

3. 4. 崩壊岩塊の衝突評価

3. 4. 1 試験結果による衝撃荷重と衝突速度の分析

3. 4. 1. 1 既往の岩塊の転動および落下実験に基づく衝撃荷重，衝突速度の分析

1) 概要

平成 25 年度実施した大型斜面模型による転動，落下実験と，平成 27 年度実施した自由落下実験の結果を整理し，衝撃荷重（ピーク荷重），力積および衝突速度の関係を整理し，平均値とばらつきについて分析した。

平成 25 年度実施した大型斜面模型実験による結果については，球形，塊状，板状の形状を有する代表径 20cm または 40cm の岩塊模型において，反力体の衝突面がベニヤ板の場合に対し，衝撃荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係を整理した。平成 27 年度実施した自由落下実験による結果については，球形，塊状の形状を有する代表径 20cm または 40cm の岩塊模型において，反力体の衝突面がベニヤ板またはコンクリート板の場合それぞれに対し，衝撃荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係を整理した。

また，整理した衝撃荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係に対し，回帰式を求めることで関係式を導出した。その際，関係式の傾きについて平均値と分散を求め，非超過確率 84%の上下限値を求めた。図 3.4.1.1-1 に関係式のイメージを示す。以下のパラメータ α と β に対し，統計分析を行うことで，関係式の傾きの平均値，分散および非超過確率 84%の上下限値を求めた。

$$\alpha = I/V \quad (1a)$$

$$\beta = P/V \quad (1b)$$

ここで， I (N・s)は力積， P (kN)は衝撃荷重のピーク値（最大荷重）， V (m/s)は衝突速度である。また，衝突継続時間について，以下の式により求めた。

$$\Delta t = I/P = (\alpha/\beta)/1000 \quad (2)$$

ここで， Δt (s) は衝突継続時間である。

パラメータ α と β の平均値と標準偏差をそれぞれ μ ， σ とした場合，非超過確率 84%の上下限値は $\mu \pm \sigma$ により求められる。

また，岩塊模型については，以下の式で求まる力積の理論式と，力積およびピーク荷重の関係も整理した。

$$I' = mV \quad (3)$$

ここで， I' (N・s)は力積の理論値， m (kg)は岩塊の重量である。

土塊模型については，以下の式で求まる流体力の理論式と，力積およびピーク荷重の関係を整理した。

$$P_f = \rho AV^2 \quad (4)$$

ここで， P_f (kN)は流体力， ρ (kg/m³)は土塊模型の密度， A (m²)は接触面積である。

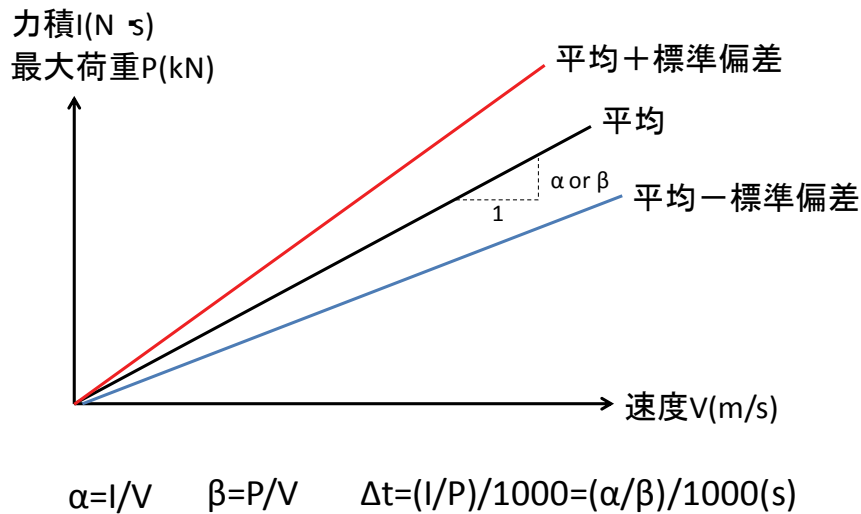


図 3. 4. 1. 1-1 衝撃荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係式のイメージ

2) 平成 25 年度実施した大型斜面模型実験による結果から求めた関係式

①球形岩塊模型

表 3. 4. 1. 1-1 に代表径 20, 40cm の球形岩塊模型の分析データ, 表 3. 4. 1. 1 に統計分析結果を示す. 図 3. 4. 1. 1-2, 図 3. 4. 1. 1-3 に代表径 20cm に対する衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度, また運動量の関係を, 図 3. 4. 1. 1-4, 図 3. 4. 1. 1-5 に代表径 40cm に対する衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度, また運動量の関係を, 図 3. 4. 1. 1-6 に衝突継続時間の(2)式による計算値と実験値の関係を示す. 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係については, 相関関係が見られ, 力積と衝突速度の関係の方がばらつきは小さい. また, 衝突継続時間については, 計算値の方が実験値に比べ小さい値となった. また, 力積の理論値と力積およびピーク荷重の関係については, 衝突速度と力積およびピーク荷重の関係と同じばらつきになった.

表 3. 4. 1. 1-1(1) 球形岩塊模型の分析データ
(a) 代表径 20cm の球形岩塊模型の分析データ

試番	衝突直前速度 衝撃変換 m/s	力積 (N・s)	力積 (kN)	積分開始時間 (s)	積分終了時間 (s)	載荷時間 (s)	最大衝撃荷重 ロードセル) kN				サンプリング時間間 隔(s)	$\alpha (=I/V)$	$\beta (=P/V)$	$(\alpha/\beta)/1000$
							衝突方向	衝突直交方向	上下方向	合力				
5	7.357	0.121	121.121	3.136	3.137	0.002	111.69	34.72	34.76	122.02	0.0002	16.464	15.183	0.00108
6	7.774	0.118	118.371	3.242	3.244	0.002	108.02	41.28	39.50	122.20	0.0002	15.227	13.895	0.00110
13	6.696	0.119	119.238	3.342	3.344	0.002	121.77	31.59	56.79	138.02	0.0002	17.808	18.186	0.00098
16	7.502	0.097	96.635	3.351	3.355	0.004	90.59	-23.07	22.27	96.10	0.0002	12.882	12.076	0.00107
18	7.441	0.128	128.165	3.227	3.231	0.004	91.11	30.94	24.93	99.39	0.0002	17.225	12.244	0.00141
21	7.664	0.102	102.091	3.001	3.003	0.002	101.84	23.69	29.02	109.51	0.0002	13.321	13.286	0.00100
22	7.561	0.101	100.547	3.119	3.121	0.002	99.93	17.22	23.84	104.17	0.0002	13.298	12.217	0.00101
23	9.403	0.133	132.974	3.048	3.050	0.002	125.52	34.69	42.93	137.12	0.0002	14.141	13.346	0.00106
49	6.316	0.107	106.525	3.032	3.033	0.002	119.05	32.19	-19.56	124.86	0.00005	16.867	16.850	0.00089
50	5.122	0.080	79.587	2.936	2.939	0.002	74.63	-11.20	-24.74	79.42	0.00005	15.540	14.573	0.00107
51	9.082	0.123	122.525	2.858	2.861	0.002	111.77	40.02	18.54	120.16	0.00005	13.491	12.307	0.00110
55	8.213	0.123	123.404	2.856	2.858	0.002	225.59	53.19	55.05	238.23	0.00005	15.026	27.468	0.00055
56	7.649	0.121	121.257	3.129	3.131	0.002	142.06	29.76	28.41	147.90	0.00005	15.852	16.572	0.00085
57	7.716	0.130	130.069	2.919	2.921	0.002	130.30	40.46	25.24	138.76	0.00005	16.858	16.887	0.00100
75	4.898	0.075	75.002	4.574	4.576	0.002	148.31	34.15	48.10	159.61	0.00005	15.312	30.280	0.00051
76	7.218	0.106	105.789	3.638	3.640	0.002	135.96	38.41	49.59	149.73	0.00005	14.657	16.837	0.00078
77	5.288	0.101	100.933	3.802	3.804	0.002	76.99	19.61	26.22	83.66	0.00005	19.050	14.531	0.00131
84	2.957	0.053	52.707	3.863	3.865	0.002	42.13	10.63	14.85	45.92	0.00005	17.825	14.249	0.00125
92	8.447	0.105	104.697	3.585	3.586	0.002	143.53	36.12	51.72	156.92	0.00005	12.994	16.991	0.00072
93	5.633	0.072	72.303	3.871	3.872	0.002	72.13	37.24	17.18	82.98	0.00005	12.837	12.807	0.00100
94	3.110	0.067	66.505	4.478	4.481	0.002	47.50	17.89	23.17	55.80	0.00005	21.381	15.272	0.00140
96	3.143	0.075	74.917	4.347	4.350	0.002	117.43	31.93	43.21	129.14	0.00005	23.636	31.362	0.00084
97	5.518	0.119	118.694	4.022	4.024	0.002	101.84	21.83	28.49	108.00	0.00005	21.510	19.456	0.00117
99	6.892	0.104	103.947	3.263	3.264	0.002	146.47	45.26	30.06	156.23	0.00005	15.083	21.253	0.00071
100	6.894	0.113	112.742	3.602	3.604	0.002	189.86	45.41	64.21	205.50	0.00005	16.344	27.541	0.00059
101	5.873	0.100	100.403	3.583	3.585	0.002	105.59	24.56	32.45	112.45	0.00005	17.084	17.976	0.00095
102	6.567	0.111	111.378	3.517	3.519	0.002	139.71	42.54	29.00	148.89	0.00005	16.959	21.273	0.00080
103	6.482	0.105	104.914	3.449	3.450	0.002	195.89	51.63	76.73	216.62	0.00005	16.186	30.221	0.00054

表 3. 4. 1. 1-1 (2) 球形岩塊模型の分析データ
(b) 代表径 40cm の球形岩塊模型の分析データ

試番	衝突直前速度 慣性変換 (m/s)	力積 (N・s)	力積 (N)	積分開始時間 (s)	積分終了時間 (s)	載荷時間 (s)	最大衝撃荷重 (ピーク値) (N)				サンプリング時間間 隔(s)	$\alpha (=I/V)$	$\beta (=P/V)$	$(\alpha/\beta)/1000$
							衝突方向	衝突直前方向	上下方向	合力				
32	6.897	0.742	741.504	3.383	3.386	0.003	649.72	107.45	155.88	816.34	0.00022	107.504	94.198	0.00114
34	6.468	0.745	745.452	2.380	2.383	0.003	551.56	-95.48	160.22	580.68	0.00005	115.245	85.270	0.00135
35	8.625	0.853	852.808	3.105	3.107	0.002	1416.36	123.13	191.68	1434.56	0.00005	98.879	164.220	0.00060
36	6.044	0.589	588.967	3.505	3.508	0.003	412.44	77.83	131.90	439.95	0.00005	97.442	68.236	0.00143
63	4.556	0.521	521.087	2.633	2.637	0.004	323.32	-20.44	49.44	327.71	0.00005	114.372	70.964	0.00161
64	5.107	0.508	508.200	3.198	3.202	0.004	363.54	63.63	81.36	377.93	0.00005	99.502	71.178	0.00140
65	6.901	0.886	886.477	3.192	3.196	0.003	590.16	48.59	100.39	690.61	0.00005	99.473	85.516	0.00116
98	3.562	0.462	462.074	3.761	3.765	0.003	355.60	55.30	64.56	365.62	0.00005	129.741	99.845	0.00130

表 3. 4. 1. 1-2 球形岩塊模型の統計分析結果
(a) 代表径 20cm の球形岩塊模型

	平均 μ	標準偏差 σ	84%下限値	84%上限値
$\alpha (=I/V)$	16.231	2.738	13.493	18.970
$\beta (=P/V)$	18.469	6.496	11.973	24.966
$(\alpha/\beta)/1000$	0.00095	0.00025	0.00070	0.00120

(b) 代表径 40cm の球形岩塊模型

	平均 μ	標準偏差 σ	84%下限値	84%上限値
$\alpha (=I/V)$	107.770	11.372	96.398	119.141
$\beta (=P/V)$	92.428	31.188	61.241	123.616
$(\alpha/\beta)/1000$	0.00125	0.00030	0.00095	0.00155

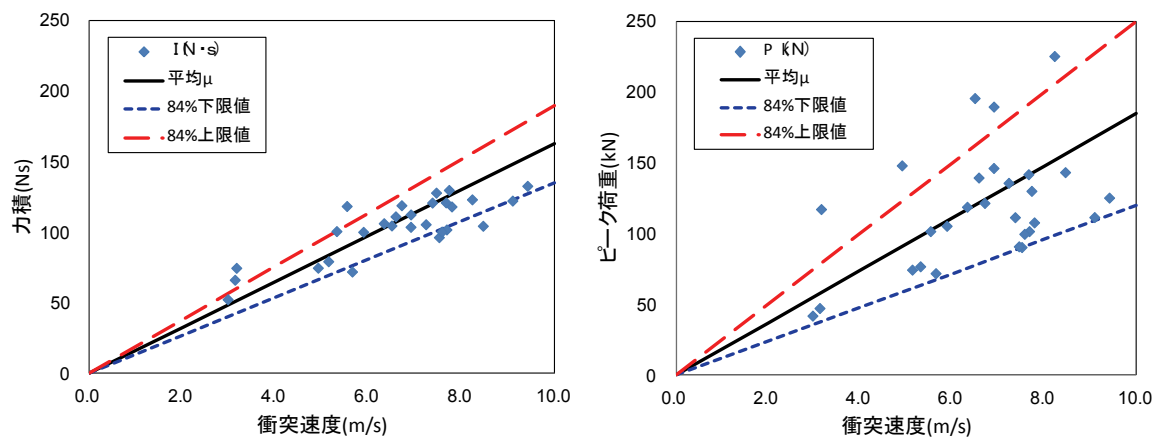


図 3. 4. 1. 1-2 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係 (球形 20cm)

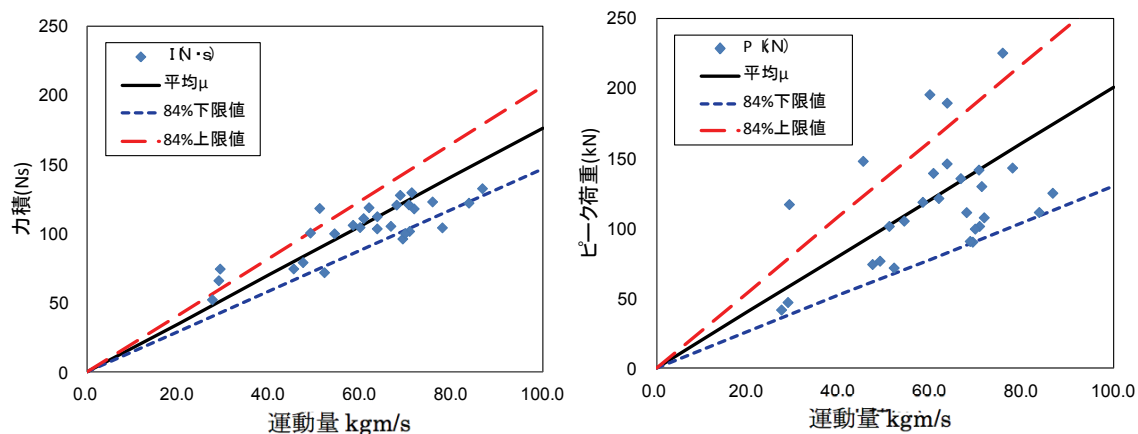


図 3.4.1.1-3 衝突荷重のピーク値および力積と運動量の関係（球形 20cm）

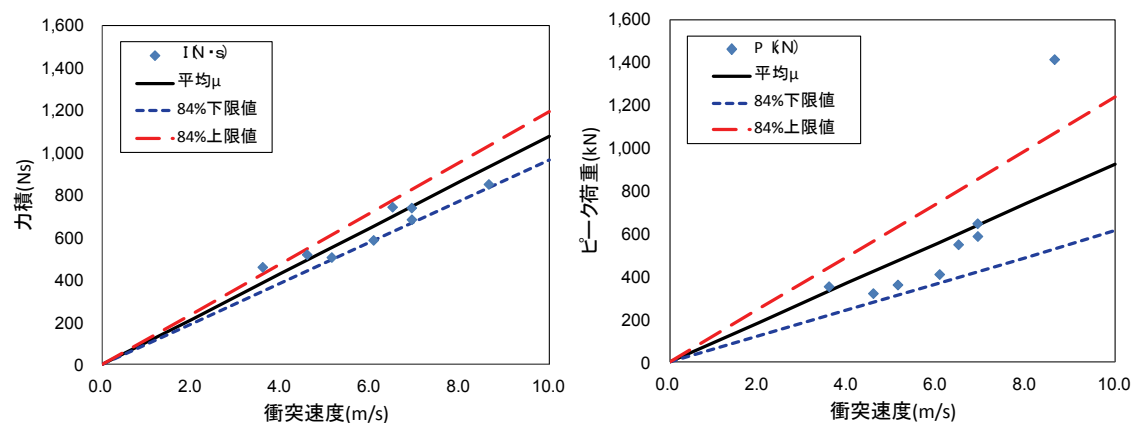


図 3.4.1.1-4 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係（球形 40cm）

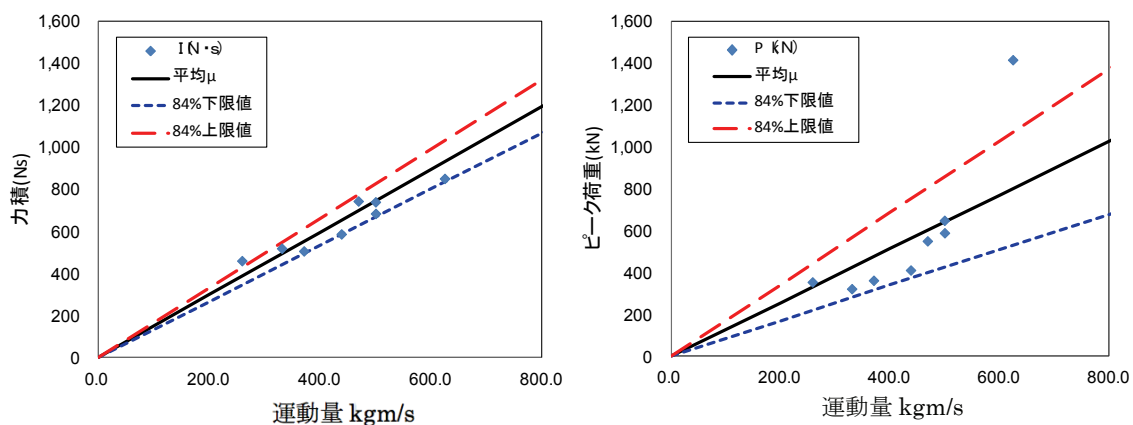
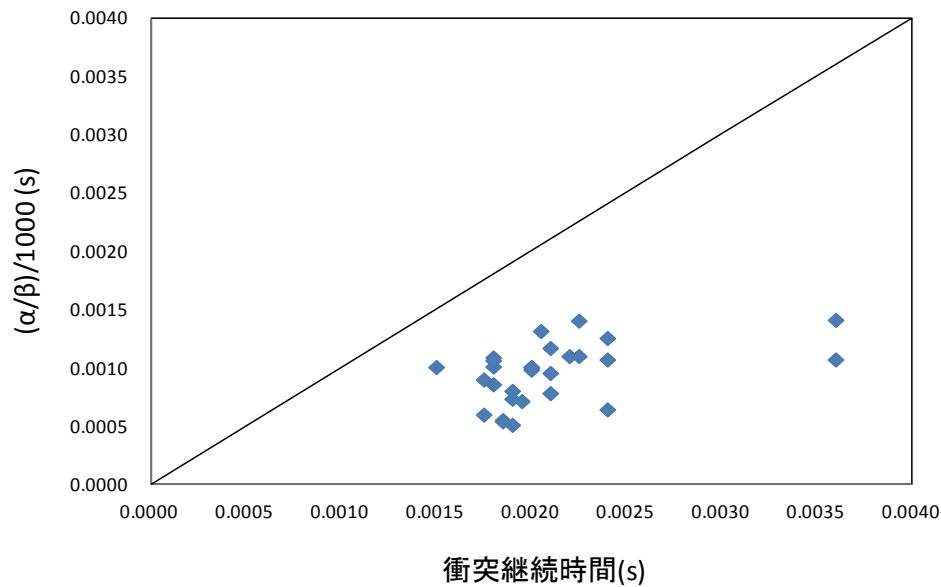
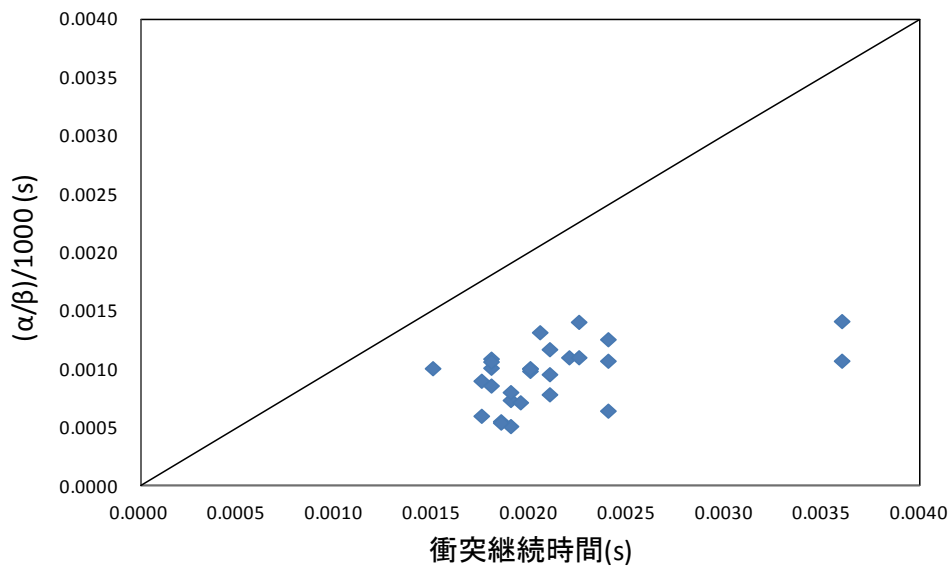


図 3.4.1.1-5 衝突荷重のピーク値および力積と運動量の関係（球形 40cm）



(a) 球形 20cm



(b) 球形 40cm

図 3. 4. 1. 1-6 衝突継続時間の計算値と実験値の関係

②塊状岩塊模型

表 3. 4. 1. 1-3 に代表径 20, 40cm の塊状岩塊模型の分析データ, 表 3. 4. 1. 1-4 に統計分析結果を示す. 図 3. 4. 1. 1-7, 図 3. 4. 1. 1-8 に代表径 20cm に対する衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度, また運動量の関係, 図 3. 4. 1. 1-9, 図 3. 4. 1. 1-10 に代表径 20cm に対する衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度, また運動量の関係を, 図 3. 1. 2. 1 に衝突継続時間の(2)式による計算値と実験値の関係を示す. 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係については, 相関関係が見られ, 力積と衝突速度の関係の方がばらつきは小さい. また, 衝突継続時間については, 計算値の方が実験値に比べ小さい値となった. また, 力積の理論値

と力積およびピーク荷重の関係については、衝突速度と力積およびピーク荷重の関係と同じ
ばらつきになった。

表 3. 4. 1. 1-3 代表径 20cm の塊状岩塊模型の分析データ
(a) 代表径 20cm の塊状岩塊模型の分析データ

試番	衝突直前速度 極性変換 m/s	力積 (kN s)	力積 (N s)	積分開始時間 (s)	積分終了時間 (s)	載荷時間 (s)	最大衝撃荷重 ロードセル (N)				サンプリング 時間間隔 (s)	α (I/V)	β (P/V)	$(\alpha/\beta)/1000$
							衝突方向	衝突直交方向	上下方向	合力				
9	7.323	0.068	68.163	3.170	3.173	0.003	33.457	8.148	4.631	34.745	0.0002	9.308	4.569	0.00204
10	5.148	0.059	58.751	3.357	3.360	0.003	27.842	11.519	14.354	33.458	0.0002	11.412	5.427	0.00210
14	6.919	0.072	73.208	3.180	3.184	0.004	49.268	10.811	12.124	51.833	0.0002	10.589	5.120	0.00149
17	5.164	0.074	73.811	3.457	3.451	0.004	105.885	-24.778	14.096	109.655	0.0002	14.284	20.506	0.00070
19	5.096	0.074	74.193	3.1892	3.192	0.003	41.104	23.445	19.338	51.118	0.0002	14.558	8.066	0.00181
20	6.205	0.055	55.251	3.488	3.500	0.002	58.398	19.537	23.155	64.021	0.0002	14.907	9.092	0.00088
25	6.870	0.100	100.032	3.052	3.055	0.003	105.664	44.926	47.361	124.203	0.0002	14.560	15.390	0.00095
26	6.030	0.071	71.237	3.121	3.124	0.003	52.940	-10.040	-12.640	55.346	0.0002	8.871	6.593	0.00135
29	6.130	0.112	111.812	3.096	3.102	0.006	48.678	22.426	21.623	57.793	0.0002	18.239	7.440	0.00230
30	6.400	0.065	65.310	3.133	3.135	0.002	78.914	35.241	-20.646	87.086	0.0002	10.205	12.018	0.00085
31	7.331	0.063	63.266	3.151	3.154	0.003	45.442	-14.408	11.199	48.869	0.0002	8.630	6.199	0.00139
41	5.406	0.078	78.480	3.218	3.220	0.002	103.017	20.167	42.251	113.156	0.00005	14.518	19.057	0.00076
45	6.090	0.058	58.280	3.127	3.127	0.002	32.207	19.408	16.421	40.568	0.00005	14.221	7.875	0.00181
58	5.198	0.057	57.472	3.181	3.183	0.002	51.178	-16.111	9.373	54.465	0.00005	11.061	9.850	0.00112
59	3.510	0.037	37.008	3.214	3.215	0.002	53.310	23.815	35.073	68.112	0.00005	10.543	15.187	0.00069
60	5.904	0.046	46.810	3.212	3.214	0.002	42.869	-19.874	8.576	47.583	0.00005	9.154	5.567	0.00167
61	4.610	0.040	40.468	3.253	3.255	0.002	34.045	-1.185	-11.845	36.756	0.00005	8.778	7.385	0.00119
62	3.668	0.041	40.508	3.242	3.246	0.003	26.030	7.037	6.310	27.693	0.00005	11.043	7.096	0.00156
69	4.785	0.049	49.350	3.628	3.631	0.003	42.940	14.300	23.030	50.781	0.00005	10.293	8.956	0.00115
71	5.874	0.058	57.740	3.381	3.384	0.002	65.443	23.760	16.254	71.495	0.00005	8.830	11.142	0.00088
72	7.063	0.047	47.339	3.688	3.670	0.002	35.370	-12.520	-10.370	38.868	0.00005	6.705	5.006	0.00134
73	2.844	0.042	42.115	3.942	3.945	0.003	38.839	15.371	19.483	44.418	0.00005	14.811	12.956	0.00114
79	2.677	0.041	41.394	4.896	4.899	0.002	29.270	11.540	14.269	34.543	0.00005	15.464	10.835	0.00141
81	4.751	0.020	20.448	5.014	5.016	0.002	20.442	8.630	5.148	22.778	0.00005	4.204	4.202	0.00100
82	6.297	0.063	62.564	3.589	3.592	0.003	38.400	21.850	7.930	43.189	0.00005	9.938	5.781	0.00172
83	2.285	0.023	22.559	4.635	4.637	0.002	25.000	13.020	7.450	29.155	0.00005	8.872	10.840	0.00090
88	3.573	0.022	22.210	5.312	5.314	0.002	28.820	16.300	11.990	43.777	0.00005	6.215	10.863	0.00057
90	2.616	0.019	19.353	5.193	5.195	0.002	17.353	-6.463	10.184	21.134	0.00005	7.398	6.634	0.00112
91	4.378	0.053	53.079	4.551	4.553	0.002	53.090	17.074	18.985	58.911	0.00005	12.125	12.127	0.00100
95	3.390	0.039	39.820	5.288	5.292	0.004	28.912	9.204	14.594	31.868	0.00005	11.481	7.939	0.00145
104	5.515	0.061	60.939	3.853	3.856	0.003	39.900	16.370	12.310	43.863	0.00003	11.049	7.053	0.00157
105	4.636	0.055	55.042	3.820	3.823	0.002	92.844	39.297	47.767	111.844	0.00005	11.874	20.050	0.00059
106	2.573	0.035	35.431	4.432	4.438	0.006	15.589	6.926	-6.255	18.168	0.00005	13.771	6.059	0.00227

