyline	material, diameter, grid code	
	Grid250_Sewage_Pipeline		Polygon (Grid type)	length of pipeline by diameter (actual or estimated), grid code	
	Electricity_Lines		Polyline	type of above or under ground, voltage, grid code	
	Grid250_Electricity_Line		Polygon (Grid type)	length of lines (above or under ground, actual or estimated), grid code	
		Gas_Pipelines	Polyline	type of above or under ground, material, diameter, grid code	
Grid250_Gas_Pipeline		Polygon (Grid type)	length of pipeline by diameter (actual or estimated), grid code		
Telephone_Lines		Polyline	length of line, grid code		
Grid250_Telephone_Line		Polygon (Grid type)	length of line, grid code		
	Population.mdb	Grid250_Population	Polygon (Grid type)	population of apartment, population of private house (dacha or not), grid code	

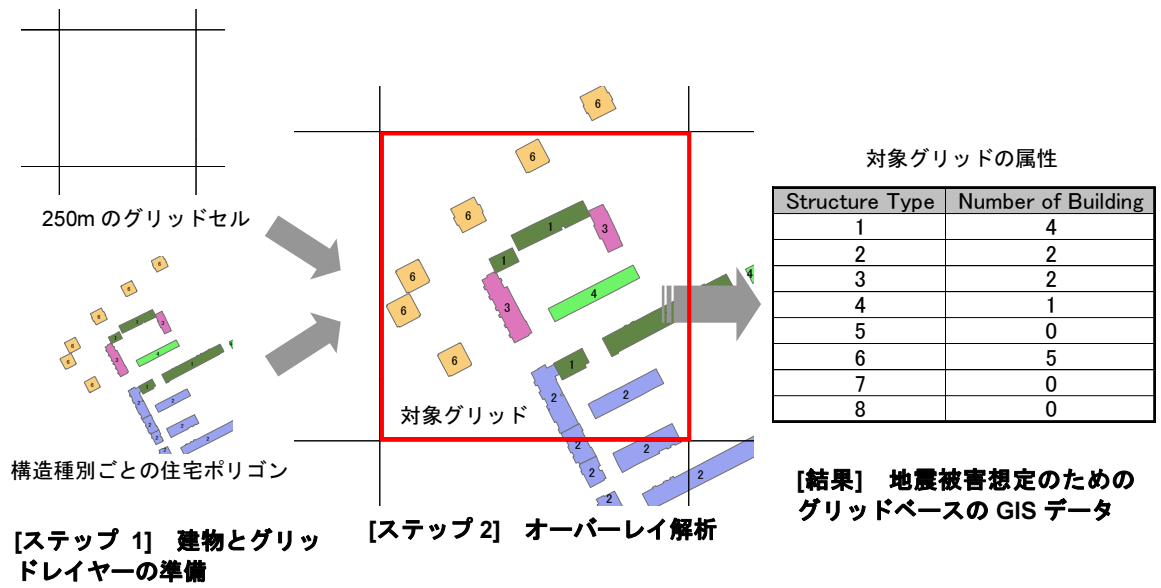


図 5.8-1 住宅におけるグリッドを基準としたインベントリーデータ作成ステップ