(b) 代表径 40cm の塊状岩塊模型の分析データ

試番	衝突直前速度 極性変換 m/s	力積 (kN s)	力積 (N s)	積分開始時間 (s)	積分終了時間 (s)	載荷時間 (s)	最大衝撃荷重 ロードセル (N)				サンプリング 時間間隔 (s)	α (I/V)	β (P/V)	$(\alpha/\beta)/1000$
							衝突方向	衝突直交方向	上下方向	合力				
37	5.961	0.182	182.229	3.055	3.059	0.003	113.385	-28.519	-21.125	118.810	0.00005	30.570	19.021	0.00161
40	6.315	0.270	269.746	3.531	3.533	0.002	294.860	83.440	-81.494	316.893	0.00005	42.716	46.692	0.00091
52	5.048	0.159	159.438	2.958	2.964	0.005	108.830	-26.780	29.340	115.853	0.00005	31.581	21.557	0.00147
53	6.012	0.260	259.873	2.997	3.000	0.004	157.870	-25.700	-15.460	160.694	0.00005	43.245	26.261	0.00165
66	7.296	0.180	178.886	3.030	3.034	0.004	115.200	10.570	40.480	122.658	0.00005	24.704	15.825	0.00156
70	4.289	0.110	109.676	4.406	4.408	0.003	96.841	16.926	15.756	99.563	0.00005	25.571	22.578	0.00113
74	3.699	0.134	134.415	3.662	3.667	0.005	99.630	34.610	50.770	117.054	0.00005	36.340	26.936	0.00135
87	5.745	0.107	107.131	4.448	4.453	0.006	45.736	18.426	11.587	50.652	0.00005	18.847	7.961	0.00234

表 3. 4. 1. 1-4 塊状岩塊模型の統計分析結果

(a) 代表径 20cm の塊状岩塊模型

	平均 μ	標準偏差 σ	84%下限値	84%上限値
$\alpha(I/V)$	11.031	2.990	8.041	14.021
$\beta(P/V)$	9.657	4.323	5.334	13.980
$(\alpha/\beta)/1000$	0.00128	0.00047	0.00081	0.00175

(b) 代表径 40cm の塊状岩塊模型

	平均 μ	標準偏差 σ	84%下限値	84%上限値
$\alpha(I/V)$	31.672	8.737	22.935	40.409
$\beta(P/V)$	23.354	11.227	12.128	34.581
$(\alpha/\beta)/1000$	0.00150	0.00042	0.00108	0.00192

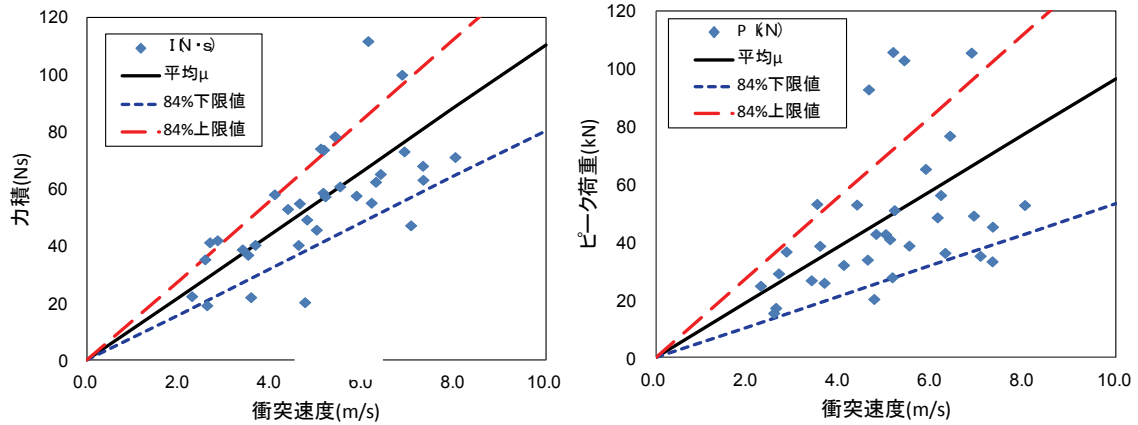


図 3.4.1.1-6 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係（塊状 20cm）

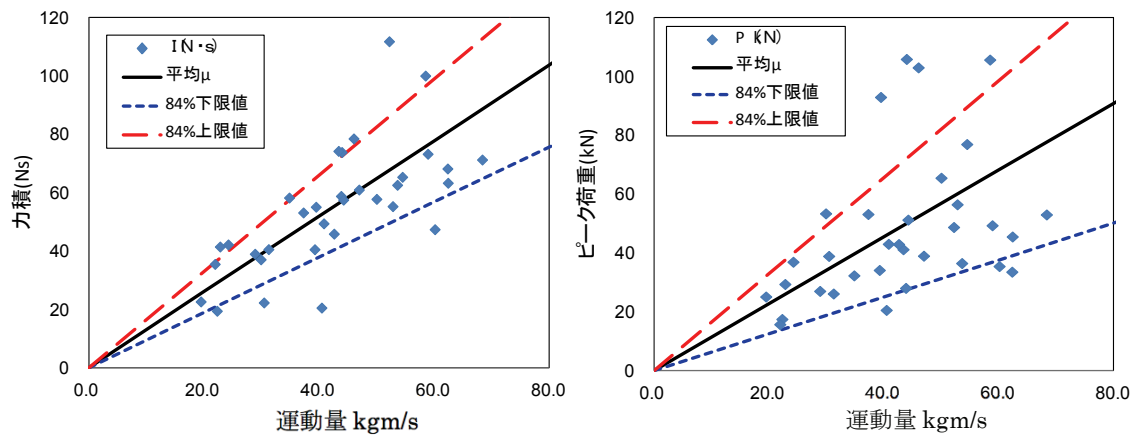


図 3.4.1.1-7 衝突荷重のピーク値および力積と運動量の関係（塊状 20cm）

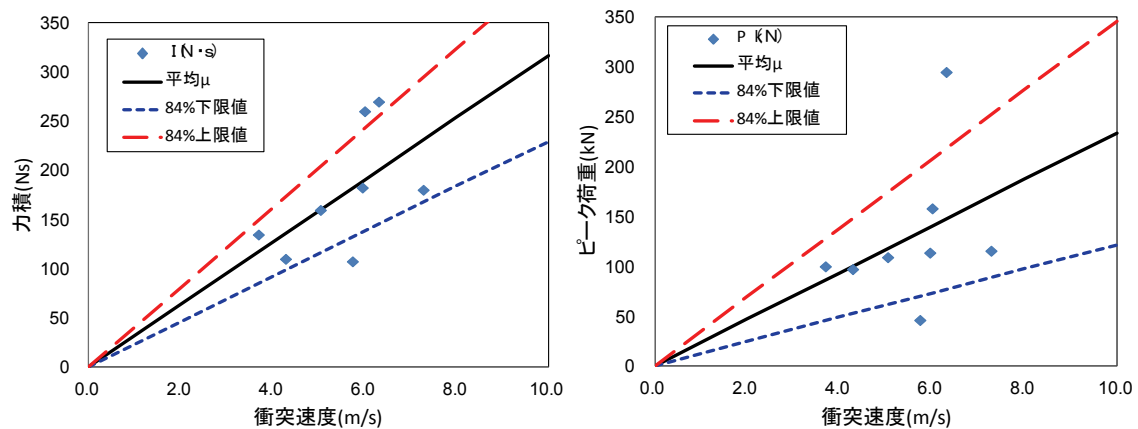


図 3.4.1.1-8 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係（塊状 40cm）

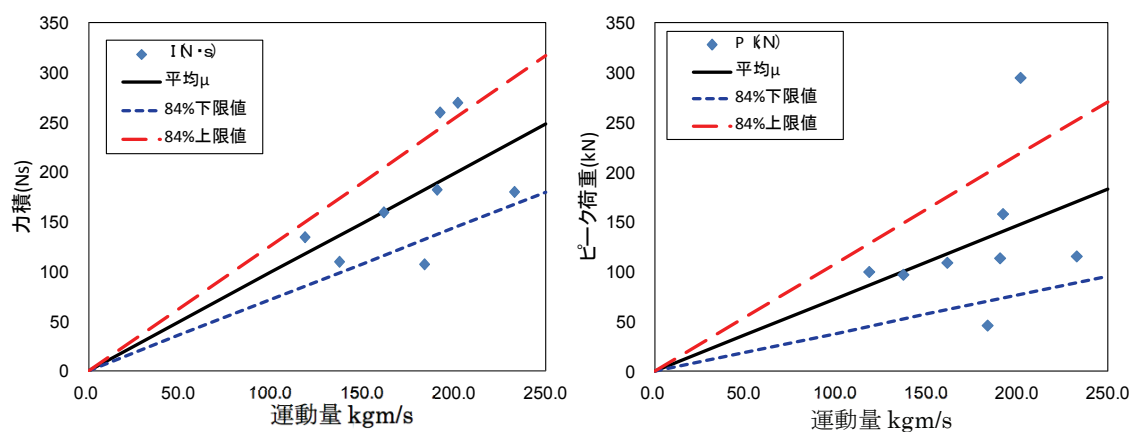
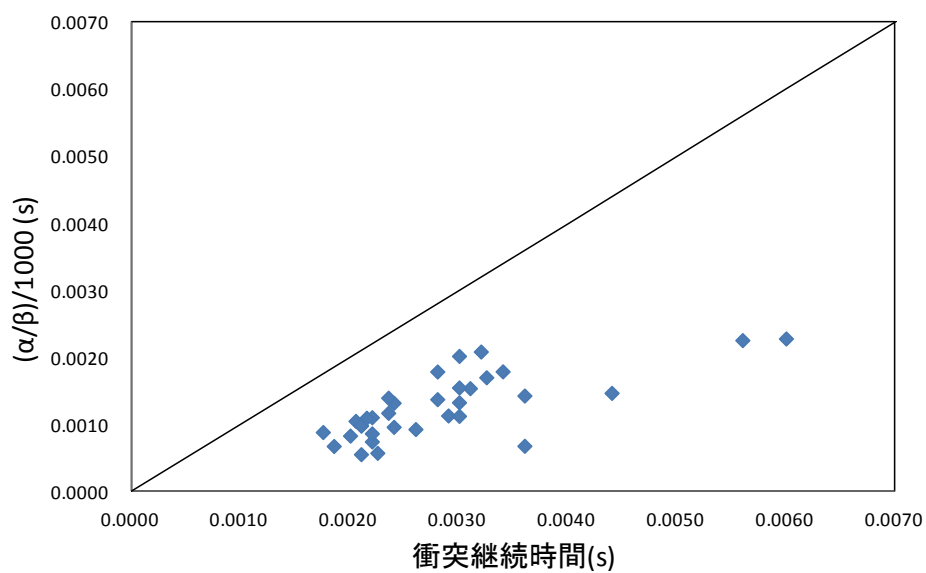
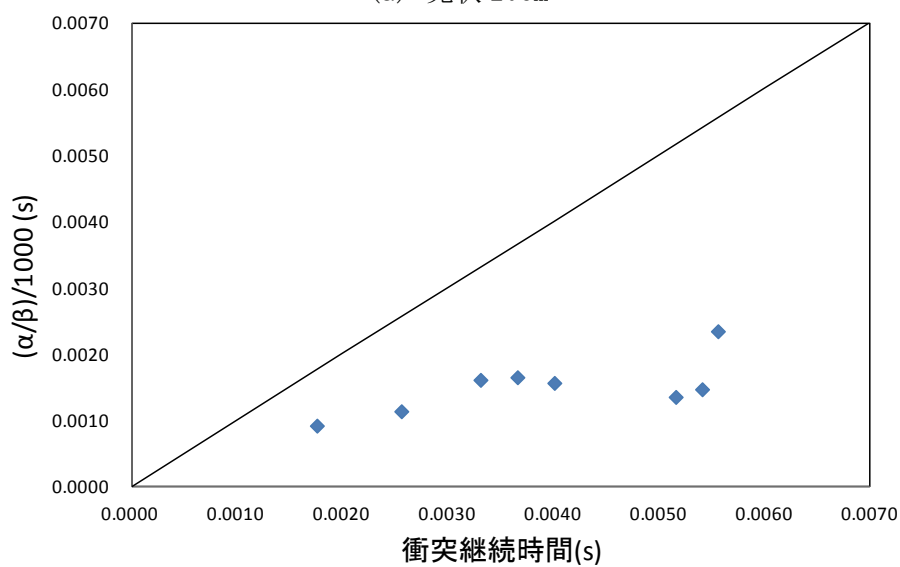


図 3.4.1.1-9 衝突荷重のピーク値および力積と運動量の関係（塊状 40cm）



(a) 塊状 20cm



(b) 塊状 40cm

図 3.4.1.1-10 衝突継続時間の計算値と実験値の関係

③板状岩塊模型

表 3. 4. 1. 1-5 に代表径 20, 40cm の板状岩塊模型の分析データ, 表 3. 4. 1. 1-6 に統計分析結果を示す. 図 3. 4. 1. 1-11, 図 3. 4. 1. 1-12 に衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係, 図 3. 4. 1. 1-13, 図 3. 4. 1. 1-14 に衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係を, 図 3. 4. 1. 1-15 に衝突継続時間の(2)式による計算値と実験値の関係を示す. 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係については相関関係が見られ, 衝突荷重および力積と衝突速度の関係の間ではばらつきは同等である. また, 衝突継続時間については, 計算値の方が実験値に比べ小さい値となった. また, 力積の理論値と力積およびピーク荷重の関係については, 衝突速度と力積およびピーク荷重の関係と同じばらつきになった.

表 3. 4. 1. 1-5 代表径 20cm の板状岩塊模型の分析データ

(a) 代表径 20cm の板状岩塊模型の分析データ

試番	衝突直前速度 衝撃変換 m/s	力積 (kN)	力積 (Ns)	積分開始時間 (s)	積分終了時間 (s)	載荷時間 (s)	最大衝撃荷重 (ロードセル) kN				サンプリング 時間間隔 (s)	$\alpha (=I/V)$	$\beta (=P/V)$	$(\alpha/\beta)/1000$
							衝突方向	衝突直交方向	上下方向	合力				
7	5.841	0.055	55.134	3.268	3.270	0.002	35.39	17.85	-19.37	44.12	0.002	9.439	6.059	0.00156
11	5.930	0.065	65.193	3.260	3.263	0.003	39.71	-13.91	-11.48	43.61	0.002	10.993	6.696	0.00164
12	4.976	0.042	42.163	3.314	3.317	0.003	25.15	11.04	16.33	31.95	0.002	8.473	5.054	0.00168
15	6.554	0.072	71.722	3.327	3.331	0.003	45.96	9.89	-12.07	48.53	0.002	10.944	7.012	0.00156
27	6.064	0.063	62.610	3.219	3.223	0.004	34.71	19.33	18.98	43.22	0.002	10.358	5.724	0.00181
28	6.091	0.044	43.839	3.166	3.168	0.002	45.88	-13.48	12.77	49.50	0.002	7.198	7.533	0.00096
42	5.414	0.070	70.204	3.611	3.615	0.003	57.21	-14.41	-17.07	61.41	0.00005	12.967	10.566	0.00123
43	5.591	0.019	18.817	3.254	3.256	0.001	27.28	-5.78	-7.71	28.93	0.00005	3.366	4.870	0.00069
46	7.655	0.059	59.389	3.114	3.119	0.005	37.84	9.43	13.69	41.42	0.00005	7.757	4.956	0.00157
107	3.581	0.019	19.478	4.004	4.008	0.004	9.93	7.65	5.24	13.59	0.00005	5.439	2.773	0.00196

(b) 代表径 40cm の板状岩塊模型の分析データ

試番	衝突直前速度 衝撃変換 m/s	力積 (kN)	力積 (Ns)	積分開始時間 (s)	積分終了時間 (s)	載荷時間 (s)	最大衝撃荷重 (ロードセル) kN				サンプリング 時間間隔 (s)	$\alpha (=I/V)$	$\beta (=P/V)$	$(\alpha/\beta)/1000$
							衝突方向	衝突直交方向	上下方向	合力				
39	5.226	0.077	76.882	3.242	3.244	0.002	92.36	40.85	25.55	104.17	0.00005	14.707	17.671	0.00083
54	7.550	0.154	154.316	3.032	3.035	0.003	106.91	19.91	5.92	108.91	0.00005	20.439	14.160	0.00144
67	7.788	0.064	63.542	3.025	3.028	0.002	228.54	93.70	71.14	257.04	0.00005	8.159	29.346	0.00028
68	3.879	0.053	52.608	3.303	3.305	0.002	91.11	13.65	13.39	93.09	0.00005	13.562	23.487	0.00058
86	3.221	0.082	82.156	4.756	4.759	0.003	92.65	-18.43	21.92	96.98	0.00005	25.503	28.760	0.00089

表 3. 4. 1. 1-6 板状岩塊模型の統計分析結果

(a) 代表径 20cm の板状岩塊模型

	平均 μ	標準偏差 σ	84%下限値	84%上限値
$\alpha (=I/V)$	8.693	2.869	5.824	11.562
$\beta (=P/V)$	6.125	2.063	4.063	8.188
$(\alpha/\beta)/1000$	0.00146	0.00039	0.00107	0.00186

(b) 代表径 40cm の板状岩塊模型

	平均 μ	標準偏差 σ	84%下限値	84%上限値
$\alpha (=I/V)$	16.474	6.670	9.804	23.144
$\beta (=P/V)$	22.685	6.703	15.982	29.388
$(\alpha/\beta)/1000$	0.00080	0.00043	0.00037	0.00123

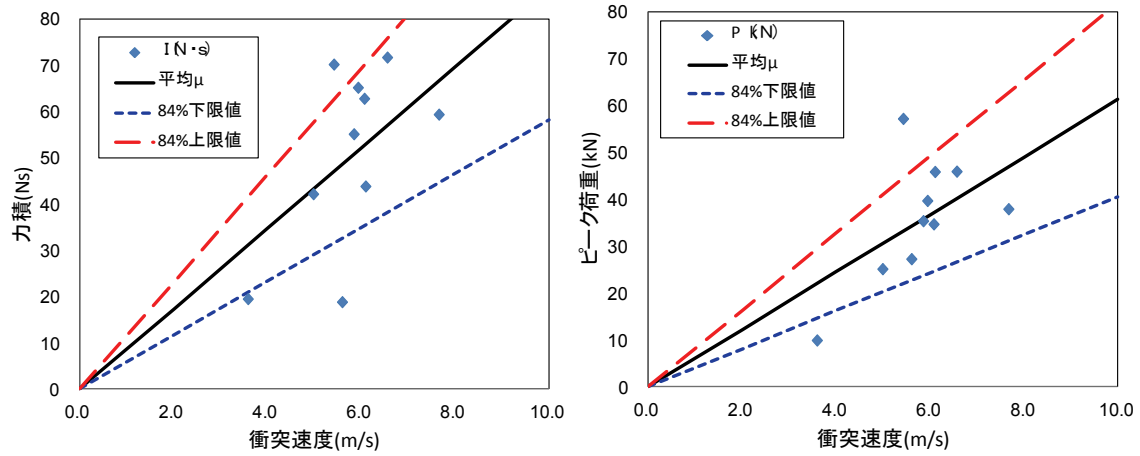


図 3.4.1.1-11 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係 (板状 20cm)

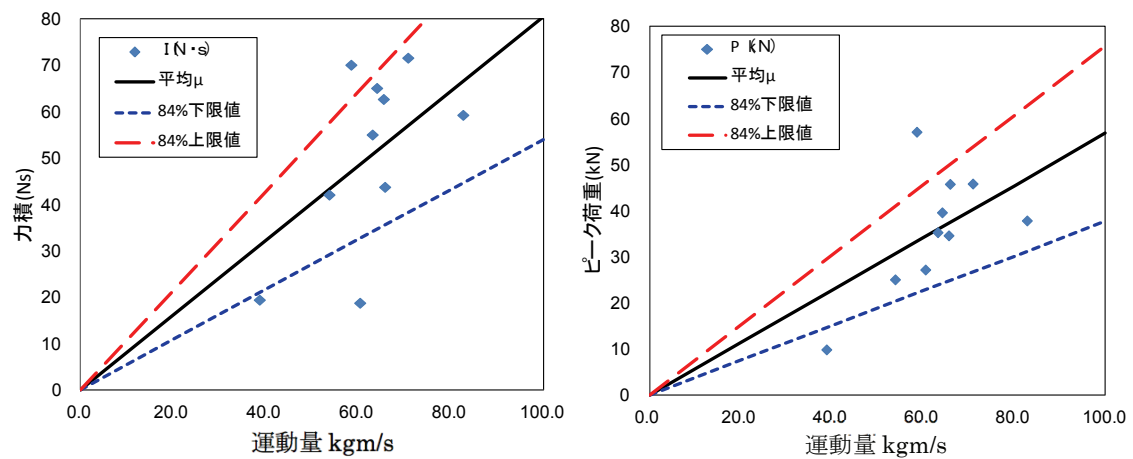


図 3.4.1.1-12 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係 (板状 20cm)

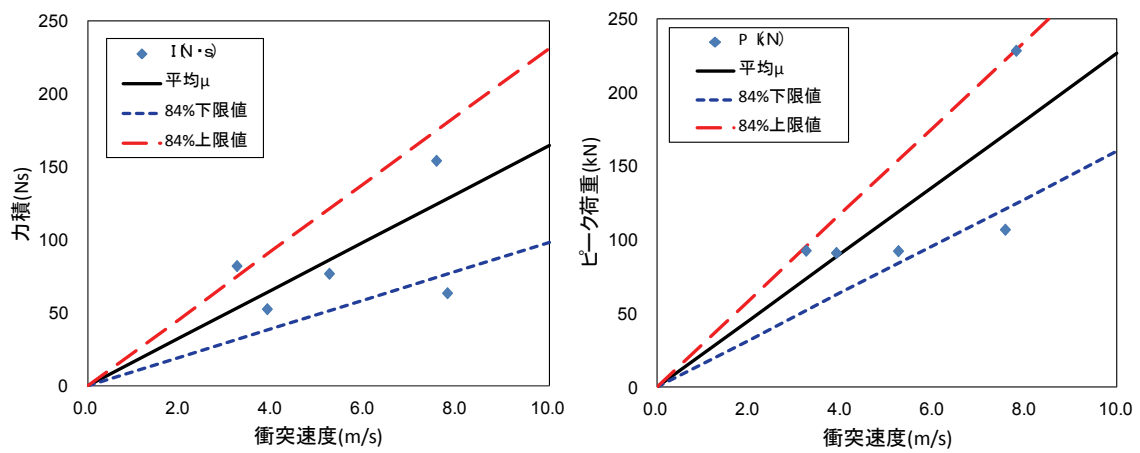


図 3.4.1.1-13 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係 (板状 40cm)

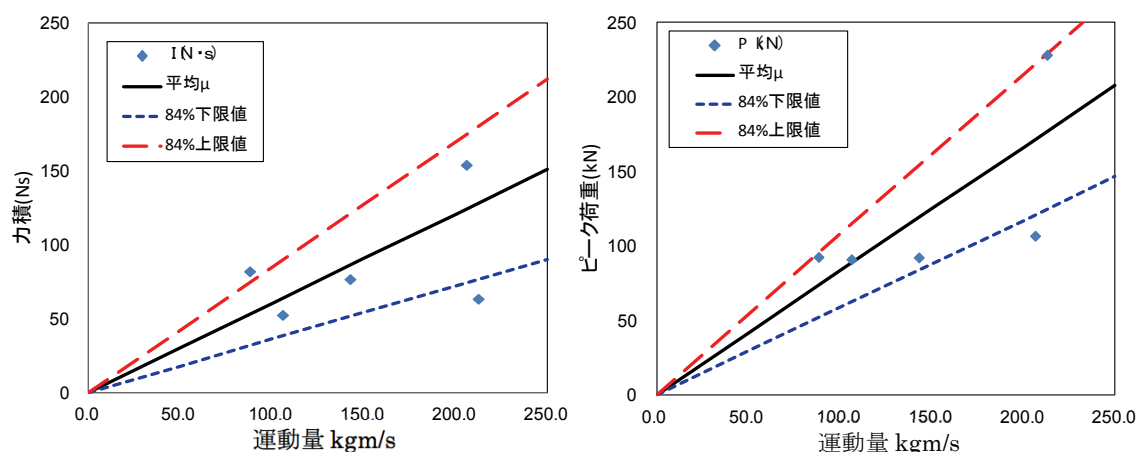


図 3.4.1.1-14 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係（板状 40cm）

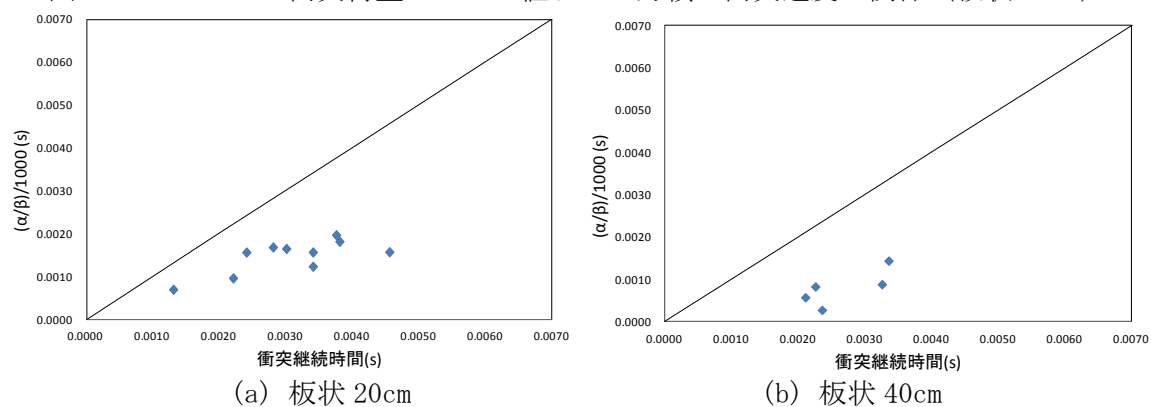


図 3.4.1.1-15 衝突継続時間の計算値と実験値の関係

3) 平成 27 年度実施した自由落下実験による結果から求めた関係式

①ベニヤ板のケース

(1) 球形岩塊模型

表 3.4.1.1-7 に統計分析結果を示す。図 3.4.1.1-16, 図 3.4.1.1-17 に衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係を示す。衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係については、相関関係が見られ、力積と衝突速度の関係の方がばらつきは小さい。また、力積の理論値と力積およびピーク荷重の関係については、衝突速度と力積およびピーク荷重の関係と同じばらつきになった。

表 3.4.1.1-7 球形岩塊模型の統計分析結果

(a) 代表径 20cm の球形岩塊模型

	平均 μ	標準偏差 σ	84%下限値	84%上限値
$\alpha(=I/V)$	12.654	3.728	8.926	16.382
$\beta(=P/V)$	11.478	4.318	7.160	15.796
$(\alpha/\beta)/1000$	0.00116	0.00020	0.00096	0.00135

(b) 代表径 40cm の球形岩塊模型

	平均 μ	標準偏差 σ	84%下限値	84%上限値
$\alpha(=I/V)$	107.492	8.821	98.670	116.313
$\beta(=P/V)$	75.735	34.865	40.871	110.600
$(\alpha/\beta)/1000$	0.00167	0.00067	0.00100	0.00235

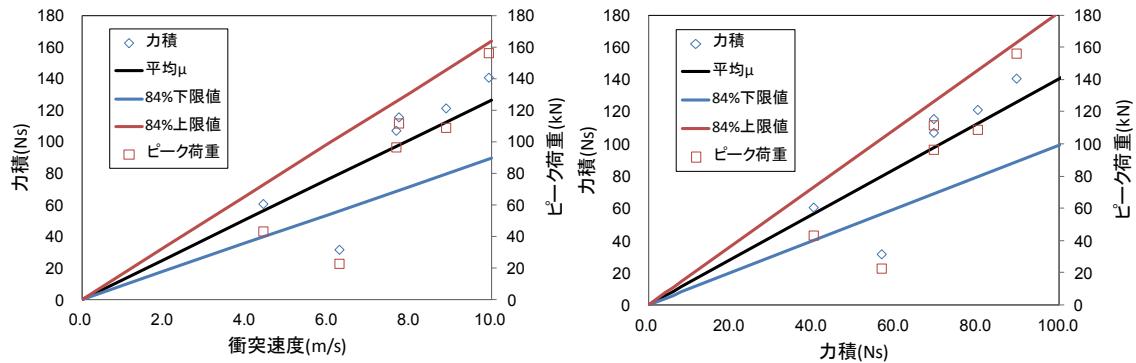


図 3.4.1.1-16 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係 (球形 20cm)

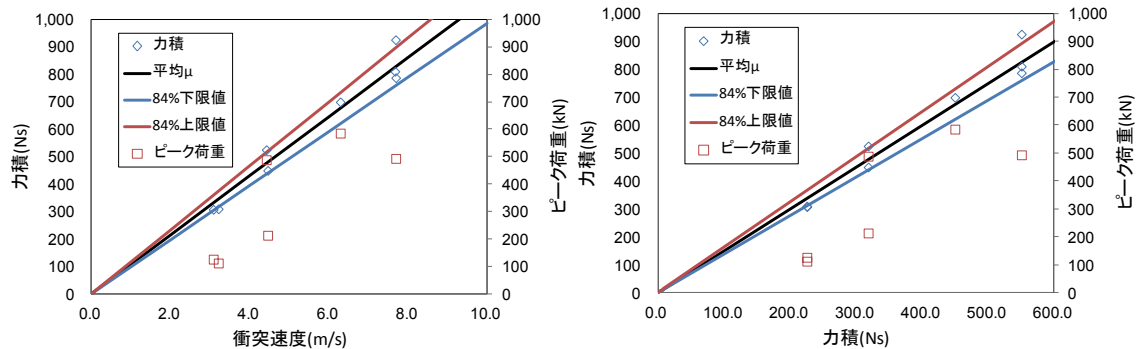


図 3.4.1.1-17 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係 (球形 40cm)

(2) 塊状岩塊模型

表 3.4.1.1-8 に統計分析結果を示す. 図 3.4.1.1-18, 図 3.4.1.1-19 に衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係を示す. 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係については, 相関関係が見られ, 力積と衝突速度の関係の方がばらつきは小さい. また, 力積の理論値と力積およびピーク荷重の関係については, 衝突速度と力積およびピーク荷重の関係と同じばらつきになった.

表 3.4.1.1-8 塊状岩塊模型の統計分析結果

(a) 代表径 20cm の塊状岩塊模型

	平均 μ	標準偏差 σ	84%下限値	84%上限値
$\alpha(=I/V)$	11.409	0.777	10.632	12.186
$\beta(=P/V)$	9.119	1.496	7.623	10.615
$(\alpha/\beta)/1000$	0.00127	0.00013	0.00114	0.00140

(b) 代表径 40cm の塊状岩塊模型

	平均 μ	標準偏差 σ	84%下限値	84%上限値
$\alpha(=I/V)$	34.245	5.417	28.827	39.662
$\beta(=P/V)$	28.325	4.142	24.183	32.467
$(\alpha/\beta)/1000$	0.00158	0.00044	0.00114	0.00203

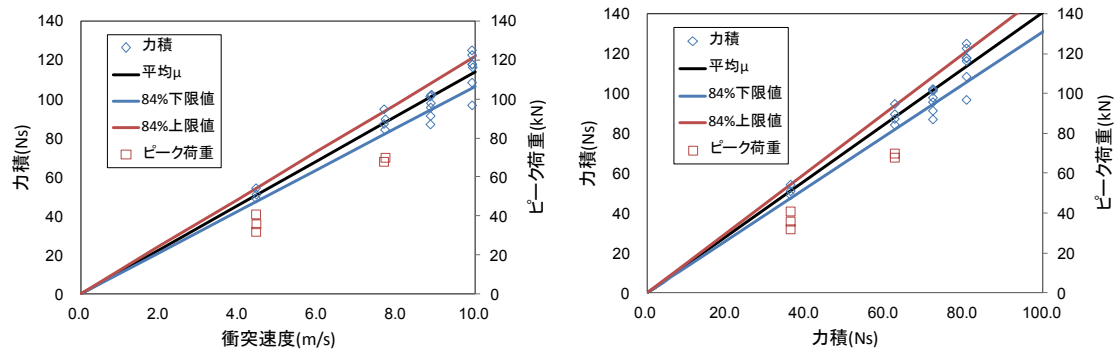


図 3.4.1.1-18 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係 (塊状 20cm)

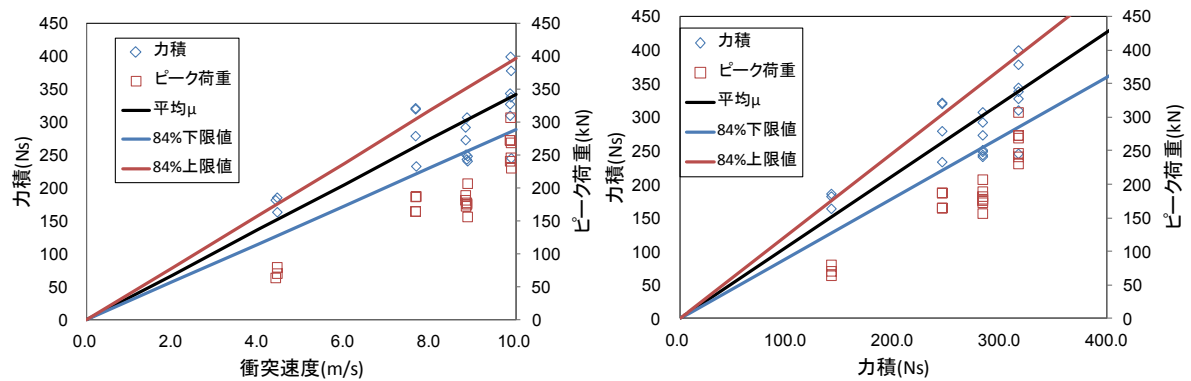


図 3.4.1.1-19 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係 (塊状 40cm)

(3) 実岩塊模型

表 3.4.1.1-9 に統計分析結果を示す。図 3.4.1.1-20, 図 3.4.1.1-21 に衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係を示す。衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係については、相関関係が見られ、力積と衝突速度の関係の方がばらつきは小さい。また、力積の理論値と力積およびピーク荷重の関係については、衝突速度と力積およびピーク荷重の関係と同じばらつきになった。

表 3.4.1.1-9 実岩塊模型の統計分析結果

(a) 代表径 20cm の実岩塊模型

	平均 μ	標準偏差 σ	84%下限値	84%上限値
$\alpha(=I/V)$	11.409	0.777	10.632	12.186
$\beta(=P/V)$	9.119	1.496	7.623	10.615
$(\alpha/\beta)/1000$	0.00127	0.00013	0.00114	0.00140

(b) 代表径 40cm の実岩塊模型

	平均 μ	標準偏差 σ	84%下限値	84%上限値
$\alpha(=I/V)$	34.245	5.417	28.827	39.662
$\beta(=P/V)$	28.325	4.142	24.183	32.467
$(\alpha/\beta)/1000$	0.00158	0.00044	0.00114	0.00203

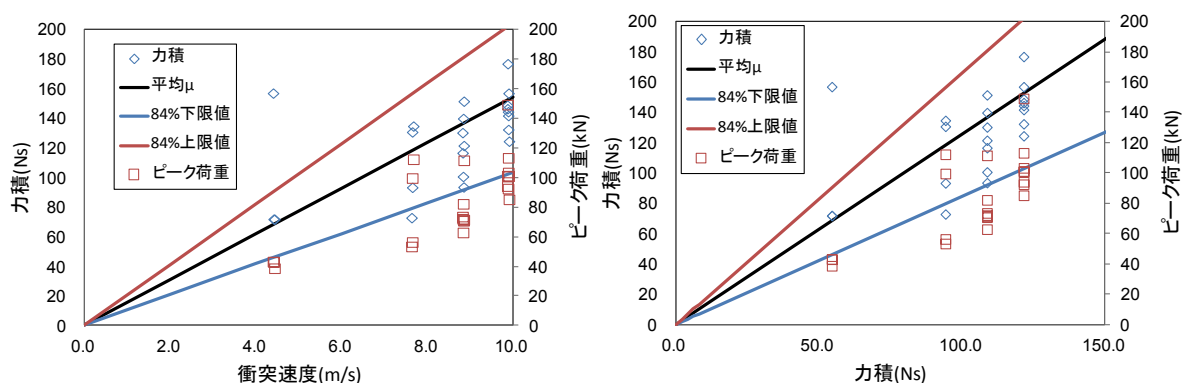


図 3. 4. 1. 1-20 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係 (実岩塊 20cm)

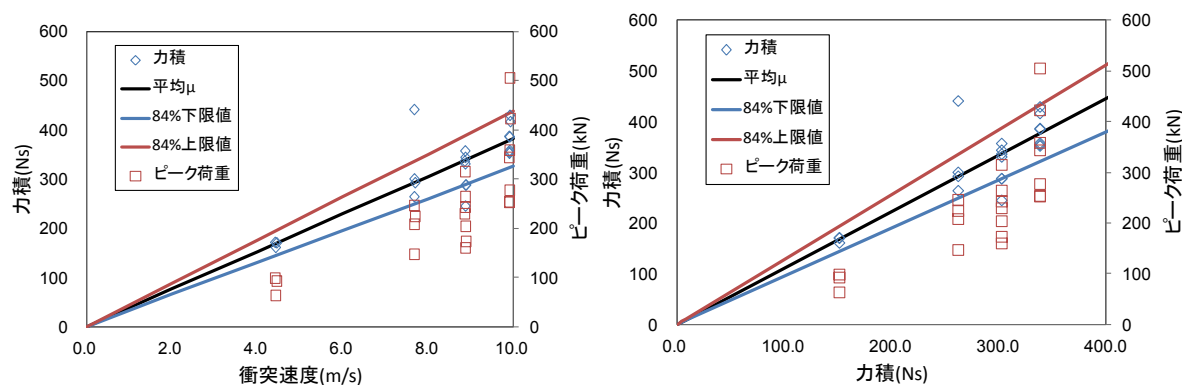


図 3. 4. 1. 1-21 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係 (実岩塊 40cm)

(4) 土塊 (トンパック) 模型

表 3. 4. 1. 1-10 に統計分析結果を示す. 図 3. 4. 1. 1-22, 図 3. 4. 1. 1-23 に衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度, 流体力の関係を示す. トンパック 100kg のケースについては, 8.0m/s の場合のみ実施しているため, 統計分析は行っていない. 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係については, 相関関係が見られ, 力積と衝突速度の関係の方がばらつきは小さい. また, ピーク荷重と流体力の関係については, ピーク荷重に比べ流体力は小さい結果になった.

表 3. 4. 1. 1-10 土塊（トンパック）模型の統計分析結果（トンパック 160kg）

	平均 μ	標準偏差 σ	84%下限値	84%上限値
$\alpha(=I/V)$	192.533	4.721	187.813	197.254
$\beta(=P/V)$	18.390	2.816	15.575	21.206
$(\alpha/\beta)/1000$	0.01073	0.00203	0.00870	0.01276

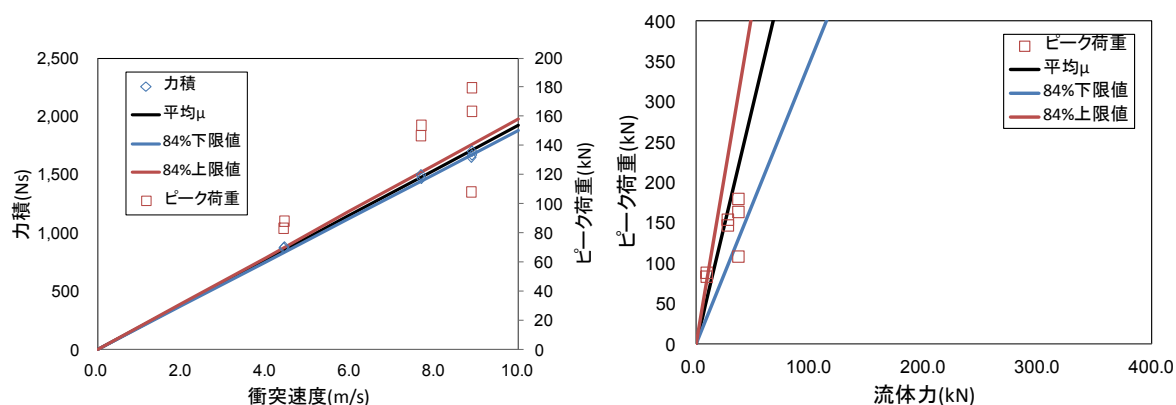


図 3. 4. 1. 1-22 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係（トンパック 160kg）

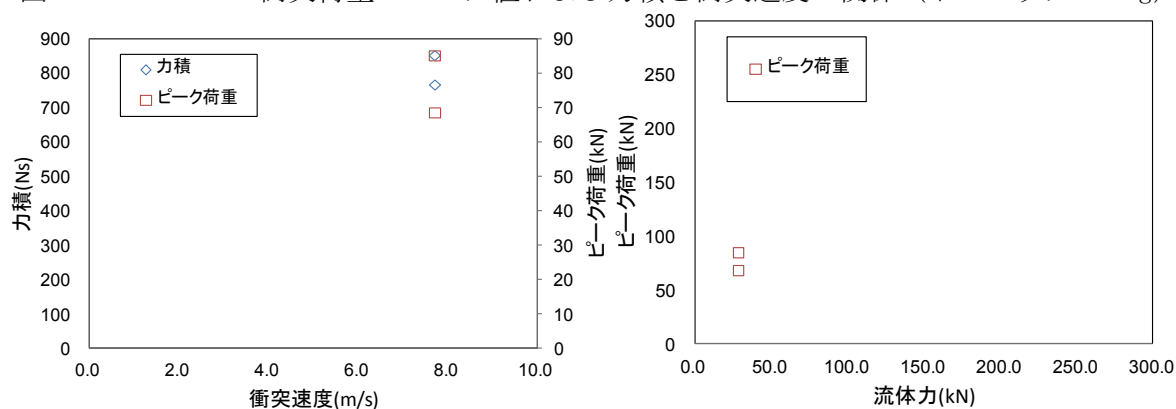


図 3. 4. 1. 1-23 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係（トンパック 100kg）

(5) 土塊（土のう）模型

表 3. 4. 1. 1-11 に統計分析結果を示す. 図 3. 4. 1. 1-24～ 26 に衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度, 流体力の関係を示す. 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係については, 相関関係が見られ, 力積と衝突速度の関係の方がばらつきは小さい. また, ピーク荷重と流体力の関係については, ピーク荷重に比べ流体力は小さい結果になった.

表 3. 4. 1. 1-11(1) 土塊（土のう）模型の統計分析結果

(a) 土のう 2 段(40kg)

	平均 μ	標準偏差 σ	84%下限値	84%上限値
$\alpha(=I/V)$	46.705	1.015	45.690	47.720
$\beta(=P/V)$	13.289	4.209	9.080	17.499
$(\alpha/\beta)/1000$	0.00396	0.00184	0.00212	0.00580

表 3.4.1.1-11(1) 土塊（土のう）模型の統計分析結果

(b) 土のう 4 段 (80kg)

	平均 μ	標準偏差 σ	84%下限値	84%上限値
$\alpha(=I/V)$	93.712	1.736	91.976	95.448
$\beta(=P/V)$	19.172	5.339	13.833	24.511
$(\alpha/\beta)/1000$	0.00524	0.00162	0.00362	0.00686

(c) 土のう 6 段 (120kg)

	平均 μ	標準偏差 σ	84%下限値	84%上限値
$\alpha(=I/V)$	144.318	6.957	137.361	151.275
$\beta(=P/V)$	24.439	10.726	13.712	35.165
$(\alpha/\beta)/1000$	0.00704	0.00340	0.00364	0.01044

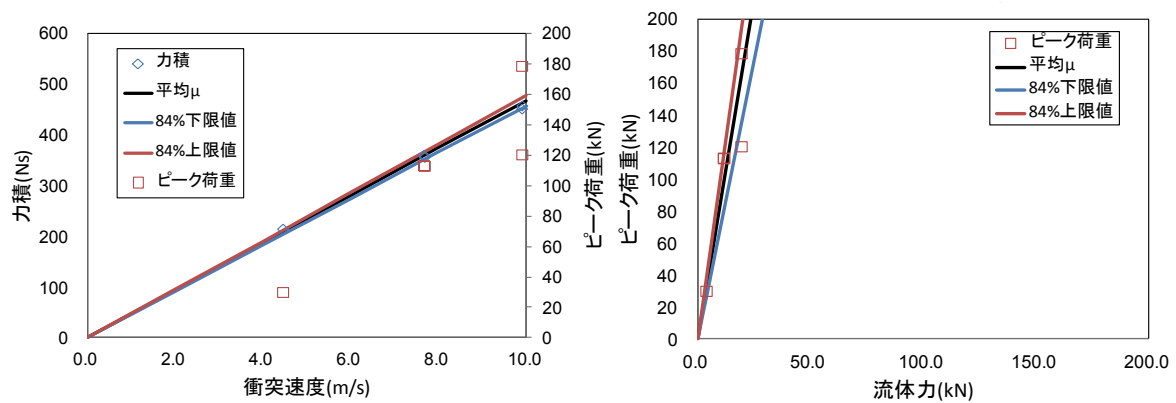


図 3.4.1.1-24 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係（土のう 2 段）

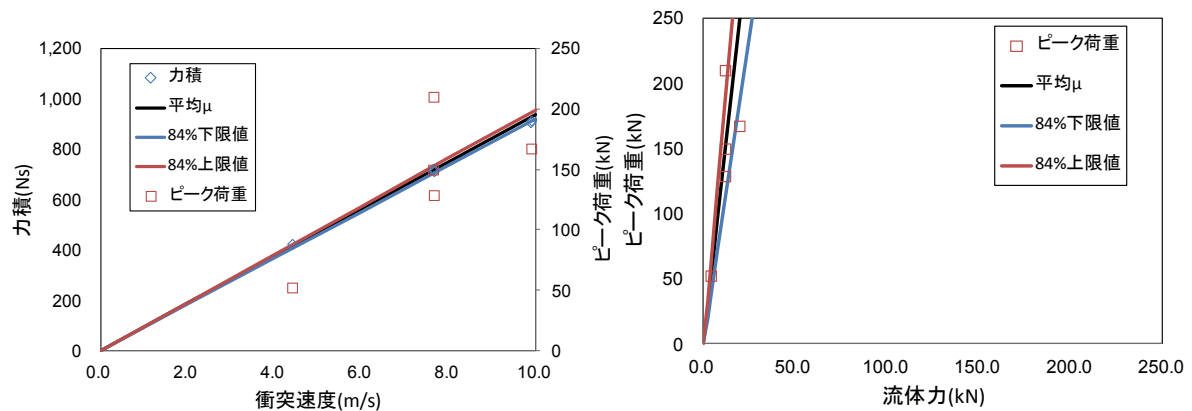


図 3.4.1.1-25 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係（土のう 4 段）

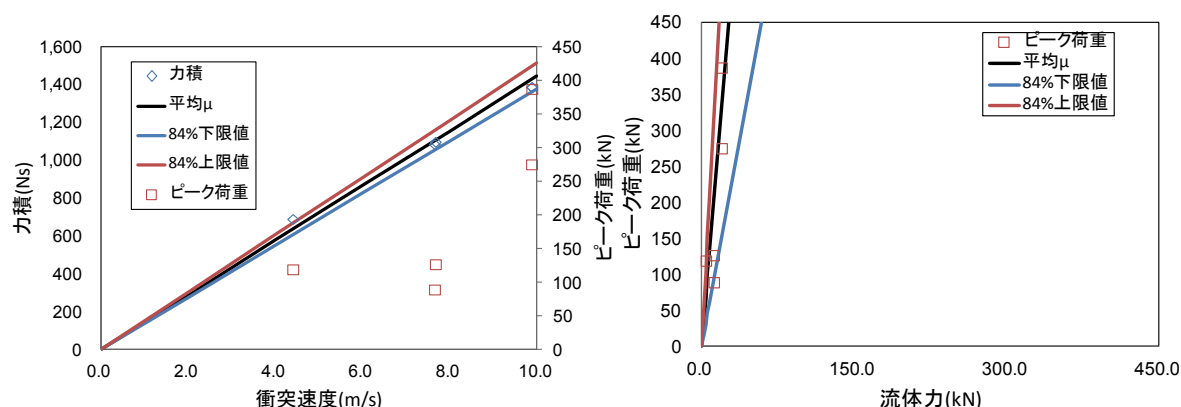


図 3. 4. 1. 1-26 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係（土のう 6 段）

②コンクリート板のケース

コンクリート板のケースでは、衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係（関係の回帰式の傾きが平均値のケース）において、計算式の導出も行った。

衝突荷重のピーク値と衝突速度の関係については、次式に示すヘルツの式に補正係数を乗じた式でモデル化を実施した。

$$P = \alpha \cdot \left\{ \frac{4(1-2\nu)\lambda}{3(1-\nu)\nu} \sqrt{R} \right\}^{2/5} \cdot \left(\frac{5}{4} m V^2 \right)^{3/5} \quad (5)$$

ここで、 $P(\text{kN})$ は衝突荷重、 α は補正係数、 ν はポアソン比、 $\lambda(\text{kN/m}^2)$ はラメの定数、 $R(\text{m})$ は岩塊模型の代表半径、 $m(\text{kg})$ は岩塊模型の質量、 $V(\text{m/s})$ は岩塊模型の衝突速度である。

はじめに、補正係数 α を 1.0 とした場合で、球形模型の衝突荷重のピーク値と衝突速度の関係（傾きが平均値相当）に対し、式(1)との差分の二乗和が最小になるように、ラメの定数 λ を求めた。その後、塊状、実岩塊模型に対し、補正係数 α を変化させ、差分の二乗和が最小になる α の値を求めた。

力積と衝突速度の関係については、次式によりモデル化した。

$$I = \beta m V \quad (6)$$

ここで、 $I(\text{Ns})$ は力積、 β は補正係数である。各模型における力積と衝突速度の関係（傾きが平均値相当）に対し、式(6)の計算値が関係式に合致するよう β を求めた。

(1) 球形岩塊模型

表 3. 4. 1. 1-12, 13 に統計分析結果、式(1)、式(2)に用いるパラメータを示す。図 3. 4. 1. 1-27, 28 に球形 20cm の対する衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度、また運動量の関係、図 3. 4. 1. 1-29, 30 に球形 40cm の対する衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度、また運動量の関係を示す。衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係については、相関関係が見られ、力積と衝突速度の関係の方がばらつきは小さい。また、力積の理論値と力積およびピーク荷重の関係については、衝突速度と力積およびピーク荷重の関係と同じばらつきになった。

表 3. 4. 1. 1-12 球形岩塊模型の統計分析結果

(a) 代表径 20cm の球形岩塊模型

	平均 μ	標準偏差 σ	84%下限値	84%上限値
$\alpha(=I/V)$	16.892	1.300	15.592	18.192
$\beta(=P/V)$	26.028	2.877	23.151	28.905
$(\alpha/\beta)/1000$	0.00066	0.00010	0.00056	0.00075

(b) 代表径 40cm の球形岩塊模型

	平均 μ	標準偏差 σ	84%下限値	84%上限値
$\alpha(=I/V)$	109.046	12.687	96.359	121.732
$\beta(=P/V)$	126.902	7.088	119.813	133.990
$(\alpha/\beta)/1000$	0.00086	0.00007	0.00079	0.00092

表 3. 4. 1. 1-13 球形岩塊模型のパラメータ

模型	質量 (kg)	密度 (kN/m ³)	半径 (m)	ラメの定 数(kN/m ²)	ポア ソン 比	ヤング係 数(kN/m ²)	補正係数	
							α	β
球形 20	9.17	21.80	0.10	24.00	0.16	118.32	1.00	1.84
球形 40	72.34	21.80	0.20	24.00	0.16	118.32	1.00	1.51

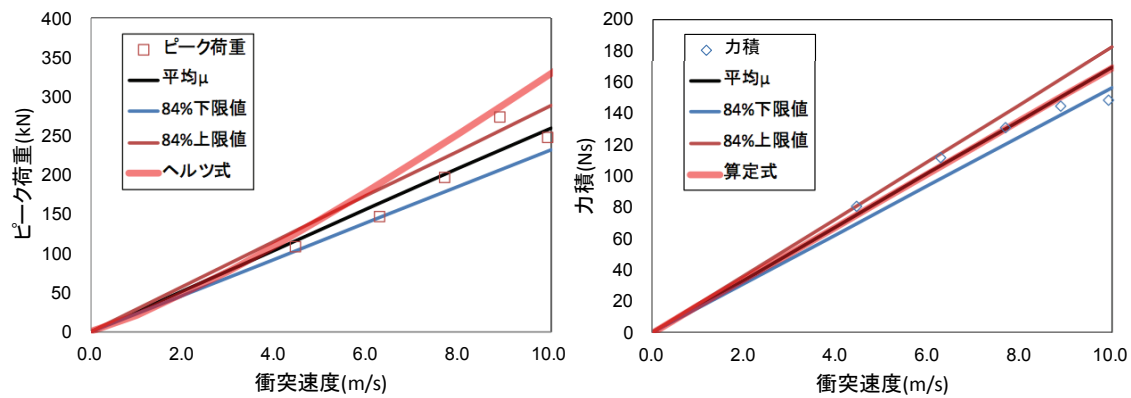


図 3. 4. 1. 1-27 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係 (球形 20cm)

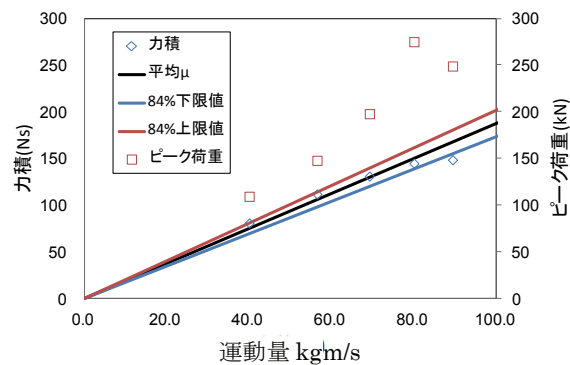


図 3. 4. 1. 1-28 衝突荷重のピーク値および力積と運動量の関係 (球形 20cm)

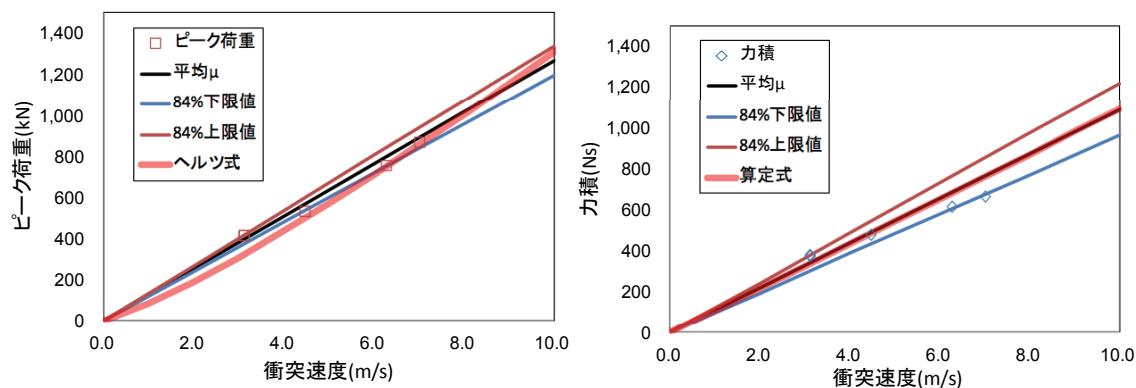


図 3.4.1.1-29 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係（球形 40cm）

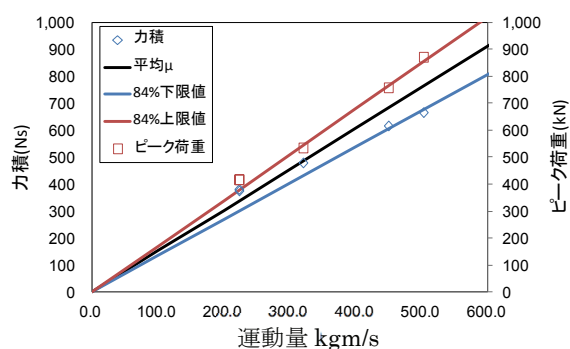


図 3.4.1.1-30 衝突荷重のピーク値および力積と運動量の関係（球形 40cm）

(2) 塊状岩塊模型

表 3.4.1.1-14, 15 に統計分析結果, 式(1), 式(2)に用いるパラメータを示す. 図 3.4.1.1-31, 32 に径 20cm に対する衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度, また運動量の関係, 図 3.4.1.1-33, 34 を示す. 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係については, 相関関係が見られ, 力積と衝突速度の関係の方がばらつきは小さい. また, 力積の理論値と力積およびピーク荷重の関係については, 衝突速度と力積およびピーク荷重の関係と同じばらつきになった.

表 3.4.1.1-14 塊状岩塊模型の統計分析結果

(a) 代表径 20cm の塊状岩塊模型

	平均 μ	標準偏差 σ	84%下限値	84%上限値
$\alpha(=I/V)$	13.996	4.057	9.938	18.053
$\beta(=P/V)$	16.710	3.471	13.239	20.181
$(\alpha/\beta)/1000$	0.00086	0.00027	0.00059	0.00113

(b) 代表径 40cm の塊状岩塊模型

	平均 μ	標準偏差 σ	84%下限値	84%上限値
$\alpha(=I/V)$	32.247	7.590	24.657	39.837
$\beta(=P/V)$	30.727	10.156	20.571	40.883
$(\alpha/\beta)/1000$	0.00115	0.00043	0.00072	0.00158

表 3. 4. 1. 1-15 塊状岩塊模型のパラメータ

模型	質量 (kg)	密度 (kN/m ³)	半径 (m)	ラメの定 数(kN/m ²)	ポア ソン 比	ヤング係 数(kN/m ²)	補正係数	
							α	β
塊状 20	8.454	21.8	0.095	24.0	0.16	118.32	0.60	1.66
塊状 40	31.896	21.8	0.1375	24.0	0.16	118.32	0.40	1.01

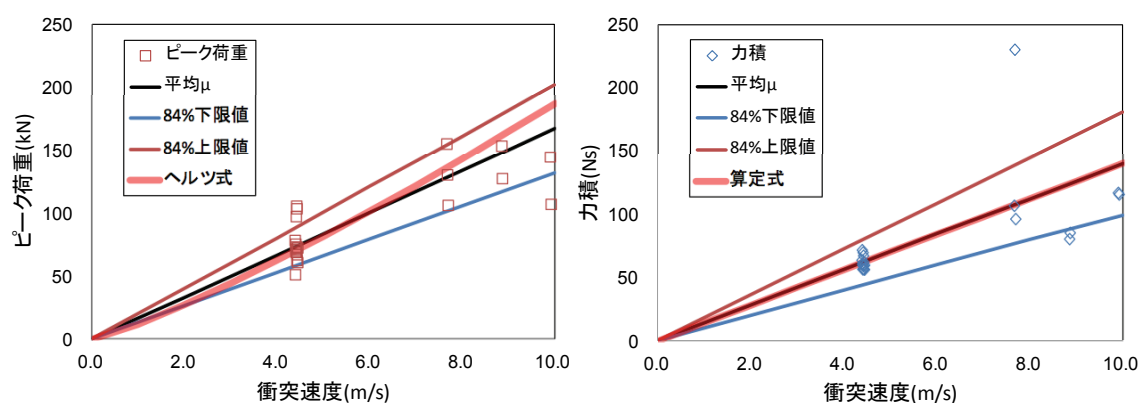


図 3. 4. 1. 1-31 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係（塊状 20cm）

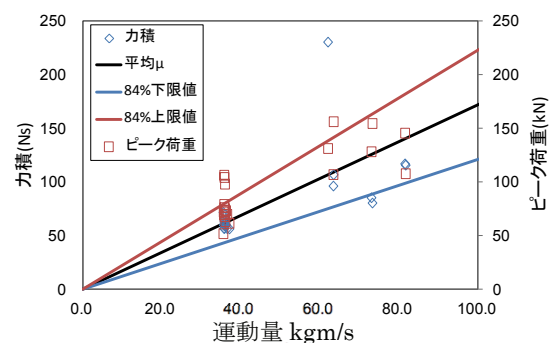


図 3. 4. 1. 1-32 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係（塊状 20cm）

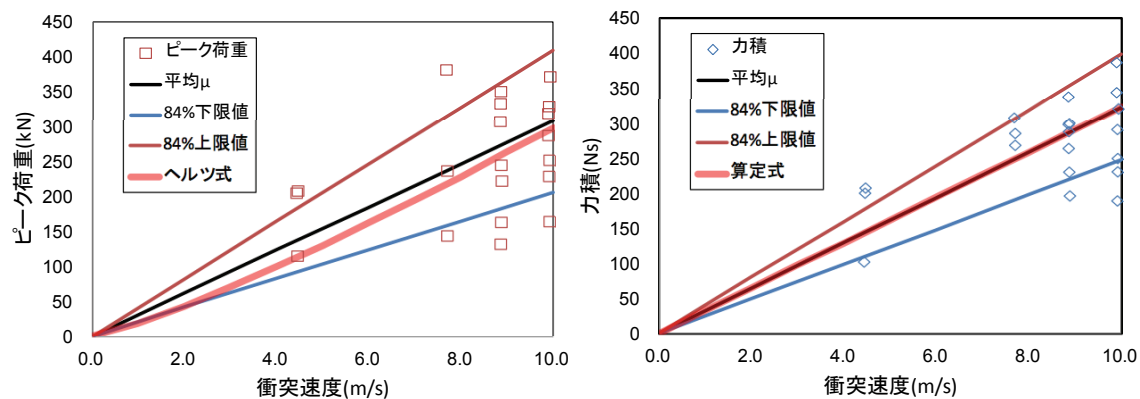


図 3. 4. 1. 1-33 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係（塊状 40cm）

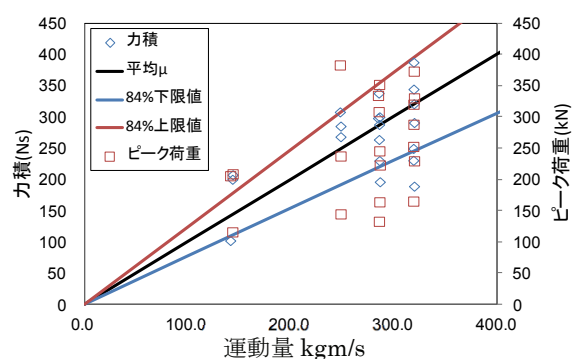


図 3. 4. 1. 1-34 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係（塊状 40cm）

(3) 実岩塊模型

表 3. 4. 1. 1-16, 表 3. 4. 1. 1-17 に統計分析結果, 式(1), 式(2)に用いるパラメータを示す. 図 3. 1. 3. 14, 図 3. 1. 1. 15 に衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係を示す. 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係については, 相関関係が見られ, 力積と衝突速度の関係の方がばらつきは小さい. また, 力積の理論値と力積およびピーク荷重の関係については, 衝突速度と力積およびピーク荷重の関係と同じばらつきになった.

表 3. 4. 1. 1-16 実岩塊模型の統計分析結果

(a) 代表径 20cm の実岩塊模型

	平均 μ	標準偏差 σ	84%下限値	84%上限値
$\alpha(=I/V)$	16.924	4.592	12.332	21.516
$\beta(=P/V)$	25.745	8.239	17.505	33.984
$(\alpha/\beta)/1000$	0.00068	0.00014	0.00054	0.00082

(b) 代表径 40cm の実岩塊模型

	平均 μ	標準偏差 σ	84%下限値	84%上限値
$\alpha(=I/V)$	29.188	5.274	23.914	34.462
$\beta(=P/V)$	33.064	8.897	24.167	41.962
$(\alpha/\beta)/1000$	0.00093	0.00028	0.00065	0.00122

表 3. 4. 1. 1-17 実岩塊模型のパラメータ

模型	質量 (kg)	半径 (m)	ラメの定 数(kN/m ²)	ポアソ ン比	ヤング係数 (kN/m ²)	補正係数	
						α	β
実岩塊 20	12.62	0.10	24.0	0.16	118.32	0.70	1.34
実岩塊 40	33.61	0.14	24.0	0.16	118.32	0.40	0.87

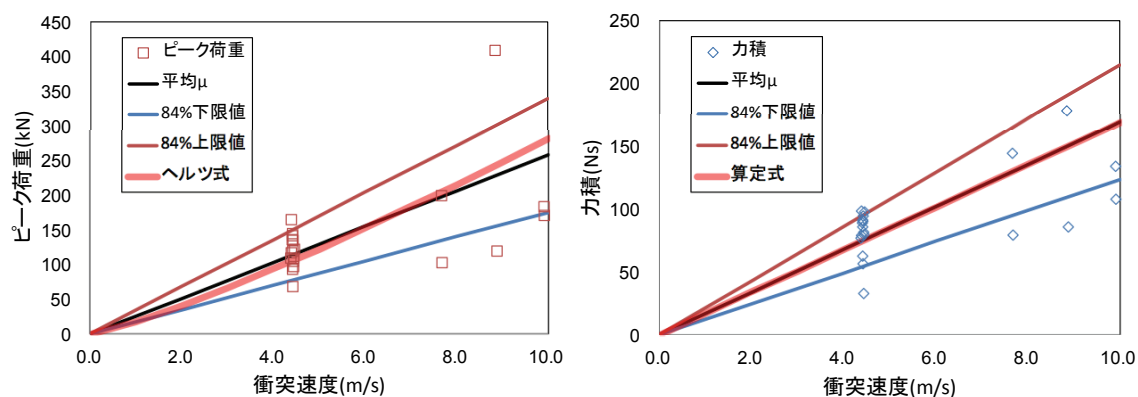


図 3. 4. 1. 1-35 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係（実岩塊 20cm）

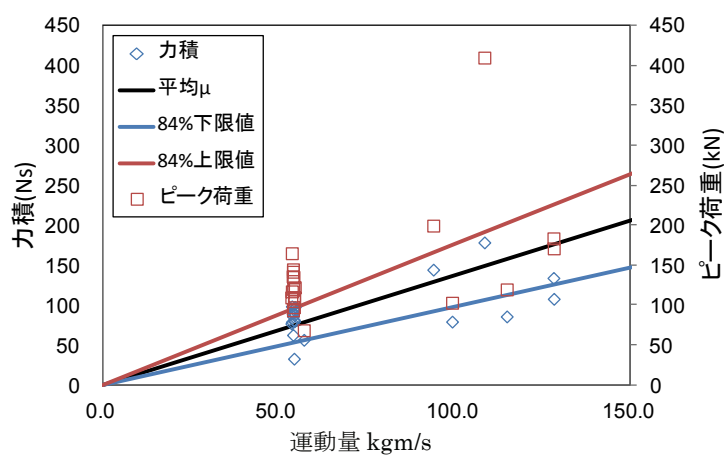


図 3. 4. 1. 1-36 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係（実岩塊 20cm）

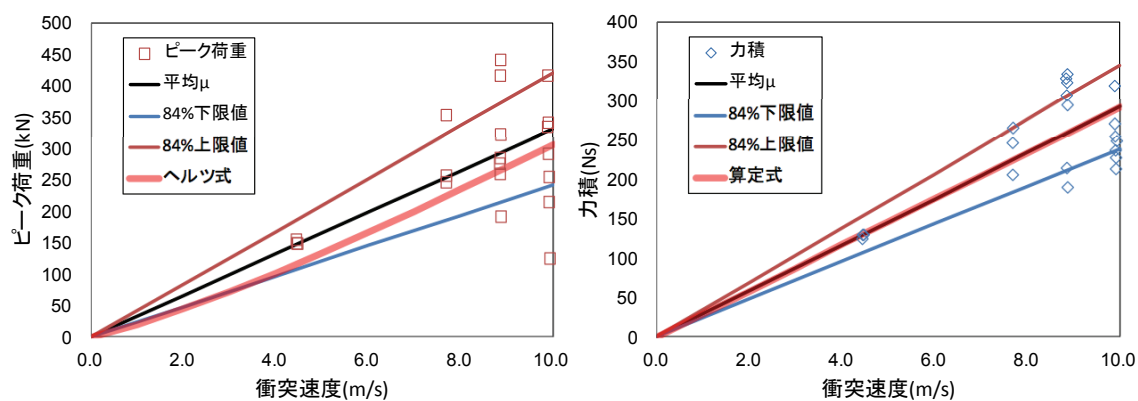


図 3. 4. 1. 1-37 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係（実岩塊 40cm）

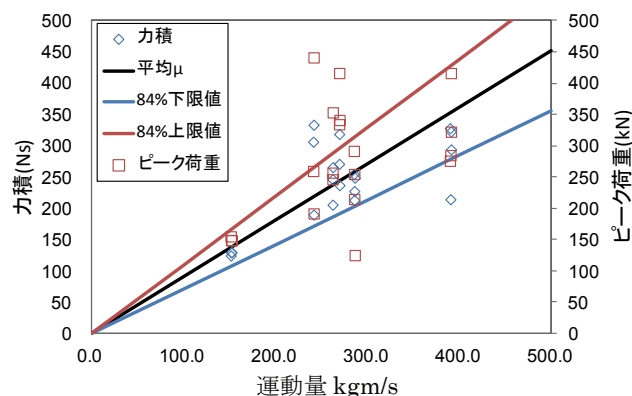


図 3. 4. 1. 1-38 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係（実岩塊 40cm）

(4) 土塊（トンパック）模型

表 3. 4. 1. 1-17 に統計分析結果を示す．図 3. 4. 1. 1-39，図 3. 4. 1. 1-40 に衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度，および流体力の関係を示す．トンパック 100kg のケースについては，8.0m/s の場合のみ実施しているため，統計分析は行っていない．衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係については，相関関係が見られ，力積と衝突速度の関係の方がばらつきは小さい．

ピーク荷重と流体力の関係については，ピーク荷重に比べ流体力は小さい．

表 3. 4. 1. 1-17 土塊（トンパック）模型の統計分析結果（トンパック 160kg）

	平均 μ	標準偏差 σ	84%下限値	84%上限値
$\alpha(=I/V)$	186.105	3.633	182.472	189.738
$\beta(=P/V)$	14.826	4.715	10.110	19.541
$(\alpha/\beta)/1000$	0.01368	0.00436	0.00932	0.01803

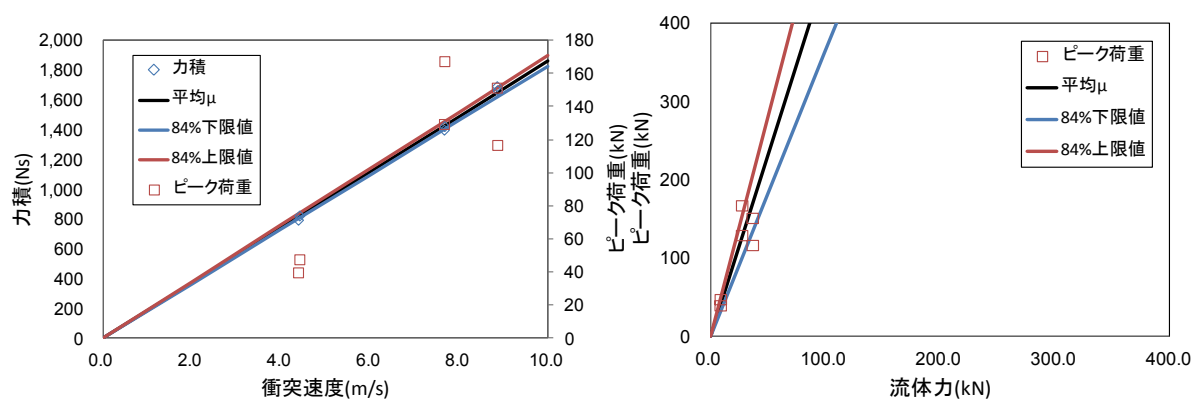


図 3. 4. 1. 1-39 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係（トンパック 160kg）

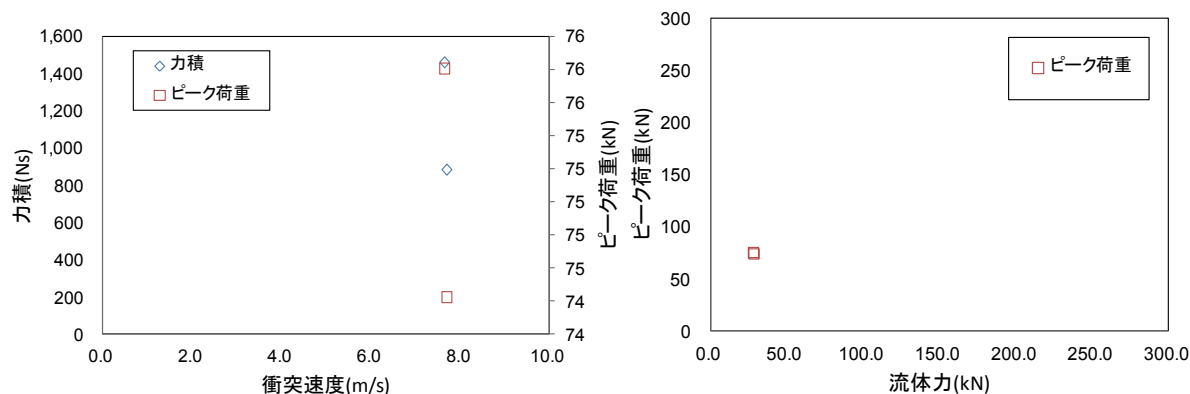


図 3.4.1.1-40 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係（トンパック 100kg）

(5) 土塊（土のう）模型

表 3.4.1.1-18 に統計分析結果を示す．図 3.4.1.1-41, 43 に衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係を示す．衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係については，相関関係が見られ，力積と衝突速度の関係の方がばらつきは小さい．

ピーク荷重と流体力の関係については，ピーク荷重に比べ流体力は小さい．

表 3.4.1.1-18 土塊（土のう）模型の統計分析結果

(a) 土のう 2 段(40kg)

	平均 μ	標準偏差 σ	84%下限値	84%上限値
$\alpha(=I/V)$	48.977	6.982	41.995	55.960
$\beta(=P/V)$	14.051	5.107	8.944	19.158
$(\alpha/\beta)/1000$	0.00388	0.00140	0.00248	0.00528

(b) 土のう 4 段(80kg)

	平均 μ	標準偏差 σ	84%下限値	84%上限値
$\alpha(=I/V)$	96.401	2.145	94.256	98.546
$\beta(=P/V)$	16.400	5.436	10.963	21.836
$(\alpha/\beta)/1000$	0.00638	0.00191	0.00448	0.00829

(c) 土のう 6 段(120kg)

	平均 μ	標準偏差 σ	84%下限値	84%上限値
$\alpha(=I/V)$	148.294	4.988	143.307	153.282
$\beta(=P/V)$	26.500	4.801	21.699	31.301
$(\alpha/\beta)/1000$	0.00572	0.00092	0.00480	0.00664

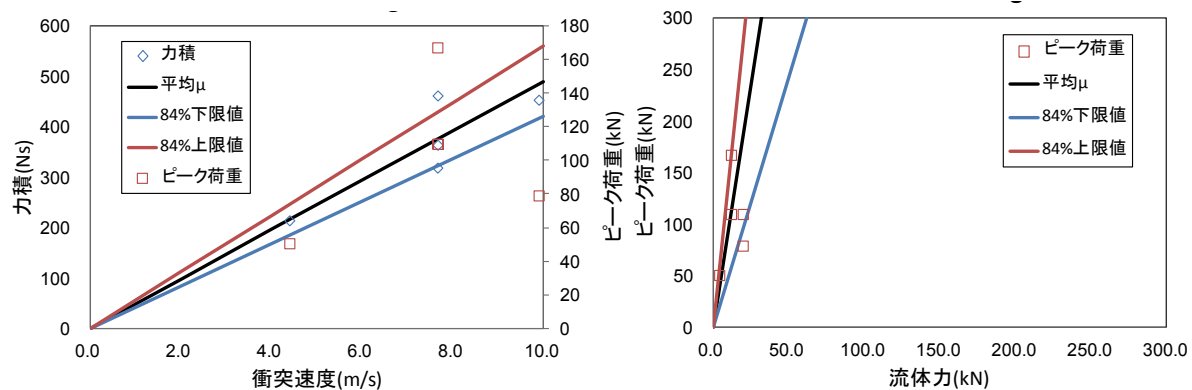


図 3.4.1.1-41 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係（土のう 2 段）

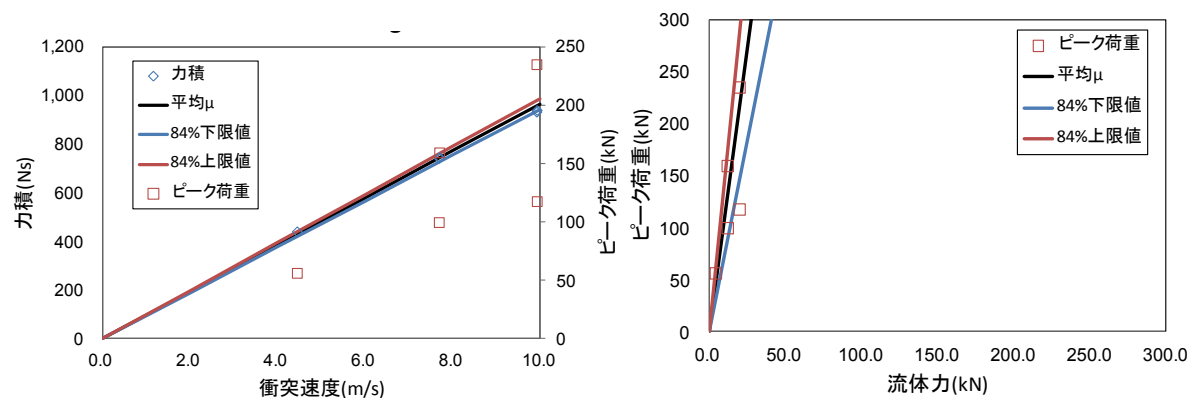


図 3.4.1.1-42 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係（土のう 4 段）

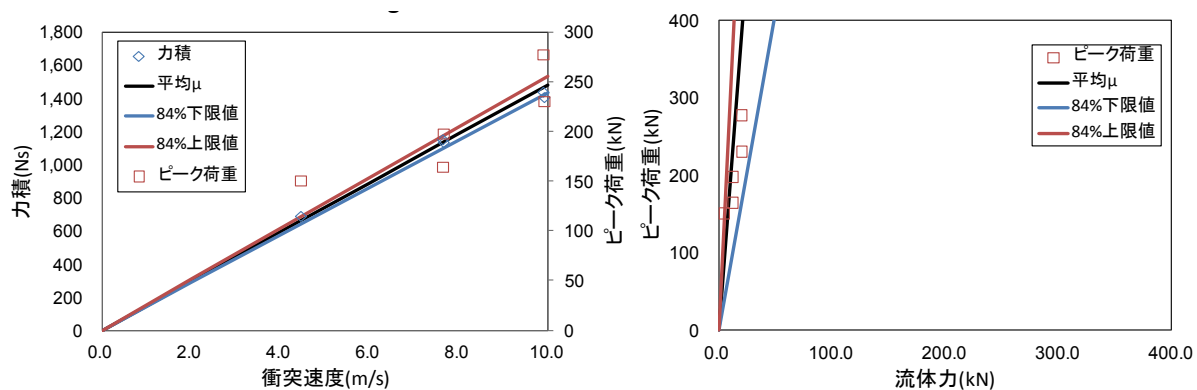


図 3.4.1.1-43 衝突荷重のピーク値および力積と衝突速度の関係（土のう 6 段）

まとめ

本業務では、岩塊、土塊の落下および流下に関する既往の試験結果に対し、衝撃荷重と衝突速度の関係および岩塊転動距離の分析を行った。本業務から得られた要点は以下の通りである。

- (1) 岩塊、土塊模型の衝突速度と衝突荷重および力積の関係を整理した。その結果、衝突荷重と衝突速度の関係に比べ、力積と衝突速度の関係の方が、ばらつきが小さい結果になった。

- (2) 岩塊模型において，力積の理論値と力積およびピーク荷重の関係を整理した．その結果，力積の理論値と力積およびピーク荷重の関係のばらつきは，衝突速度と衝突荷重および力積の関係のばらつきと同じになった．
- (3) 土塊模型において，流体力の理論値とピーク荷重の関係を整理した．その結果，流体力の理論値の方がピーク荷重に比べ小さくなった．

3. 4. 1. 2 既往の岩塊転動実験データに基づく評価手法の検証

1) 既往の岩塊転動実験データの再分析

a) 実験の概要

再整理の対象となる実験は、図3. 4. 1. 2-1、図3. 4. 1. 2-2に示す大型流路模型を用いた岩塊の転動挙動評価のために実施された。その模型は、勾配（45度、30度）を有する斜路と平坦部から構成され、平坦部には衝撃荷重を計測するための反力壁が設置されている。転動挙動の評価に用いる岩塊模型は、図3. 4. 1. 2-3に示した球状、塊状および板状の3種類の形状、それらの大きさは代表径20cm、40cmの2種類作成した。岩塊模型の転動挙動は高速度カメラを設置し三次元的に計測、画像解析システムによる分析を実施した。岩塊は斜面頂部において高さ1mから斜面に落下し、実験を解析した。落下の方法として、20cm径の岩塊は手落とし、40cm径の岩塊は人力での投入は困難なためパワーショベルにより落下した。

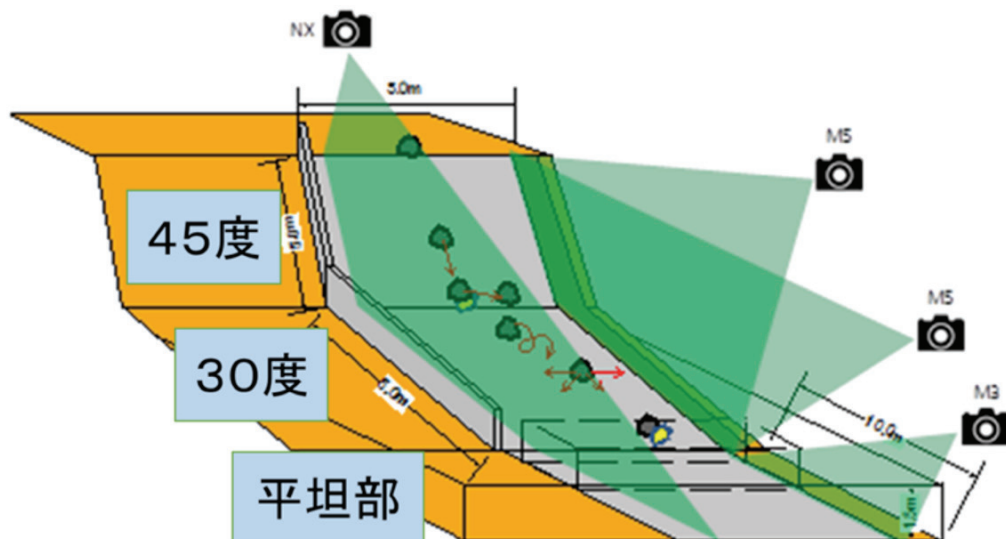


図3. 4. 1. 2-1 流路の全体計画図

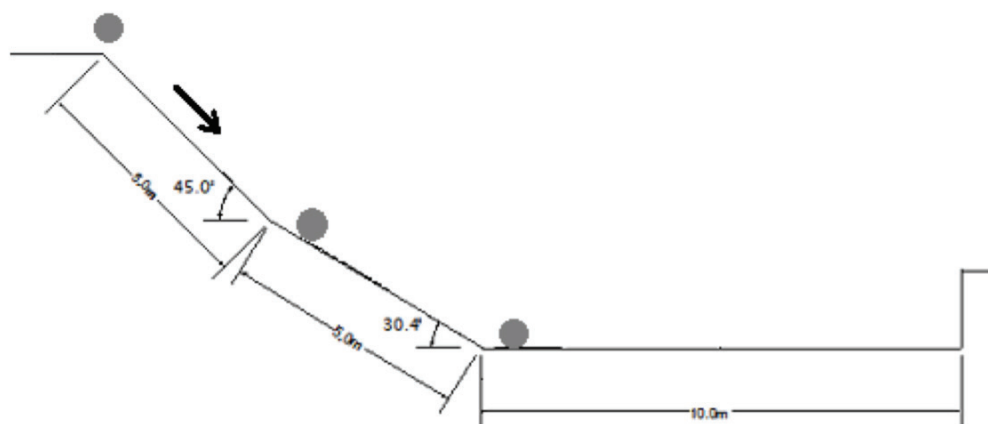


図3.4.1.2-2 流路の断面図

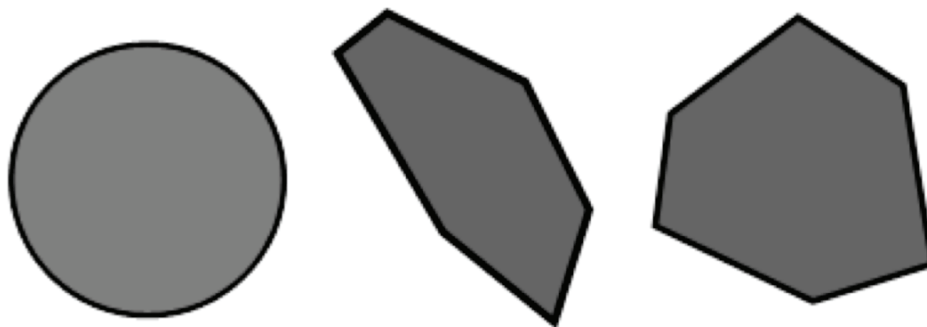


図 3.4.1.2-3 岩塊模型

b) 岩塊転動データの再整理

既往の実験では岩塊が滑落・転動した後、平坦部を転動し、端部に衝突して静止に至るケースが多くあり、また画像解析による平坦部のデータは斜路と平坦部から 4m までしかなかった。これらによりこの実験では比較的大きな岩塊の転動挙動を対象としていることから、図 3.4.1.2-4 上のように平坦部を転動・滑動し端部に衝突して静止している岩塊が図 3.4.1.2-4 下のように平坦部が十分に広く、動摩擦により静止する挙動であると仮定し、岩塊の予測到達距離を求めることにする。岩塊の転動挙動に関する実験データは、画像解析により岩塊速度の時間変化が得られている。平坦部での岩塊の転動・滑動挙動を図 3.4.1.2-4 のようになると仮定すると、この運動の運動方程式は以下のように表すことができる。

$$m\alpha = -\mu mg$$

これを積分することで、初速 V_0 の物体が動摩擦の作用により減速していく様子を以下の式で表すことができる。

$$V(t) = V_0 - \mu g t \quad (1)$$

ここで、 $V(t)$ は時刻 t における質点速度、 V_0 は初速度、 μ は摩擦係数、 g は重力加速度、 t は時間を表す。

(1) 式に最小二乗法を適用し見かけの初速度 V_0 と摩擦係数 μ を求めることで速度の時間変化に近似した直線を求めた。図 3.4.1.2-5 に平坦部での速度の時間変化と、これに最小二乗法で近似した直線の一例を示す。灰色の点線が斜路と平坦部の境界で、黒い線が速度の時間変化、青色の直線が最小二乗法により近似したものである。 $V(t)$ がゼロとなる時刻まで積分することにより予測停止距離を求めることにする。

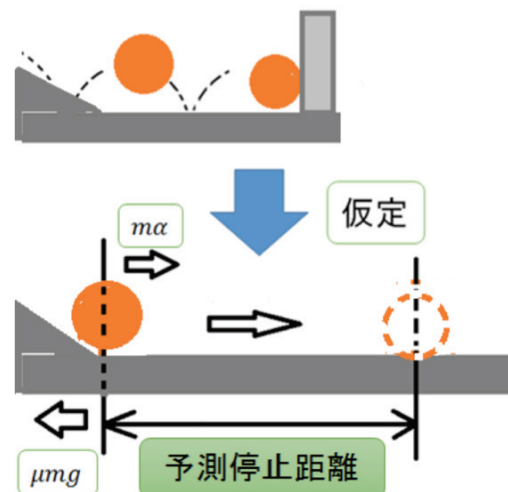


図 3.4.1.2-4 転動挙動のモデル化

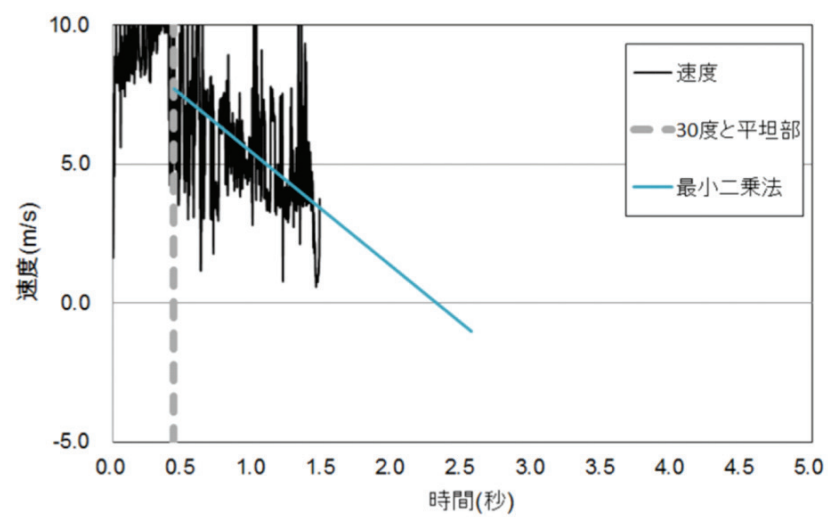


図 3.4.1.2-5 岩塊の予測停止距離の一例

c) 予測停止距離まとめ

画像解析システムにより得られた速度の時間変化と最小二乗法により近似した直線を径毎にまとめて以下に示す

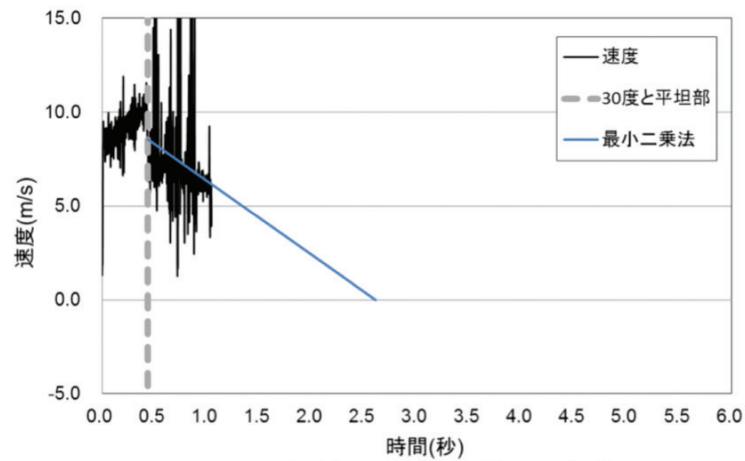


図3.4.1.2-6 岩塊径20cm 予測停止距離①

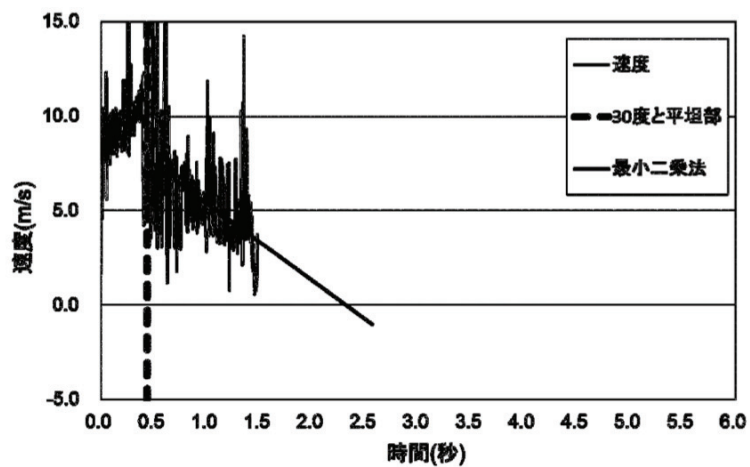


図3.4.1.2-7 岩塊径20cm 予測停止距離②

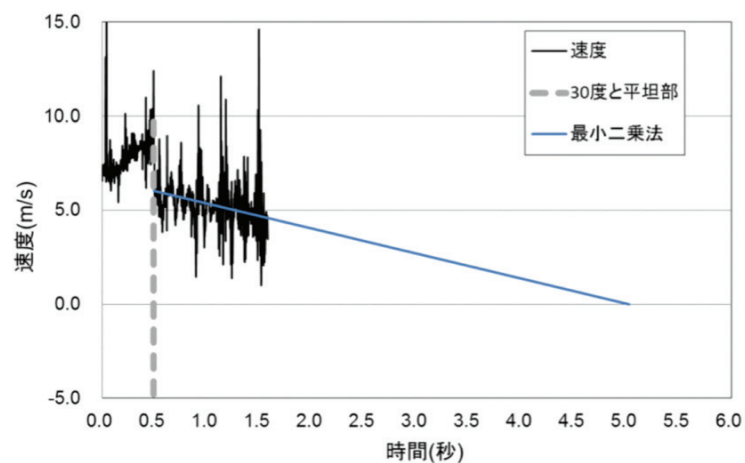


図 3.4.1.2-8 岩塊径 20cm 予測停止距離③

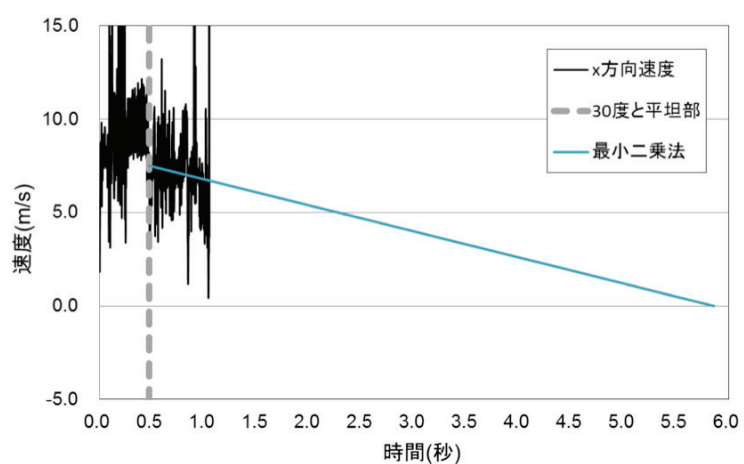


図3. 4. 1. 2-9 岩塊径20cm 予測停止距離④

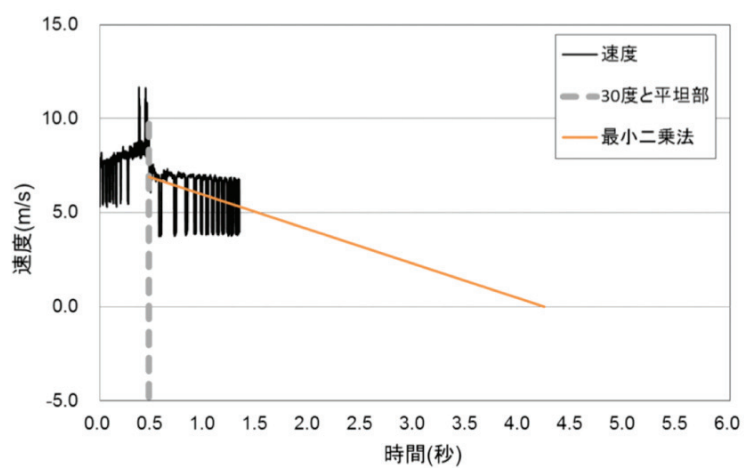


図3. 4. 1. 2-10 岩塊径40cm 予測停止距離⑤

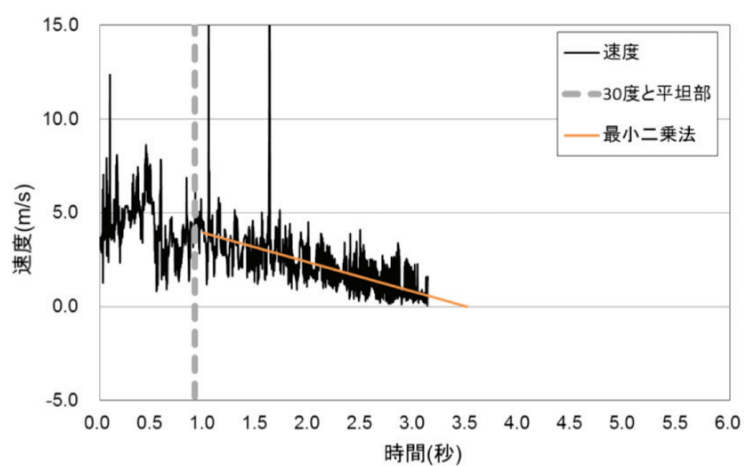


図3. 4. 1. 2-11 岩塊径40cm 予測停止距離⑥

求めた見かけの初速度 V_0 , 摩擦係数 μ と予測停止距離の値とそれらに平均と分散の値も合わせて径毎で表 3. 4. 1. 2-1, 2 に示す.

表 3. 4. 1. 2-1 代表径 20cm の岩塊データ

名称	平坦部の初速	摩擦係数	予想停止距離
2塊20	10.283834	0.402180	9.139750
3板20	9.535800	0.417338	7.310976
14塊20	6.693263	0.135815	13.734866
72塊20	6.279287	0.203981	5.713534
平均	8.198046	0.289829	8.974782
分散	3.021526	0.014993	9.022403

表 3.4.1.2-2 代表径 40cm 径の岩塊データ

40cm径			
名称	平坦部の初速	摩擦係数	予想停止距離
5塊40	8.170680	0.142116	20.241510
6平40	8.997646	0.308126	9.731198
12平40	7.757993	0.191793	12.569661
28塊40	7.785284	0.175975	13.891316
30平40	7.749817	0.186709	12.955120
75塊40	5.490363	0.160128	5.967347
平均	7.658630	0.194141	12.559359
分散	1.131795	0.002874	18.733234

最後に速度と速度がゼロとなるまでに進んだ予測停止距離を径毎分けてまとめ図 3. 4. 1. 2-12 に示す.

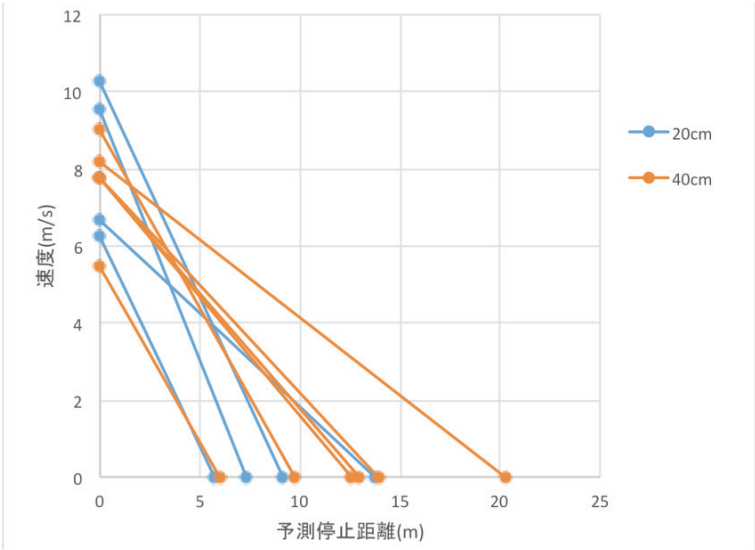


図 3. 4. 1. 2-12 岩塊径 20cm, 40cm の予測停止距離

2) 簡易 DEM モデルの転動挙動の検証

a. 25 年度実験に対する再現解析

ここでは、岩塊単体（個）に対するシミュレーション検討を実施する。

斜面の形状を図 3.4.1.2-1 に、岩塊転動の軌跡を図 3.4.1.2-2 に示す。

全ての試験体がほぼ直進し、試験体のほとんどが底板端部に到達したことが分かる。底板（実験現場ではピットと呼ばれている）端部に施設された土嚢により運動が途中で制止されたので、最終的な到達距離を推定するため、底板側面から撮影した高速度カメラの画像から岩塊の速度データを分析した。速度データから岩塊の速度が 0 になる時間を推定している様子を図 3.4.1.2-3 に示す。

剛体が摩擦のある平面を滑動すると仮定したモデル（摩擦モデル）の時系列が、実験結果（絶対速度）にフィットするようにのり先通過時の初速と摩擦角を求める。摩擦モデルの速度が 0 となる時点ののり先からの距離を到達距離とする。

摩擦モデルにより速度を次式で表せる。

$$V(t) = V_0 - g \cdot \tan(\theta) \cdot t \quad (1)$$

ここに

$V(t)$: 速度

V_0 : 初速

g : 重力加速度

θ : 見かけの摩擦角

t : 時間

到達距離については次式で表せる。

$$S = 0.5 \times V_0 \times t_{end} \quad (2)$$

ここに

S : 到達距離

t_{end} : 速度が 0 になる時間

分析結果を表 3.4.1.2-1 に示す。底板の摩擦角が 12.7 と、岩塊模型と底盤面との見かけの摩擦角は、動摩擦試験で求めた動摩擦角 22.3° よりかなり小さい。この理由については後述する。

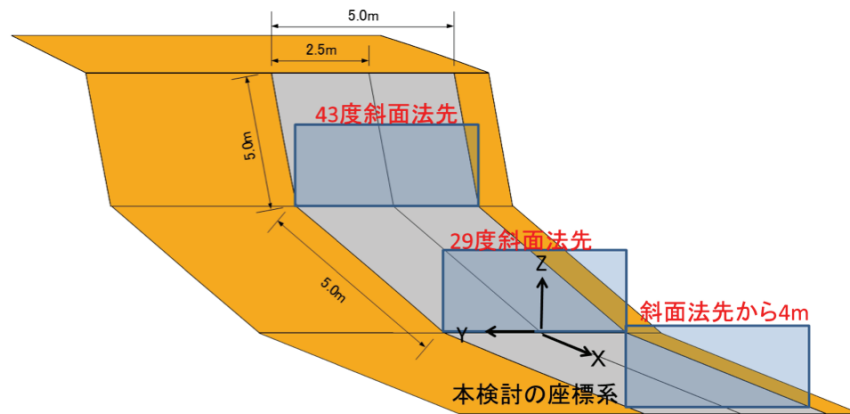


図 3. 4. 1. 2-1 斜面の形状

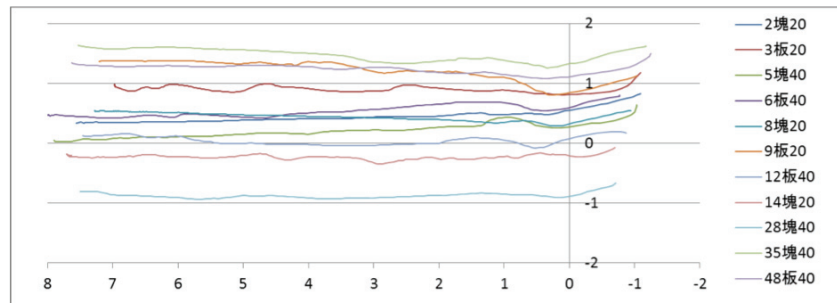
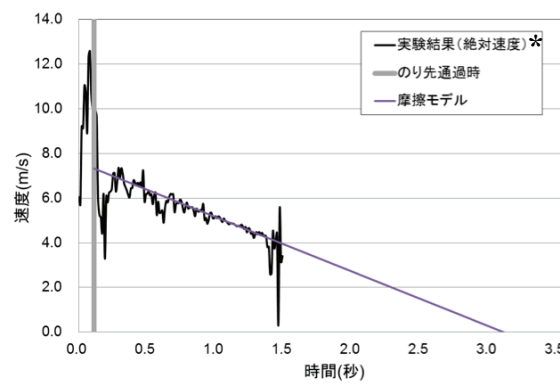


図 3. 4. 1. 2-2 岩塊転動の軌跡



*絶対速度: $\sqrt{V_x^2 + V_y^2}$

図 3. 4. 1. 2-3 到達距離の推定

表 3. 4. 1. 2-1 分析結果

試験ケース	初速(m/s)	摩擦角(°)	到達距離(m)
2塊20	7.3	14.0	11.0
3板20	4.9	14.0	8.8
5塊40	7.6	17.0	9.6
6板40	7.8	17.0	10.1
8塊20	5.7	12.0	7.8
9板20	7.2	11.0	13.7
12板40	7.2	12.0	13.0
14塊20	6.0	10.0	10.3
28塊40	6.7	9.5	13.9
35塊40	8.2	12.0	16.2
48板40	7.7	11.0	15.7
平均	6.9	12.7	11.8
分散	1.0	2.6	2.8
変動係数	0.15	0.20	0.24

図 3. 4. 1. 2-4 に簡易 DEM モデルを、図 3. 4. 1. 2-5 にパラメトリックスタディの結果を示す。

摩擦係数の感度は小さい。これはある程度以上の摩擦が有れば、球体は、必ず滑らずに転がる運動（転動係数が 1）になるためである。例えば、接点の傾斜が 30° の場合、摩擦角 11° 以上であれば解は変わらない。転動係数が 1 になるための摩擦は、傾斜が小さい程小さくなる。反発係数の感度が高く 0.7 とした場合、実験の到達距離を再現できたと言える。

さて、実験では、岩塊模型と底盤面との見かけの摩擦角が、動摩擦試験で求めた動摩擦角 22.3° よりかなり小さかった。図 3. 4. 1. 2-6 に速度記録を詳細に観察する。速度波形がほぼ平行に推移する区間は、摩擦 0 であり岩塊が宙に浮いている状態に近いと言える。この状態が段階的に何度も繰り返される現象である。そのメカニズムとしては、図 3. 4. 1. 2-7 に示すような、模型がピットに接した点が高反発し、その間底盤から受ける上向きの抗力が自重と同程度である時間が繰り返すような運動が想定される。反発係数は落下高さが小さい程大きいので、若干の粗度で岩塊が一旦反発すると高反発により岩塊が浮いた状態になり、そこからの落下高さは小さいので、再度高反発を繰り返す。反発係数を大きくした場合の解析結果が、実験を良好に再現する結果は妥当である。

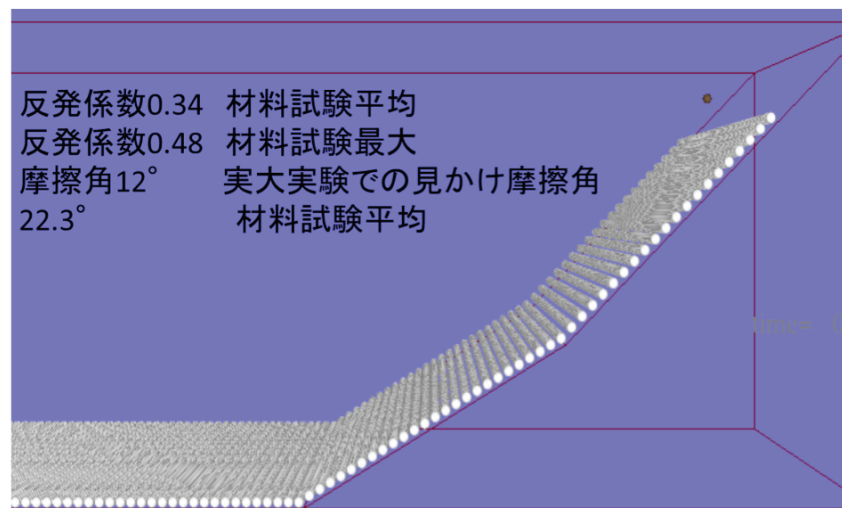


図 3. 4. 1. 2-4 簡易 DEM モデル

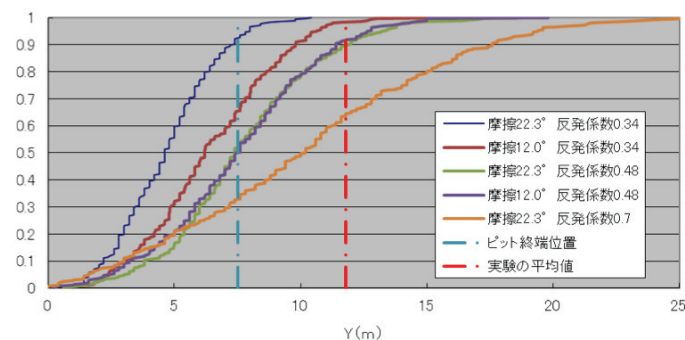


図 3. 4. 1. 2-5 パラメトリックスタディ

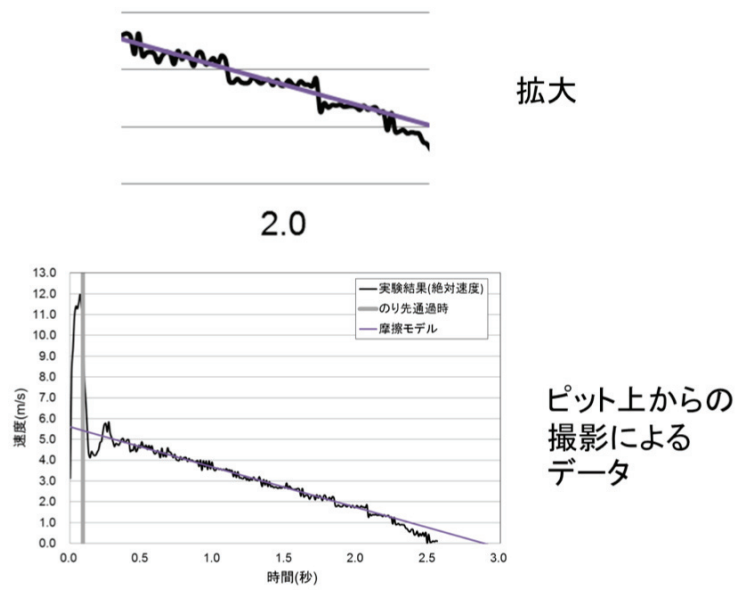


図 3. 4. 1. 2-6 速度記録の観察

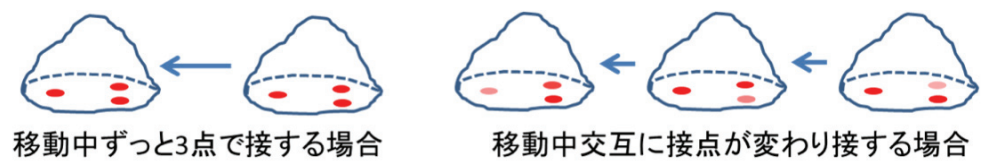


図 3. 4. 1. 2-7 岩塊が摩擦が小さい面を滑動するように見えるメカニズム

コンクリートパネルのような、粗度が小さい平面上を、相対的に軽量(粒径0.5m以下)の岩塊が移動する場合、見かけの摩擦角が小さくなって、斜面方向への指向性が強くなることがあると注意すべきである。

図3.4.1.2-8に示すようなコンクリート張工された切土斜面では、摩擦係数を小さく(12°程度)し、コンクリート舗装の道路、駐車場等平坦部に低角入射する可能性が高い場合には、反発係数を大きく(0.7程度)することについて留意する必要があると言える。

また、粒径が大きい場合に同様の現象が起こりうるのかどうか検証が待たれるところである。



図3.4.1.2-8 コンクリート張工された切土斜面

b. 26年度実験に対する再現解析

シミュレーション対象とした試験ケースを表3.4.1.2-2に示す。これらに対する解析モデルを図3.4.1.2-9に示す。

DEM パラメータの設定するため、試験体に用いた岩塊を球に削り出した試料を用いて、図3.4.1.2-10に示すような反発試験により最大反発係数を求めた。表3.4.1.2-3に反発試験結果を示す。ここでは、試験体が劣化していない段階での反発係数を最大反発係数とみなして0.43を用いる。簡易DEMモデルでは、材料の最大反発係数を用いる必要が或る。表3.4.1.2-4にシュミットハンマー試験による硬度と同じ試験体に対する反発係数の関係を示す。硬度と反発係数の間には相関があり、両機関での結果は、おおむね対応していると言える。最大反発係数と法線方向減衰係数には次式の関係がある。

$$\eta_n = \frac{|\log_e e| \cdot 2\sqrt{mk_n}}{\sqrt{\pi^2 + (\log_e e)^2}} \quad (3)$$

ここに

η_n : 法線方向減衰係数

e : 最大反発係数

k_n : 法線方向バネ係数

試験に用いた岩塊試料は、偏長率と扁平率の関係から殆ど「塊状」と判定できる形状であった。シミュレーションには、粒子Aに対しては粒径25mm、粒子Bに対しては粒径60mmの球形要素を用いた。解析に用いたパラメータを表3.4.1.2-5に示す。

表3.4.1.2-2 試験ケース

試番	斜面勾配	粒子サイズ	落下高さ(m)	ケース数	画像解析 実施ケース
1	勾配A (41度)	粒子A (20~30mm)	2.0	226	2
2		粒子B (40~80mm)	0.5	188	2
3			1.0	189	2
4			2.0	191	4
5	勾配B (60度)		2.0	188	2

➤到達距離(x方向)、横方向への到達距離(y方向)

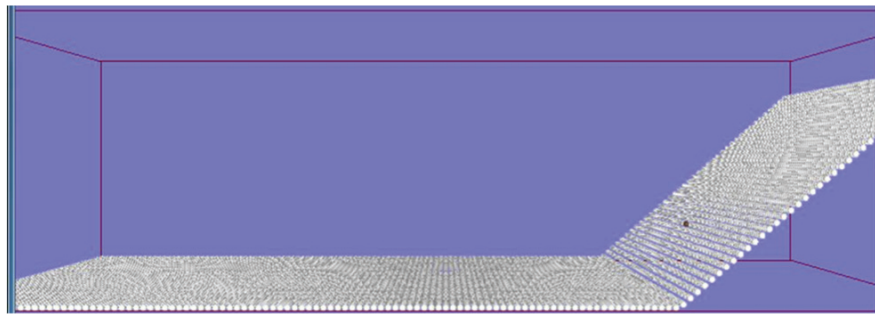
➤初期の落とし方(角落とし or 平落とし)

➤粒子サイズ(粒子A or 粒子B)

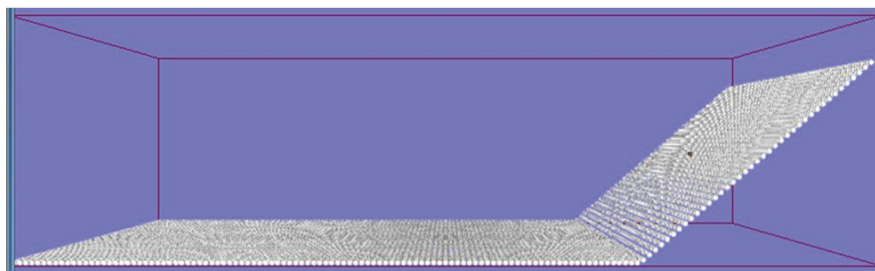
➤落下高さ(0.5m, 1.0m, 2.0m)

➤勾配(41度 or 60度)

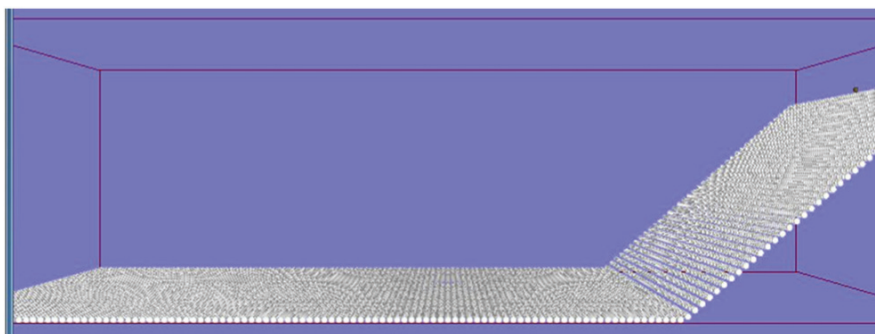
※OBのものは無かった



試番2、斜面高さ0.5m、勾配41°、粒径大



試番3、斜面高さ1.0m、勾配41°、粒径大

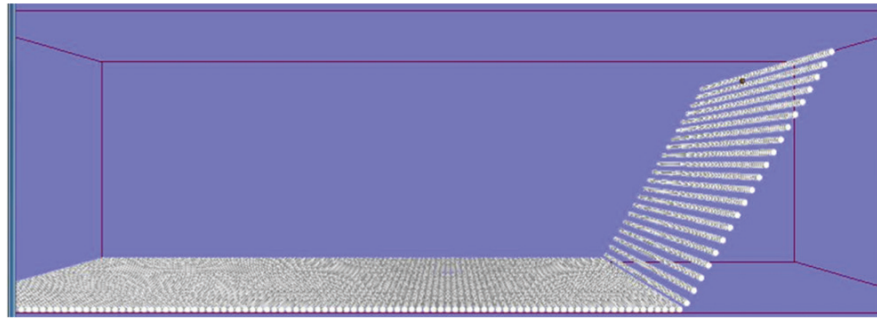


試番4、斜面高さ2m、勾配41°、粒径大



試番1、斜面高さ2m、勾配41°、粒径小

図 3. 4. 1. 2-9 解析モデル



試番5、斜面高さ2m、勾配60°、粒径大

図 3. 4. 1. 2-9 解析モデル—続き—



図 3. 4. 1. 2-10 反発試験の一例

表 3. 4. 1. 2-3 反発試験結果

試番	試験名	落下対象 (砕石番号)	衝突対象	試験日	ケース	標点の種類	落下高さ cm	衝突時砕石挙動	標点No	反発係数計測試験結果				備考
										衝突速度の算出		跳ね返り高さの算出		
										衝突速度 V=Y/t mm/s	跳ね返り高さ H(粘性修正) mm	反発係数 $e=(2gH)^{1/2}/V$		
1		粒子A (83番)	流路底面	2014/10/29	10	標点なし	40	衝突後、若干斜めに跳ねた	-	3002.103000	45.356342	0.31		
									-	2929.606000	29.637165	0.26		
									-	2712.880000	52.325361	0.37		
2		粒子B (1番)	流路底面	2014/10/29	1	黒標点	40	衝突後、回転しながら跳ねた	1	2952.908500	42.876907	0.31	0.30	標点1・2の平均値
									2	3035.936500	40.699822	0.29		
									3	3004.148500	38.658914	0.29		
					14			衝突後、斜めに跳ねた	2	3043.651500	33.737045	0.27	0.28	標点1・2の平均値
									1	2903.372000	21.922340	0.23		
									2	2802.586000	24.243115	0.24		
	斜面と崩落間の反発係数を求める試験				4			特に問題なし	1	1413.988500	21.515009	0.46	0.43	標点1～9の平均値
									2	1419.792500	19.401852	0.43		
									3	1395.870000	16.872685	0.41		
									4	1416.686500	22.013977	0.46		
									5	1425.482000	19.917867	0.44		
									6	1409.074500	17.126302	0.41		
									7	1437.809000	21.478597	0.45		
									8	1408.545000	19.561390	0.44		
									9	1563.415000	16.432080	0.38		
									1	1449.134500	18.583677	0.42		
									2	1450.798000	16.074000	0.39		
									3	1432.224000	14.155876	0.37		
3	球形 (3番)	流路底面	2014/10/28	7	黒標点	10	特に問題なし		4	1448.987500	18.694395	0.42	0.39	標点1～9の平均値
									5	1443.017000	16.390962	0.39		
									6	1440.347000	14.215912	0.37		
									7	1444.207000	18.418594	0.42		
									8	1435.897500	16.192680	0.39		
									9	1681.523000	13.830747	0.31		
									1	2889.142500	38.818562	0.30		
									2	2859.068500	41.023651	0.31		
									3	2824.522000	43.680770	0.33		
									4	2776.546500	38.706672	0.31		
									5	2881.288000	40.788768	0.31		
									6	2851.393500	43.517964	0.32		
					13		特に問題なし		7	2858.940500	39.300101	0.30	0.31	標点1～9の平均値
									8	2907.844500	41.377074	0.31		
									9	2935.500500	44.316356	0.32		
									10	2968.142500	47.463677	0.33		

150728鉄道総研落石実験Y02取得データY実施要素試験Y跳ね返り特性Y(報告書)反発係数一覧.xlsx

表 3. 4. 1. 2-4 シュミットハンマー試験による硬度と反発係数の関係

今回模型の硬度	
斜面:36.6(材齢73日)	0.43

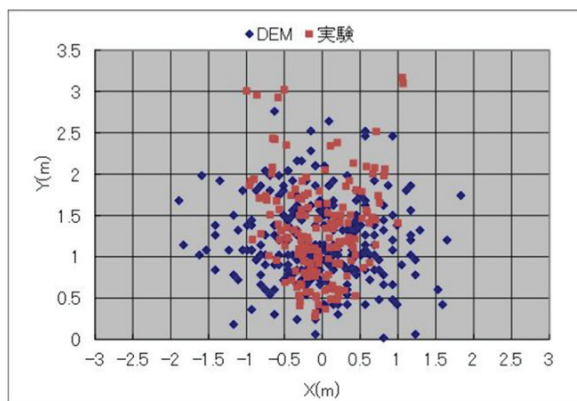
名古屋工業大学に於ける実績	
硬度	
35.4	0.47

表 3. 4. 1. 2-5 解析パラメータ

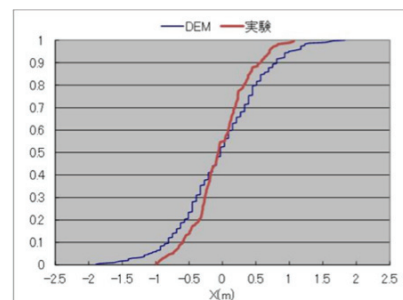
要素半径(m)	粒子A：0.0125 粒子B：0.03
密度(kg/ m ³)	2,600
バネ係数(N/m)	2.0×10^6
反発係数	0.43
摩擦係数(摩擦角)	0.577(30°)

解析結果の一例を図 3. 4. 1. 2-11 に示す。解析の妥当性を確認するためには、複数の条件で再現性を確認する必要がある。再現性の確認のための指標として図 3. 4. 1. 2-12 の中央値とフラクティル値を用いる。

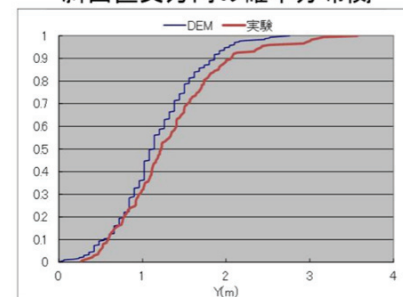
全ケースにおける比較を図 3. 4. 1. 2-13 に示す。図 3. 4. 1. 2-14 は到達距離を斜面高さで基準化した結果である。斜面高さ 2m における粒径の大小、勾配の緩急によりあらわれる結果の差異を、ある程度表現できている。しかし、0.5m の斜面高さの再現性が悪い。分解能が荒いためではないかと考えられる。このことから、簡易 DEM で用いる岩塊モデルの粒径は、斜面高さに対して 6/80 以下である必要があると言える。



到達位置の空間分布



斜面直交方向の確率分布関数



到達方向の確率分布関数

ケース3、斜面高さ1m、勾配41°、粒径大

図 3. 4. 1. 2-11 解析結果の一例

複数の条件での再現性

- 勾配, 落下高さに関して5ケース
- 到達方向
 - 中央値, 0.1, 0.9フラクタイル値
- 直交方向
 - 0.1, 0.9フラクタイル値

- 粒子サイズ

実験の粒子サイズ20mm~30mmに対して25mm、40mm~80mmに対して60mmを用いた。

- 他機関の実験、*印

落下高さ0.8mは電力中央研究所の実験結果参照

斜面勾配	粒子サイズ	落下高さ(m)	落下個数
41°	25mm	2.0	300
		0.8*	300*
	60mm	0.5	300
		0.8*	300*
		1.0	300
60°	60mm	2.0	300
		2.0	300

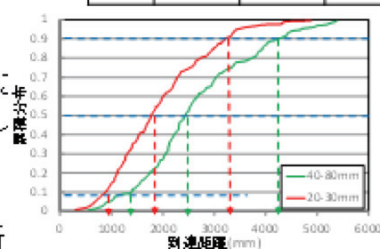


図 3. 4. 1. 2-12 中央値およびフラクタイル値
(複数の条件での再現性の確認のための指標)

- 基本ケース: 斜面勾配41度, 径40-80mm
 - 実験では落下高さ80, 200cmについては径20-30mmのケースもあるため, 径40-80は落下高さ75,195cmに径20-30mmは85,205cmの位置に図化
 - 同様に解析の径25mmは落下高さ210cm位置に図化
- 凡例 ●■▲:実験, ○□△:解析

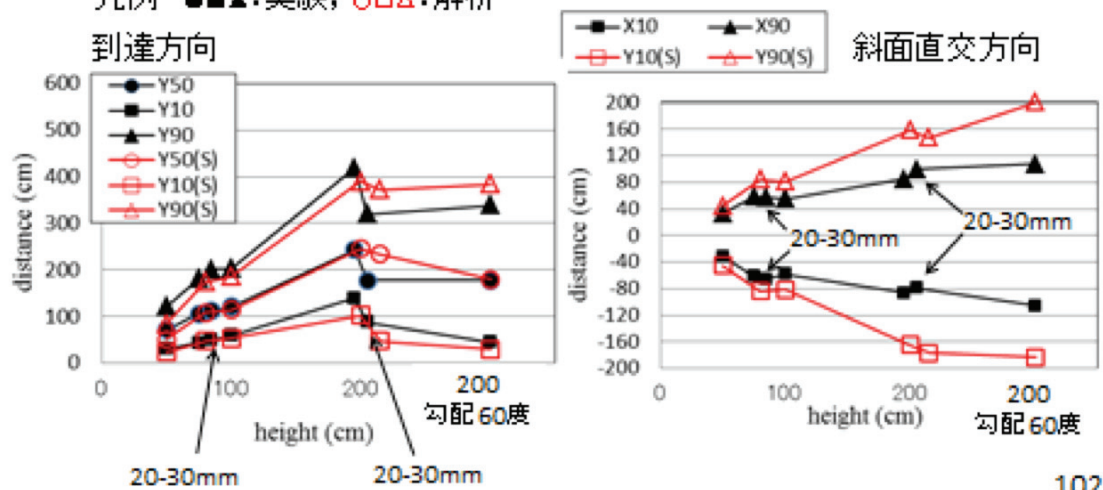


図 3. 4. 1. 2-13 全ケースにおける比較

凡例 ●■▲:実験, ○□△:解析

到達方向(到達距離を斜面高さで基準化)

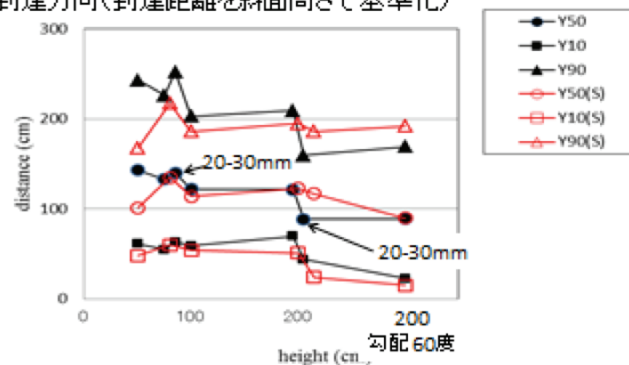


図 3. 4. 1. 2-14 到達距離を斜面高さで基準化した結果

3. 4. 2 衝撃作用に対する条件付き損傷確率の評価

本項では、岩塊の衝突作用に対する鉄筋コンクリート壁（版）の損傷確率を算定する。鉄筋コンクリート版の破壊モードとしては、曲げと押し抜きせん断破壊が生じるものとした。鉄筋コンクリート版の曲げ損傷評価には、実務レベルで広く用いられている1質点系モデル^{1)・4)}を用いた。衝撃荷重を受ける鉄筋コンクリート版の押し抜きせん断破壊については、未だ信頼性の高い評価法が確立されていないため、既往の研究を参考にして、衝撃荷重を等価な静的荷重に置換したうえで、静的な押し抜きせん断耐力と比較することにより破壊の発生を判定した。

鉄筋コンクリート版の条件付損傷確率を算定するためには、モンテカルロシミュレーションの中で、前述した手法を用いて鉄筋コンクリート版の損傷、破壊を判定する。以下に、衝突荷重を受ける鉄筋コンクリート版の損傷評価法およびそれらを用いて計算した fragility 曲線について概説する。

3. 4. 2. 1 衝撃作用に対する条件付き損傷確率の評価手法

1) 曲げ破壊に対する評価

岩塊の衝突作用を受ける鉄筋コンクリート版の曲げ応答を評価する方法として、図 3.4.2.1-1 に示す 1 質点系モデルを用いた。1 質点系モデルは、構造部材における着目点の変位応答を評価するために、質点とバネで構成されるモデルである。1 質点系モデルの運動方程式は次式で表される。

$$K_{LM}M\ddot{y}_m + R = P \quad (1)$$

ここに、 K_{LM} ：荷重質量係数、 M ：構造部材の質量、 $\ddot{y}_m$ ：加速度、 R ：バネの抵抗力、 P ：荷重である。なお、荷重質量係数は、載荷状態、部材の種類および境界条件によって決まる係数である。

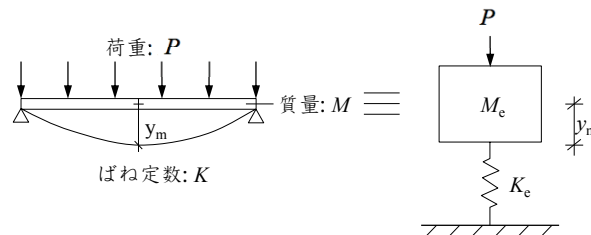


図 3.4.2.1-1 1 質点系モデル

構造部材が曲げ変形を示す場合、1 質点系モデルの抵抗力特性（抵抗力と変形の関係）は、一般的に図 3.4.2.1-2 に示すようなバイリニアの形状を示す。このようなバネの抵抗力と図 3.4.2.1-3 に示す二等辺三角形の荷重～時間関係を式（1）に入力して数値解析を行うと、図 3.4.2.1-4 に示すような塑性率が得られる。ここで、塑性率とは、弾性限界変位 y_{el} に対する最大応答変位 y_{max} の比であり、部材の降伏状態を示している。図から、塑性率は作用時間比（1 質点系モデルの固有周期 T に対する荷重の継続時間 t_0 の比）と荷重比（最大荷重 P_0 に対する曲げ耐力 R_m の比）に大きな影響を受ける。

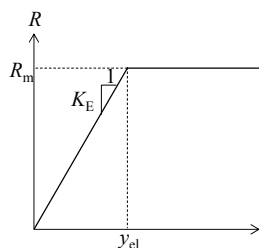


図 3.4.2.1-2 曲げ変形時の抵抗力特性

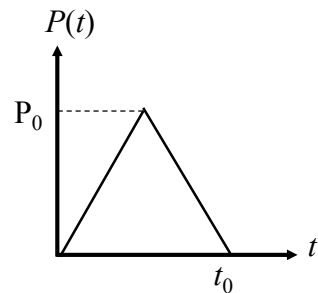
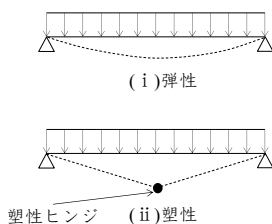


図 3.4.2.1-3 二等辺三角形荷重

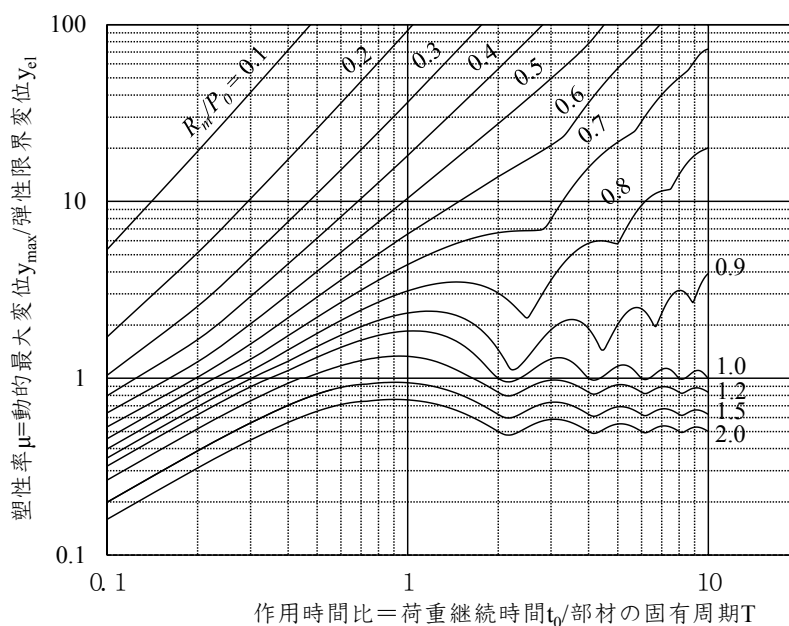


図 3.4.2.1-4 曲げ変形時の塑性率

例えば、荷重比が 1.0 よりも大きい（曲げ耐力が最大荷重よりも大きい）条件では、作用時間比が 1.0（1 質点系モデルの固有周期と荷重の作用時間が等しい）前後で塑性率は最大値を示す。荷重比が 1.0 より小さくなると、塑性率は作用時間比の増加とともに振動しながら増加するが、最終的には作用時間が大きくなるほど塑性率が大きくなる。さらに、荷重比が 0.5 よりも小さい（曲げ耐力に対して最大荷重が 2 倍以上大きい場合）場合には、塑性率は非常に大きくなる傾向を示す。このように、1 質点系モデルのパラメータによって、塑性率は大きく変化する。

なお、図 3.4.2.1-5 に示す 4 辺固定の鉄筋コンクリート版を 1 質点系モデルに置換した場合のバネ係数 K および曲げ耐力 R_m は、それぞれ次式で表される 2), 5)。

$$K = \frac{192EI(l_x^3 + l_y^3)}{l_x^2 \cdot l_y^3} \quad (2)$$

$$R_m = \frac{8(l_x + l_y)}{l_x} a_t \cdot f_t \cdot j \quad (3)$$

ここに、 E :ヤング係数、 I :単位幅あたりの断面二次モーメント、 l_x 、 l_y :それぞれ版の短辺と長辺の長さ、 a_t :単位幅あたりの鉄筋量 ($a_t = p \times j$)、 p :鉄筋比、 j :スラブの応力中心間距離 ($j = 7d/8$, d はスラブの有効せい)、 f_t :鉄筋の降伏強度である。

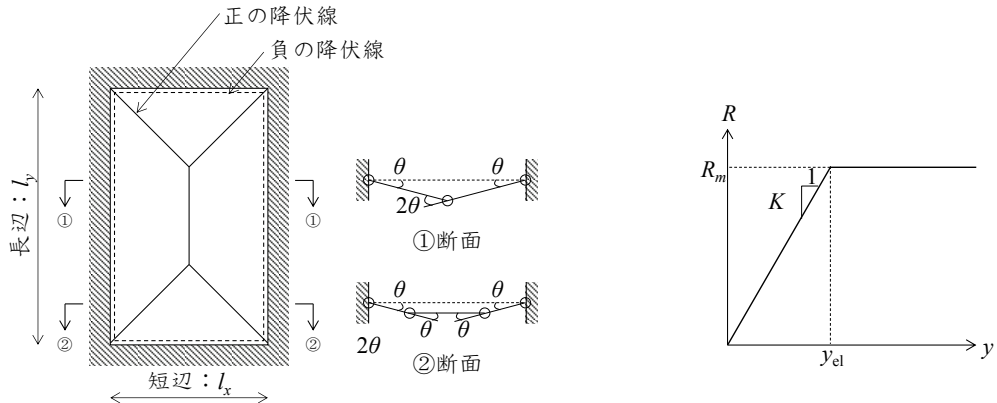


図 3.4.2.1-5 4 辺固定の鉄筋コンクリート版の曲げ変形図

2) 押し抜きせん断破壊に対する評価

衝撃荷重を受ける鉄筋コンクリート版の押し抜きせん断破壊については未解明な点が多く、信頼性の高い設計法は確立されていない。既往の研究によると、衝突速度 10m/s 以下の場合には、鉄筋コンクリート版の破壊時に発生する最大衝突荷重と最大支点反力がほぼ等しいことが報告されている¹⁾。なお、最大支点反力は動的な効果を含んでおり、静的押し抜きせん断耐力の 2～3.5 倍であることが示されている。一方、衝突速度 30～50m/s の場合には、最大衝突荷重は最大支点反力の 1.5～2.5 倍になることが示されている⁸⁾。これらの研究を参考にすると、抵抗の限界値（耐力）を静的押し抜きせん断耐力とした場合、衝突速度 10m/s 以下では、最大衝突荷重を 0.3～0.5 倍した値が作用力（設計外力）の基準になることを意味している。また、衝突速度 30～50m/s の場合には、最大衝突荷重を 0.1～0.3 倍した値が設計外力の基準と考えられる。衝突による押し抜きせん断破壊に対する設計外力については今後検討すべき課題が多いが、ここでは、これらの研究を参考にして最大衝突荷重に低減係数 0.2 を乗じて設計外力（設計衝撃力）とした。

次に、鉄筋コンクリート版の静的押し抜きせん断耐力を算定し、次式に示すように両者を比較することで押し抜きせん断破壊の発生を判定した。

$$\text{破壊発生: 設計衝撃力} > \text{押し抜きせん断耐力} \quad (4)$$

ここで、鉄筋コンクリート版の静的押し抜きせん断耐力は、次式に示す土木学会コンクリート標準示方書⁷⁾による押し抜きせん断耐力式で算定した。

$$V_{pc} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_\gamma \cdot f_{pcd}' \cdot u_p d' / \gamma_b \quad (5a)$$

$$f'_{pcd} = 0.20\sqrt{f'_c} \quad (5b)$$

$$u_p = u_0 + 2\pi \cdot d' / 2 \quad (5c)$$

ここに、 $\beta_d = \sqrt[4]{1000/d'}$ ($\beta_d > 1.5$ の場合は1.5とする)、 $\beta_p = \sqrt[3]{100p}$ ($\beta_p > 1.5$ の場合は1.5とする)、 $p = (p_x + p_y)/2$ 、 $\beta_\gamma = 1 + 1/(1 + 0.25u_0/d')$ 、 γ_b は一般的に1.3であるがここでは1.0とした、 $f'_{pcd} \leq 1.2$ (N/mm²)、 u_0 は載荷面の周長(mm)、 u_p は仮想断面の周長(mm)、 d' は有効板厚(mm)、 p は2方向の平均鉄筋比、 p_x 、 p_y は各方向の鉄筋比、である。

3. 4. 2. 2 対象施設の衝撃作用に対する条件付き損傷確率の評価事例

1) 対象施設の構造モデル

衝撃作用に対する鉄筋コンクリート版の損傷確率を算定するため、図 3.4.2.1-6 および表 3.4.2.1-1 に示す2種類の鉄筋コンクリート版を設定した。構造物 A、B いずれも高さ 6m であり、それぞれの幅は 6m および 10m である。構造物 A の版厚は 1m、鉄筋比は 1.2% である。構造物 B の版厚は 0.2m、鉄筋比は 0.4% とした。コンクリートの圧縮強度および鉄筋の降伏強度はそれぞれ 24N/mm² および 345N/mm² である。

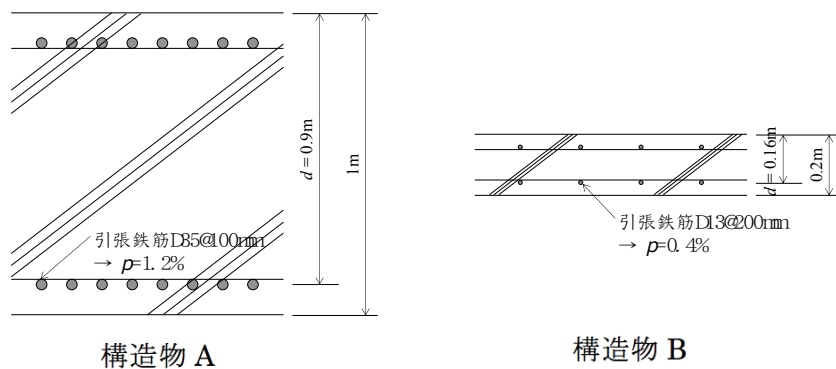


図 3.4.2.1-6 対象施設の断面図

表 3.4.2.1-1 構造物の諸元

構造物	断面寸法	コンクリートの 圧縮強度 (N/mm ²)	鉄筋比 (%)
A	高さ 6m, 幅 6m, 厚さ 1m	24	1.2
B	高さ 6m, 幅 10m, 厚さ 0.2m	24	0.4

表 3.4.2.1-2 構造物の力学特性

構造物	バネ係数 (kN/m)	曲げ耐力 (kN)	押し抜きせん断 耐力 (kN)	固有周期 (ms)
A	20,400,000	41,600	6501	6.9
B	99,900	640	507	48.0

表 3.4.2.1-2 に、式 (2)、式 (3) および式 (7a) から求めたバネ係数、曲げ耐力および押し抜きせん断耐力を示す。なお、押し抜きせん断耐力の算定に際しては、載荷面の直径を 30cm と仮定した。また、集中荷重を版中央に受ける場合の荷重質量係数 K_{LM} は 1.0 となり、1 質点系モデルの固有周期は表に示す値となる。

2) 条件付き損傷確率と衝撃作用の関係の評価事例

衝撃作用としては、岩塊の運動量 mv を外力の指標として鉄筋コンクリート版へ作用させた。実験結果から、図-3.4.3.7 および次式に示すような岩塊の運動量 mv と最大荷重 P_0 および力積 I (荷重～時間関係の面積 $I = \int F dt$) の平均的關係および正規分布を仮定した場合の変動係数が得られている。

$$\text{力積と運動量の関係} \quad I = 1.244mv, \text{ 変動係数 } 0.289 \quad (6)$$

$$\text{最大荷重と運動量の関係} \quad P_0 = 1.062mv, \text{ 変動係数 } 0.473 \quad (7)$$

岩塊の衝突によって鉄筋コンクリート版に作用する荷重～時間関係の形状が図 3.4.2.1-3 に示す二等辺三角形にモデル化できる場合には、モンテカルロシミュレーションの中において、上記の関係式から以下の手順で鉄筋コンクリート版に作用する荷重～時間関係を得ることができる。

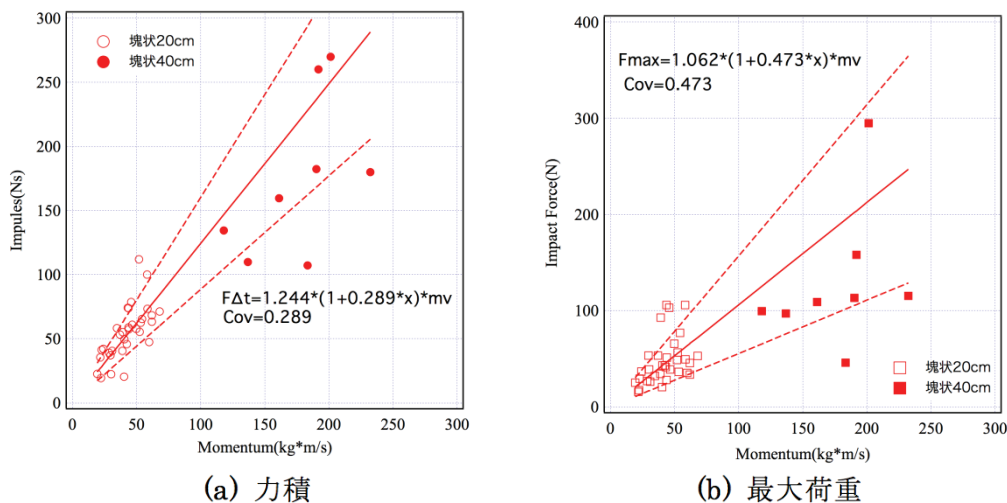


図 3.4.2.1-7 運動量と最大荷重および力積の関係

- ①与えられた運動量から、正規分布に基づいて力積と最大荷重を算定する。
- ②荷重～時間関係を二等辺三角形と仮定して、算定した力積 I と最大荷重 P_0 から荷重の継続時間 t_0 を以下のように算定する。

$$t_0 = \frac{2I}{P_0} \quad (8)$$

上記の要領で算定した荷重～時間関係を 1 質点系モデルに作用させると、塑性率を求

めることができる。曲げ損傷の区分については、材端回転角に基づいて、日本建築学会が提案している表 3.4.2.1-3 を参照して決定した。すなわち、1 質点系モデルで計算した塑性率から最大変位を求め、スパンの半分長で除して材端回転角を算定し、表の区分にしたがって曲げ損傷のレベルを決定した。なお、構造特性のばらつきは考慮せずにフラジリティ曲線を求めた。

表 3.4.2.1-3 損傷の区分 ²⁾

損傷程度	材端回転角 θ (rad)	
	主要構造物材 (柱・梁・耐力壁)	補助構造物材 (床・せん断壁)
小損傷	降伏耐力 ~ 0.010	降伏耐力 ~ 0.010
中損傷	0.010 ~ 0.017	0.010 ~ 0.033
大損傷	0.017 ~ 0.033	0.033 ~ 0.067
甚大損傷	0.033 $\sim$	0.067 $\sim$

押し抜きせん断破壊については、与えられた運動量から、正規分布に基づいて最大荷重を求める。また、この最大荷重に低減係数 0.2 を乗じたうえで、式 (3.4.3.5a) で与えられる鉄筋コンクリート版の押し抜きせん断耐力と比較して、押し抜きせん断破壊を判定した。なお、構造特性のばらつきは考慮せずにフラジリティ曲線を求めた。

図 3.4.2.1-8 に、上記の手順で計算した構造物 A, B のフラジリティ曲線および対数正規分布を仮定して近似したフラジリティ曲線を示す。フラジリティ曲線を求める際には、最大荷重の標準偏差がやや大きいために、負の値が求まる場合があった。そのような場合は棄却し、モンテカルロシミュレーションを行った。なお、対数正規分布で近似した曲線のパラメータを表 3.4.2.1-4 に示す。

図 3.4.2.1-8 から、版厚が薄い構造物 B は、岩塊の運動量 $1000\text{kg} \cdot \text{m/s}$ から曲げの小損傷が発生し、運動量が $3000\text{kg} \cdot \text{m/s}$ になると破壊確率は 1.0 となった。岩塊の運動量が $5000\text{kg} \cdot \text{m/s}$, $10000\text{kg} \cdot \text{m/s}$ を超えると曲げの中損傷、大損傷が発生した。なお、曲げの甚大損傷は曲げの大損傷とほぼ重なった。最終的に、岩塊の運動量が $50000\text{kg} \cdot \text{m/s}$ を超えると全ての破壊モードの破壊確率は 1.0 となる。岩塊の密度を 2600kg/m^3 とすると、直径 2m の岩塊の質量は 10890kg となり、この岩塊が速度 5m/s で衝突すると運動量は $54453\text{kg} \cdot \text{m/s}$ と算定され、この程度の衝撃力で構造物 B は完全に破壊することを示している。

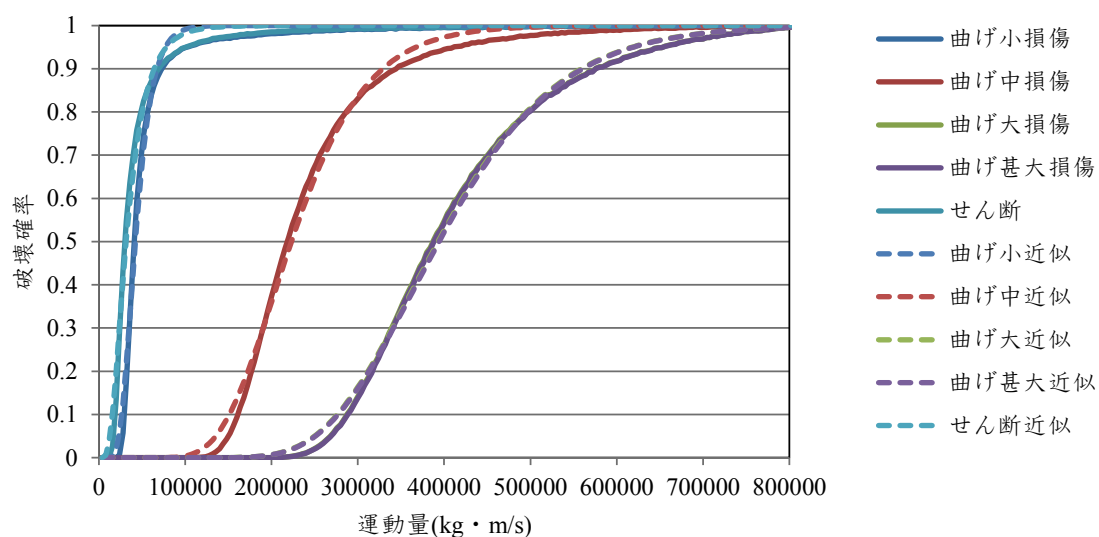
表 3.4.2.1-4 フラジリティ曲線の対数正規分布パラメータ

(a) 構造物 A

パラメータ	曲げ小	曲げ中	曲げ大	曲げ甚大	せん断
中央値 [kg]	42380.54	223119.06	392992.32	394177.69	31730.86
対数平均値	10.65	12.32	12.88	12.88	10.37
対数標準偏差	0.36	0.30	0.28	0.27	0.55

(b) 構造物 B

パラメータ	曲げ小	曲げ中	曲げ大	曲げ甚大	せん断
中央値 [kg]	1225.28	11755.01	22017.14	22076.87	1719.48
対数平均値	7.11	9.37	10.00	10.00	7.45
対数標準偏差	0.31	0.31	0.29	0.29	0.55



(a) 構造物 A

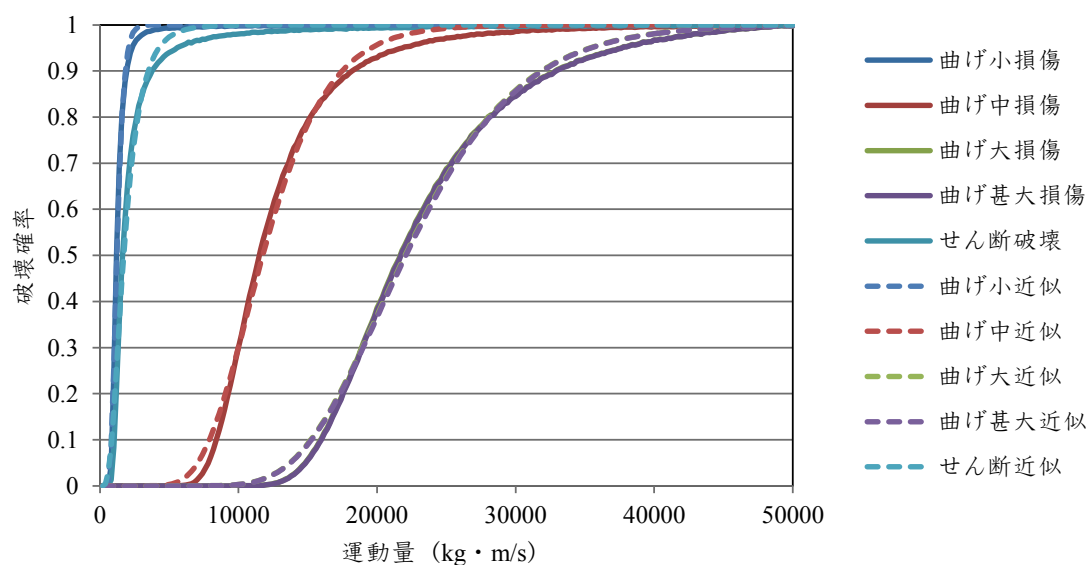


図 3.4.2.1-8 構造物のフラジリティ曲線

なお、押し抜きせん断破壊は、曲げの小損傷とほぼ同時に破壊が発生した。曲げの小損傷と比較すると、破壊確率の増加はやや緩やかであるが、曲げの中損傷以上よりも小さい運動量において破壊確率が 1.0 に到達するため、岩塊の衝突に対しては押し抜きせん断破壊が支配的となることを示している。

次に、版厚が厚い構造物 A は、岩塊の運動量 $20000\text{kg} \cdot \text{m/s}$ から曲げの小損傷が発生し、運動量が $300000\text{kg} \cdot \text{m/s}$ になると破壊確率は 1.0 となった。岩塊の運動量が $100000\text{kg} \cdot \text{m/s}$ 、 $200000\text{kg} \cdot \text{m/s}$ を超えると曲げの中損傷、大損傷が発生した。なお、曲げの甚大損傷は曲げの大損傷と重なった。最終的に、岩塊の運動量が $800000\text{kg} \cdot \text{m/s}$ を超えると全ての破壊モードの破壊確率は 1.0 となる。直径 2m の岩塊を想定した場合、この岩塊が速度 10m/s および 30m/s で衝突すると、岩塊の運動量はそれぞれ $108905\text{kg} \cdot \text{m/s}$ および $217811\text{kg} \cdot \text{m/s}$ と算定される。したがって、この程度の衝撃力に対して、構造物 A には曲げの小損傷が必ず発生し、曲げの中損傷～甚大損傷が 50% 以下の確率となることを示している。しかし、構造物 B と同様に、押し抜きせん断破壊が曲げの小損傷と同程度の運動量で発生するため、曲げ破壊よりも押し抜きせん断破壊が支配的となることを示している。

参考文献

- 1) 土木学会：防災・安全対策技術者のための衝撃作用を受ける土木構造物の性能設計，2013.
- 2) 日本建築学会：建築物の耐衝撃設計の考え方，2015.
- 3) 永田真，別府万寿博，矢代晴実：爆発荷重を受ける RC 構造物に対するリスク評価手法)の一提案，構造工学論文集，Vol.61A，pp.887-898，2015.
- 4) 永田真，服部大樹，有馬和樹，別府万寿博，市野宏嘉：曲げ・せん断破壊を考慮した PI 曲線による RC 構造物の爆発脆弱性評価の高度化，構造工学論文集，Vol.62A，pp.961-974，2016.
- 5) 田辺忠顕，梅原秀哲，檜貝勇，二羽淳一郎：コンクリート構造，朝倉書店，1992
- 6) 国土交通省：土石流・流木対策設計指針及び同解説，平成 19 年 11 月
- 7) 土木学会：コンクリート標準示方書（設計編），2012
- 8) 片岡新之介，上野裕稔，別府万寿博，市野宏嘉：剛飛翔体の中速度衝突を受けるコンクリート版の衝撃応答に関する基礎的研究，構造工学論文集 Vol.62A，pp.1084-1096.

3.5. 各限界状態に対するフラジリティ曲線と確率の比較

3.5.1 到達限界, 損傷限界に対するフラジリティ評価の方法

3.5.1.1 一定の崩壊体積の場合

崩壊領域の体積に応じて岩塊個数を仮定して評価する必要がある. 岩塊の大きさを一定と仮定した場合, 分布を仮定した場合について算定を行ったフラジリティを示す.

例として, 崩壊体積を 12.8 万 m^3 とする. 地震動強度と崩壊体積の関係, その算定法は 1 章を参照されたい. 想定した崩壊体積の全てが構造物に影響を与える岩塊とはならないため, 変換率を考慮する. 単一半径の岩塊で検討する場合は変換率 0.74 (球を最密充填したときの値) を採用する. 従って有効崩壊体積は 9.5 万 m^3 となる. 粒度分布を考慮する場合は図 5.1.1-1 に示すような分布を仮定し, 直径が 8m より大きい場合はほとんど反発しないので遠くまで到達しない, 1m 未満は構造物に損傷を与えないとの前提のもとで, 直径 1, 2, 4, 8m の岩塊がそれぞれ 10% と仮定して検討を行う. 例えば直径 1, 8m に対応する岩塊の総体積はそれぞれ 1.28 万 m^3 となり, 一個あたりの体積は 0.524, 268 m^3 となるのでその個数は約 24500 個, 48 個となる. このように k 種類の岩塊の半径 r_i , 対応する崩壊体積 V_i を仮定してその個数を $n(r_i)$ とすると, 以下の式で速度に対する超過確率を算定することができる.

$$P_n(v) = 1 - \prod_{i=1}^k (1 - P_1(v))^{n(r_i)}, \quad n(r_i) = \frac{cV_i}{\frac{4}{3}\pi r_i^3} \quad (1)$$

ここで,

v : 法線速度, r_i : 半径

$P_n(v)$: n 個の岩塊 (落石) のうち最大速度が基準点で v を超過する確率

$P_1(v)$: 1 個の岩塊 (落石) の速度が基準点で v を超過する確率

V_i : 半径 r_i の岩塊の崩壊体積,

c : 崩壊体積のうち岩塊 (落石) となる比率

$k > 1$ の場合の上記式は大きさが異なる岩塊が混在する場合の速度の超過確率なので, あまり意味はない. 次に述べるような力積など, 岩塊の大きさを反映した量にしないとハザードとしては使えない. ただし, $P_n(0)$ は有効体積 V_i の崩壊が生じた際の条件付き到達確率としての意味をもつ.

次に力積 I , すなわち速度×重量に関するハザードを考える. 力積 I については次式で評価する.

$$I = m_i v = w \left(\frac{4}{3} \pi r_i^3 \right) v \quad (2)$$

力積 I に関するハザード $P_{imp}(I)$ は次式で評価する．これを衝突ハザードと呼ぶ．

$$P_{imp}(I) = 1 - \prod_{i=1}^k (1 - P_1(I/m_i))^{n(r_i)}, \quad n(r_i) = \frac{cV_i}{\frac{4}{3}\pi r_i^3} \quad (3)$$

ここで，

m : 重量， w : 単位体積重量

$P_{imp}(I)$: 最大力積が基準点で I を超過する確率，衝突ハザード

検討対象とした斜面 A についての到達ハザード（速度と超過確率の関係）から衝突ハザードを算定した例を示す．到達ハザードは質点解析から算定した図 3.3.2.2-6 に示したものをを用いる．単位体積重量は 2.0（密度 2041 (kg/m³)）とした．図 3.5.1.1-2 に単一岩塊で半径 0.5, 1, 2, 4m の場合の衝突ハザードを示す．図 3.5.1.1-3 には粒度分布を考慮した場合の半径 0.5, 1, 2, 4m のそれぞれの体積に対応した個別の衝突ハザードを示す．粒度分布を考慮する場合にはこれらの情報をもとにトータルの衝突ハザードを示す必要がある．図 3.5.1.1-4 にトータルの衝突ハザードを示す．このようにほぼ半径 4m の岩塊でトータルの衝突ハザードが決まっていることがわかる．比較のため崩壊体積を 1/100 にした場合の衝突ハザードを算定した例を図 3.5.1.1-5 に示す．このようにそれぞれ個別の衝突ハザードを包絡するような形状で全体の衝突ハザードが決まっていることがわかる．

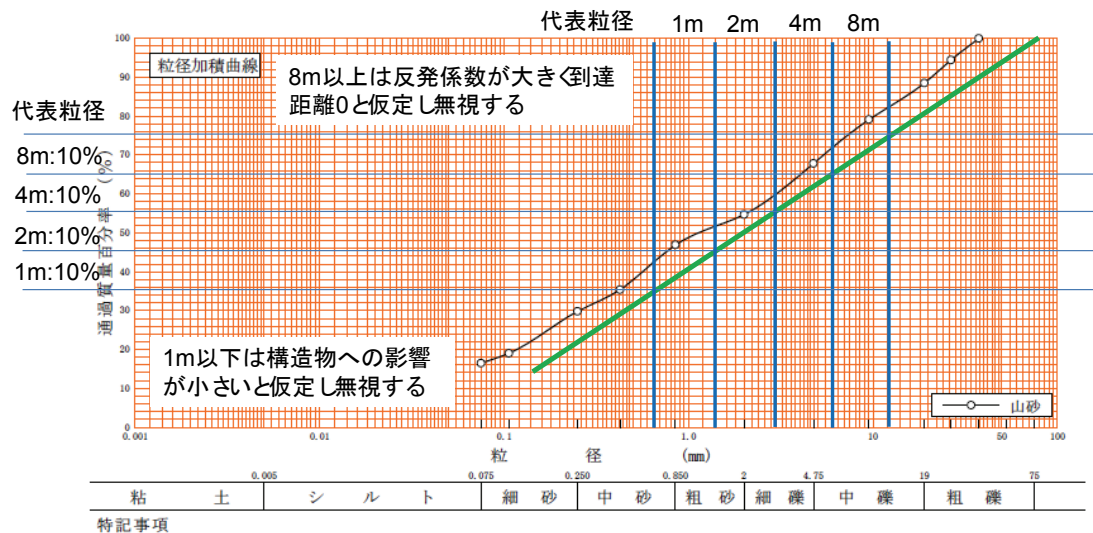
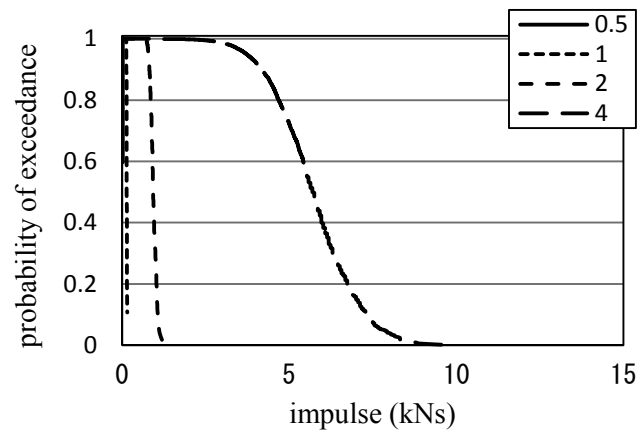
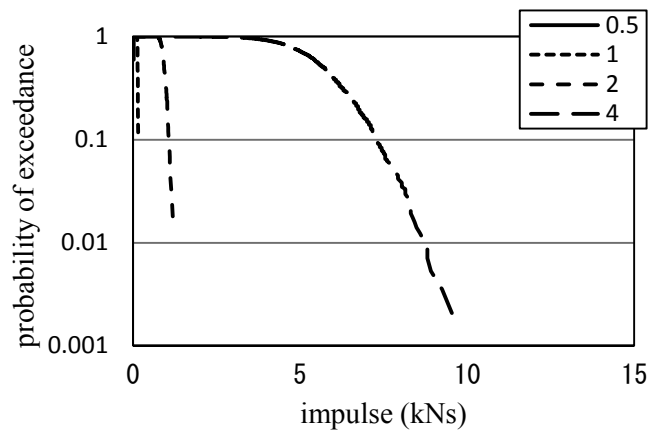


図 3.5.1.1-1 粒度の分布に関する仮定

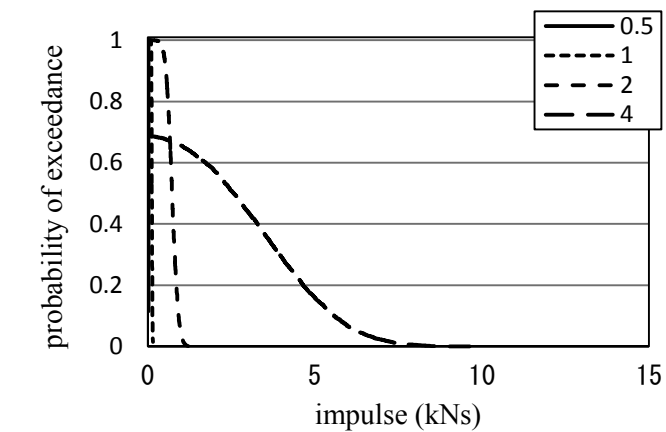


(1)超過確率を一般軸で表した場合

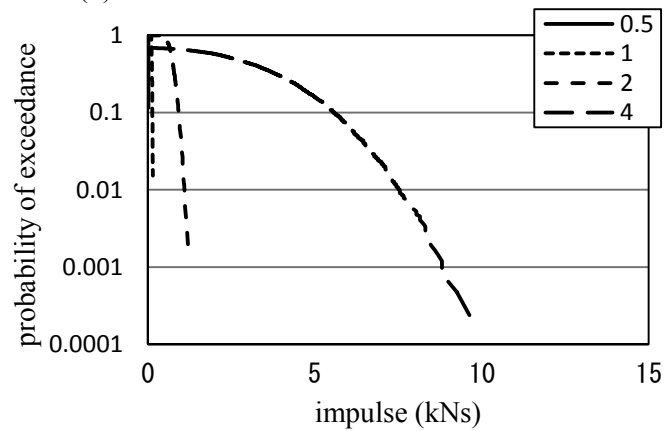


(2)超過確率を対数軸で表した場合

図 3.5.1.1-2 単一岩塊 半径 0.5, 1, 2, 4m の場合の衝突ハザード, 50m 地点
崩壊体積 12.8 万 m^3



(1)超過確率を一般軸で表した場合



(2)超過確率を対数軸で表した場合

図 3.5.1.1-3 粒度分布考慮の場合の体積に対応した半径 0.5, 1, 2, 4m の個別衝突ハザード, 50m 地点, 崩壊体積 12.8 万 m^3

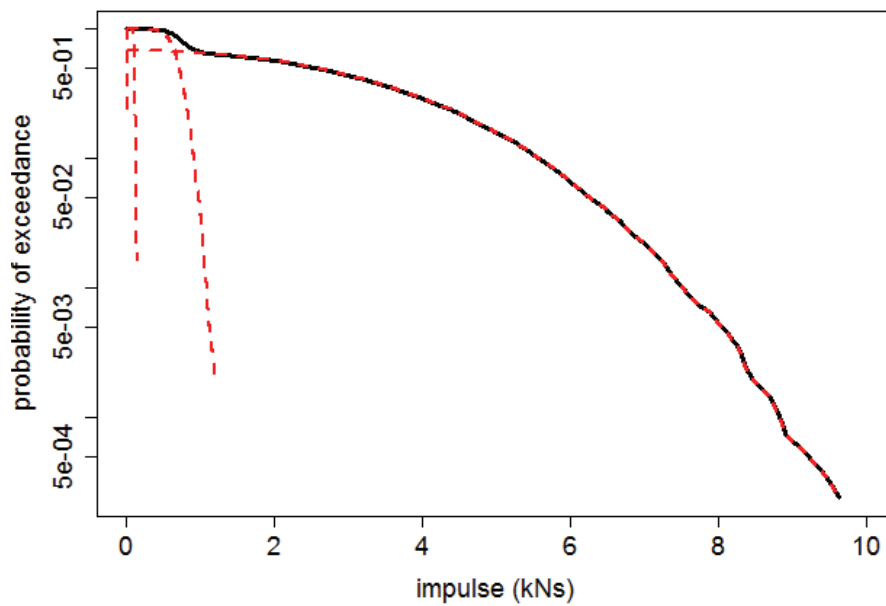


図 3.5.1.1-4 粒度の分布を仮定した場合の衝突ハザード, 50m 地点, 崩壊体積 12.8 万 m^3
赤破線: 各岩塊個別 (半径 0.5, 1, 2, 4m) の衝突ハザード
黒実線: トータルの衝突ハザード

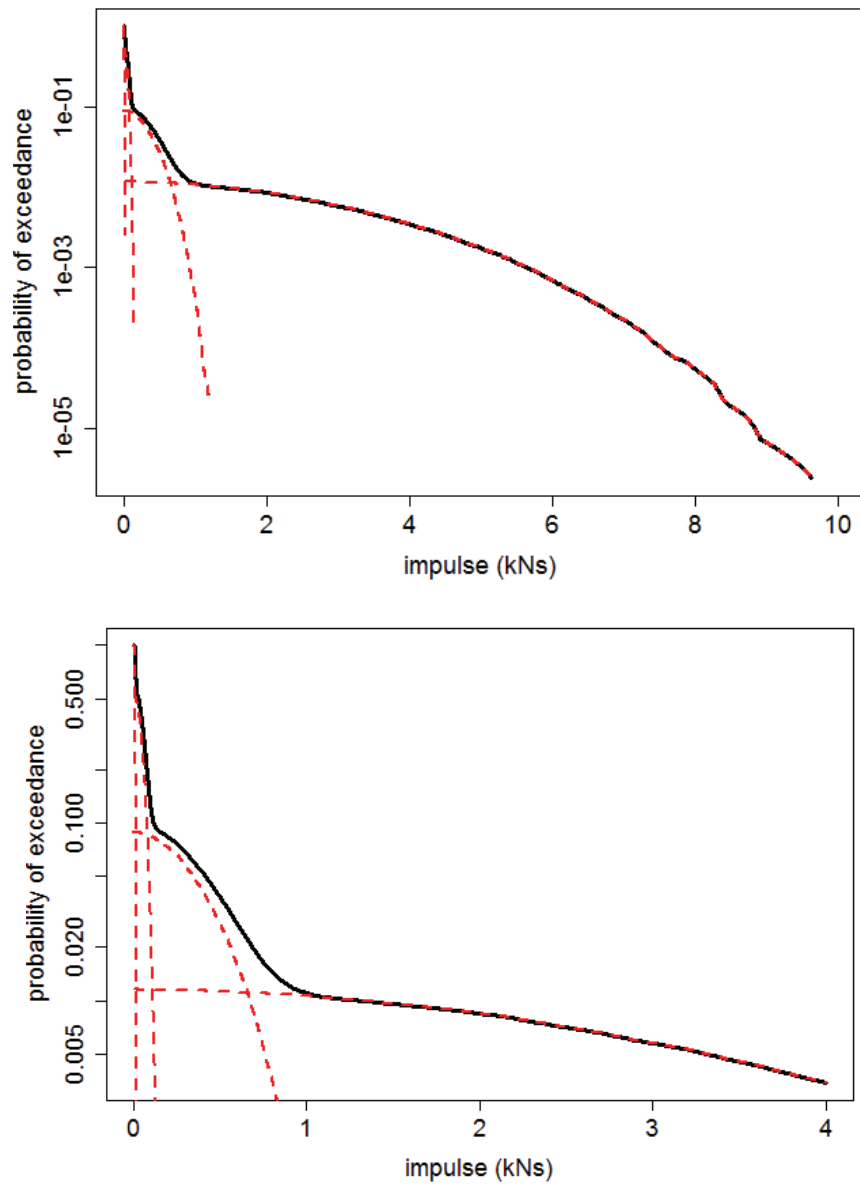


図 3.5.1.1-5 崩壊体積を 1/100(0.128 万 m^3)にした場合の衝突ハザード, 50m 地点
 下図は上図の 0-4kNs を拡大
 赤破線 : 各岩塊個別 (半径 0.5, 1, 2, 4m) の衝突ハザード
 黒実線 : トータルの衝突ハザード

3. 5. 1. 2 崩壊体積が地震動強度に依存する場合

入力地震動の強度レベルが大きくなると崩壊領域も大きくなる傾向がある．そのため，入力地震動レベルに応じた破壊領域を設定してフラジリティ評価を行う必要がある．モンテカルロシミュレーションから求めた斜面の安定限界に対するフラジリティ曲線 $F_{ui}(a)$ から，より大きな崩壊領域に対するフラジリティ曲線を推定する．本検討では地震危険度曲線（以下 SHC と記述する）の 10^{-5} や 10^{-6} に相当する地震動強度で崩壊領域を算定して，それらに対するフラジリティ曲線を設定する．それぞれ対数正規分布で表されるとして，その中央値は SHC の 10^{-5} や 10^{-6} に相当する地震動強度，対数標準偏差は安定限界に対するフラジリティ曲線 $F_{ui}(a)$ と同様とする．

崩壊領域（体積）に対応して表 3.5.1.2-1 に示すように条件付きの到達確率 P_{cr} や損傷確率 P_{cf} を算定することができる．これらの条件付き確率を用いて到達限界，損傷限界に関するフラジリティ曲線を次のように算定する．ここでは崩壊体積に関して 4 つのレベルを想定した．

到達限界

$$F_r(a) = \sum_{i=1}^3 (F_{ui}(a) - F_{ui+1}(a)) \frac{P_{cri} + P_{cri+1}}{2} + F_{u4}(a) P_{cr4} \quad (4)$$

損傷限界

$$F_f(a) = \sum_{i=1}^3 (F_{ui}(a) - F_{ui+1}(a)) \frac{P_{cfi} + P_{cfi+1}}{2} + F_{u4}(a) P_{cf4} \quad (5)$$

ここで， $F_{ui}(a)$: 斜面の安定限界のフラジリティー

$i=1$:崩壊体積小，2:崩壊体積中，3:崩壊体積大，4:崩壊体積上限

a : PGA（Peak Ground Acceleration，基盤最大加速度）

式の意味について図3.5.1.2-1を用いて説明する．図では崩壊体積が異なる4つの斜面安定限界のフラジリティ曲線を示している．図のように特定のPGAに注目して，5つの確率，a)崩壊が生じない確率，b)崩壊体積が1と2の間，c) 崩壊体積が2と3の間，d)崩壊体積が3と4の間，e)崩壊体積が4，に分けることができる．それぞれの崩壊体積に対応して条件付き確率が表3.5.1.2-1に示すように与えられれば上記の式でPGAに対応する条件付き確率が算定できることがわかる．

架空のデータを用いて上記算定法の考え方の説明を行う．架空モデルとして地震動強度と崩壊体積の関係について，表3.5.1.2-2のように斜面の安定限界に対するPGAが700gal，崩壊体積中が900gal，崩壊体積大が1400gal，崩壊体積の上限に至るのが3000galと仮定する．ここでは対数標準偏差を0.3とした．図3.5.1.2-1には上記4つの斜面の安定限界に関するフラジリティ曲線を示している．

一例として表3.5.1.2-2の崩壊体積に対応する条件付き確率を表3.5.1.2-3に示すように仮定する．以上の仮定のもとで損傷フラジリティ曲線を算定することができ，その結果を図3.5.1.2-2に示す．図中には斜面の安定限界（体積小）に対応するフラジリティや到

達に関するフラジリティも示している. 図中に示されているSHCに対して全確率を算定すると, 到達限界に対する確率は 2.3×10^{-3} , 損傷限界に対する確率は 2.1×10^{-4} となる.

表 3.5.1.2-1 地震動強度と崩壊体積

i	崩壊体積	条件付き確率	
		到 達	損 傷
1	小 (安定限界)	P_{cr1}	P_{cf1}
2	中	P_{cr2}	P_{cf2}
3	大	P_{cr3}	P_{cf3}
4	上限	P_{cr4}	P_{cf4}

表 3.5.1.2-2 例題に関する崩壊体積別のフラジリティ曲線の中央値

i	崩壊体積	加速度振幅 PGA
1	小 (安定限界)	700
2	中	900
3	大	1400
4	上限	3000

対数標準偏差 0.3

表 3.5.1.2-3 例題に関する地震動強度と崩壊体積

i	崩壊体積	条件付き確率	
		到 達	損 傷
1	小 (安定限界)	$P_{cr1}=0.1$	$P_{cf1}=0.01$
2	中	$P_{cr2}=0.2$	$P_{cf2}=0.02$
3	大	$P_{cr3}=0.8$	$P_{cf3}=0.05$
4	上限	$P_{cr4}=1.0$	$P_{cf4}=0.2$

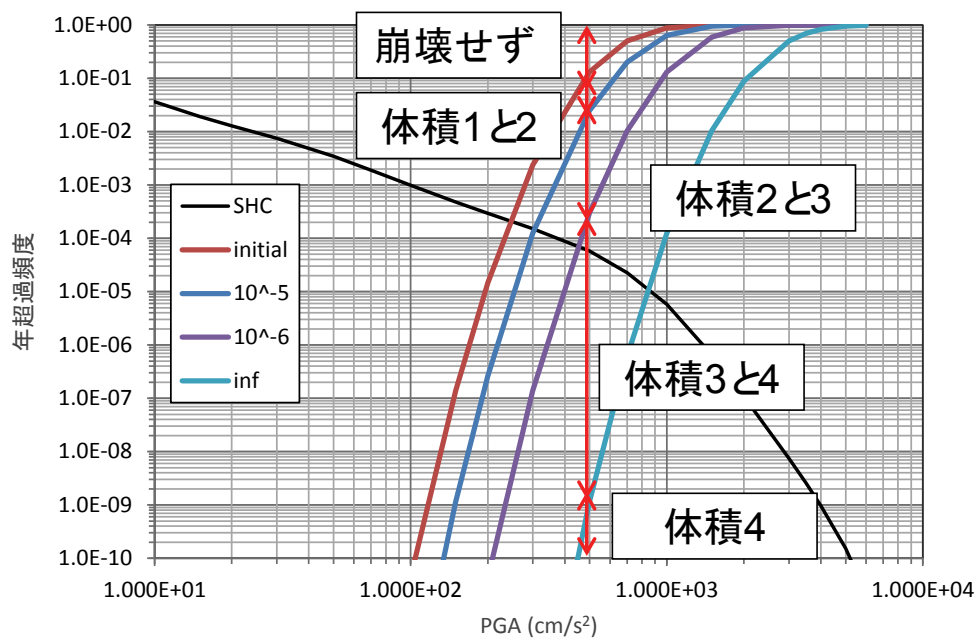


図 3.5.1.2-1 崩壊体積と対応するフラジリティ曲線

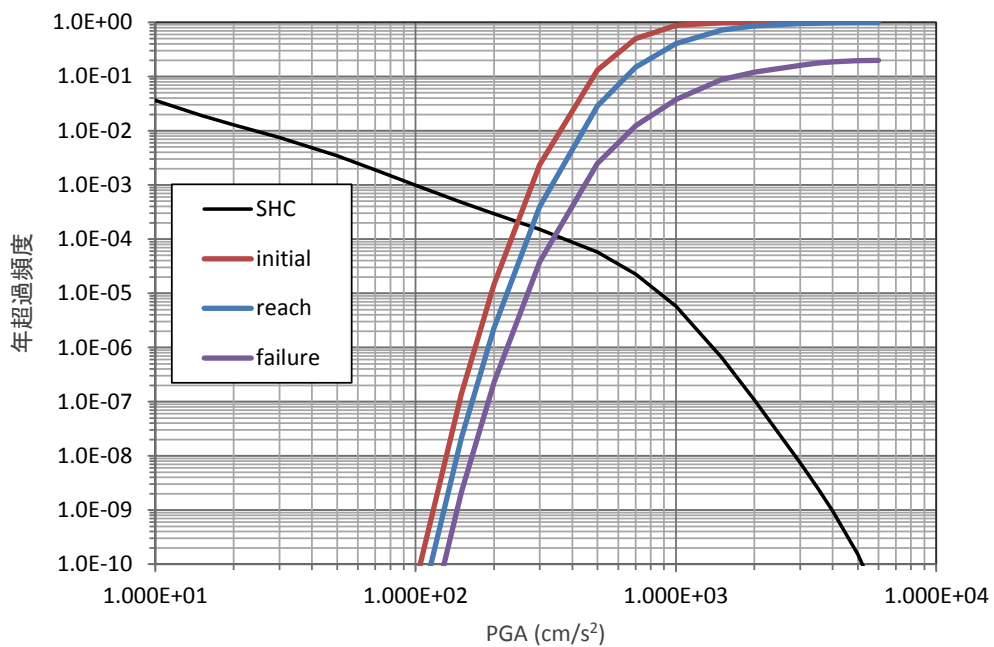


図 3.5.1.2-2 3つの限界状態に関するフラジリティの例示

3. 5. 2 各限界状態に対するフラジリティ及び限界状態確率

3. 5. 2. 1 地震動の大きさと崩壊体積、条件付き確率

4層モデルの場合の崩壊体積と地震動強度の関係を表3.5.2.1-1に示す。斜面の安定限界に対するPGAが433gal, 地震危険度曲線（以下SHCと記述する）の 10^{-5} に相当するのは961gal, 10^{-5} に相当するのは1670galであることからそれぞれの地震動振幅に対して安全率が1を下回るすべり土塊を包絡する領域の体積を求めてこれを崩壊体積とする。単一粒径の場合の有効崩壊体積はそれに球の最密充填した場合の0.74を乗じた体積とする。粒径分布を考える場合は後述するように仮定する。なお3層モデルの場合の斜面の安定限界に対するPGAは856galである。詳しくは3.2.1を参照されたい。要点を以下に示す。

【3層モデル】

すべり土塊 031：限界加速度 797Gal, 崩壊体積 1,207,000 m³

すべり土塊 032： 10^{-5} 波 961Gal, 崩壊体積 4,892,000 m³

すべり土塊 033： 10^{-6} 波 1670Gal, 崩壊体積 14,712,000 m³

【4層モデル】

すべり土塊 041：限界加速度 433Gal, 崩壊体積 128,000 m³

すべり土塊 042： 10^{-5} 波 961Gal, 崩壊体積 4,892,000 m³

すべり土塊 043： 10^{-6} 波 1670Gal, 崩壊体積 16,529,000 m³

注意) すべり土塊042はCL級下端を通るのが3層モデルと同一であることから、崩壊体積を同じとした。すべり土塊043は3層モデルの場合よりも、若干深く通ることから、改めて体積を算出した。

本報告では4層モデルを対象に検討を行う。上記の4層モデルの限界加速度に対応するすべり土塊041に対して不確定要因を考慮して安定限界に対するフラジリティ曲線を算定した。フラジリティ曲線は対数正規分布に対応するとして、表3.5.2.1-1に安定限界のフラジリティの中央値と崩壊体積を示す。対数標準変数は0.578である。詳しくは3.2.1を参照されたい。この条件に基づき、50m地点の到達と損傷に関する条件付き確率を算定する。力積に関する耐力については別途検討した通り、表3.5.2.1-2のような対数正規分布で表されると仮定する。ここではせん断を対象に検討する。

崩壊体積128,000 m³（限界加速度 433Galに対応）に対して図3.5.1.1-3に示す粒度分布を仮定して、50m地点の衝突ハザードを算定した結果を、構造物AとBとの力積に対するフラジリティとともに図3.5.2.1-1に示す。同様に崩壊体積 4,892,000 m³に対して計算した結果を図3.5.2.1-2に示す。さらに100m地点についても同様に算定した結果を図3.5.2.1-3, 4に示す。これらの衝突ハザードと力積に対するフラジリティ（せん断）から損傷に対する条件付き確率を算定して表5.2.1-3に示す。

表 3.5.2.1-1 安定限界のフラジリティと対応する崩壊体積 4 層モデル

	中央値	崩壊体積 m^3
安定限界	508	128,406
SHC の 10^{-5} レベル	961	4,892,000
SHC の 10^{-6} レベル	1670	16,529,000
崩壊体積の上限 (10^{-8})	5000	16,529,000

(注) SHC: seismic hazard curve (地震危険度曲線), 対数標準偏差 0.597

表 3.5.2.1-2 力積に対するフラジリティ (再掲)

(1) 構造物 A

	曲げ小	曲げ中	曲げ大	曲げ甚大	せん断
中央値 [kg]	42380.54458	223119.0649	392992.3155	394177.6929	31730.86227
対数平均値	10.65444468	12.31546083	12.88154534	12.88455708	10.36504506
対数標準偏差	0.362641331	0.303379455	0.275162714	0.274812491	0.548728522

(2) 構造物 B

	曲げ小	曲げ中	曲げ大	曲げ甚大	せん断
中央値 [kg]	1225.28178	11755.00657	22017.13913	22076.87126	1719.480411
対数平均値	7.110926121	9.37203452	9.99957648	10.00228579	7.449777438
対数標準偏差	0.31496509	0.309690531	0.287845043	0.287656568	0.551233215

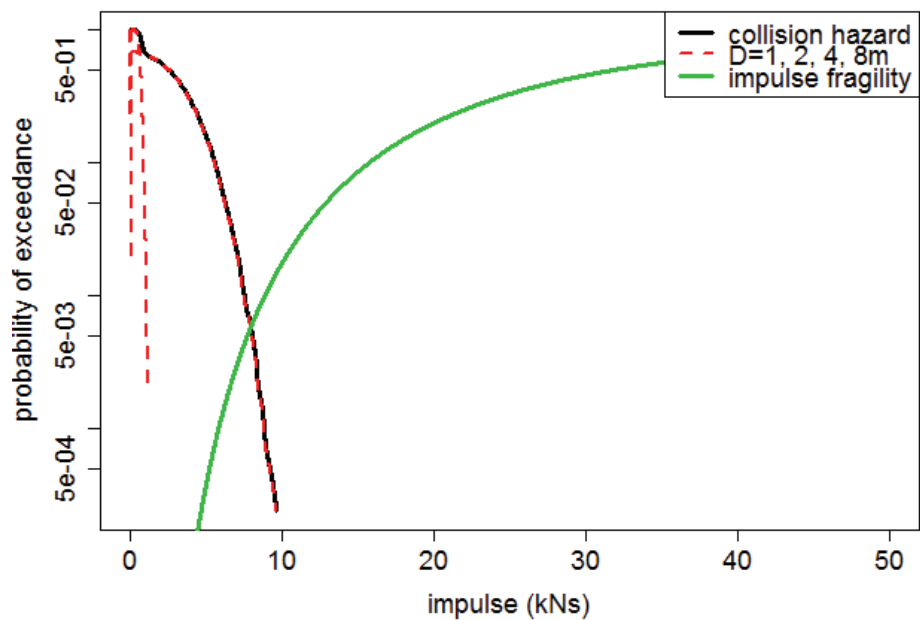
表 3.5.2.1-3 崩壊時の条件付き確率

(1) 50m 地点

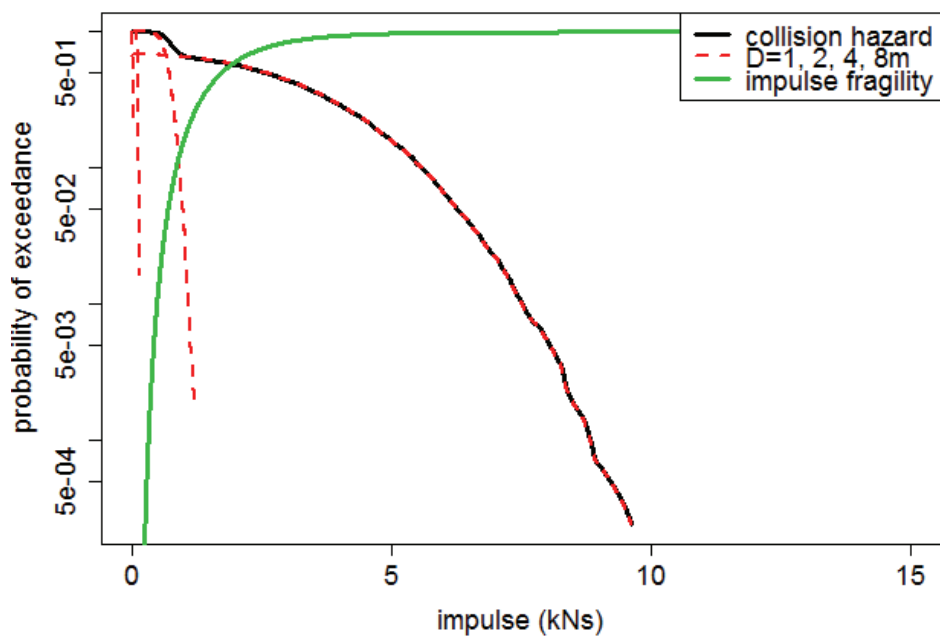
i	加速度振幅 PGA	到達	構造物 A 損傷	構造物 B 損傷
1	433	1.0	2.9×10^{-4}	0.57
2	961	1.0	4.0×10^{-3}	0.99
3	1670	1.0	6.5×10^{-3}	1.0
4	5000	1.0	6.5×10^{-3}	1.0

(2) 100m 地点

i	加速度振幅 PGA	到達	構造物 A 損傷	構造物 B 損傷
1	433	0.11	5.7×10^{-8}	1.6×10^{-4}
2	961	0.989	2.2×10^{-6}	6.2×10^{-3}
3	1670	1.0	7.4×10^{-6}	2.1×10^{-2}
4	5000	1.0	7.4×10^{-6}	2.1×10^{-2}

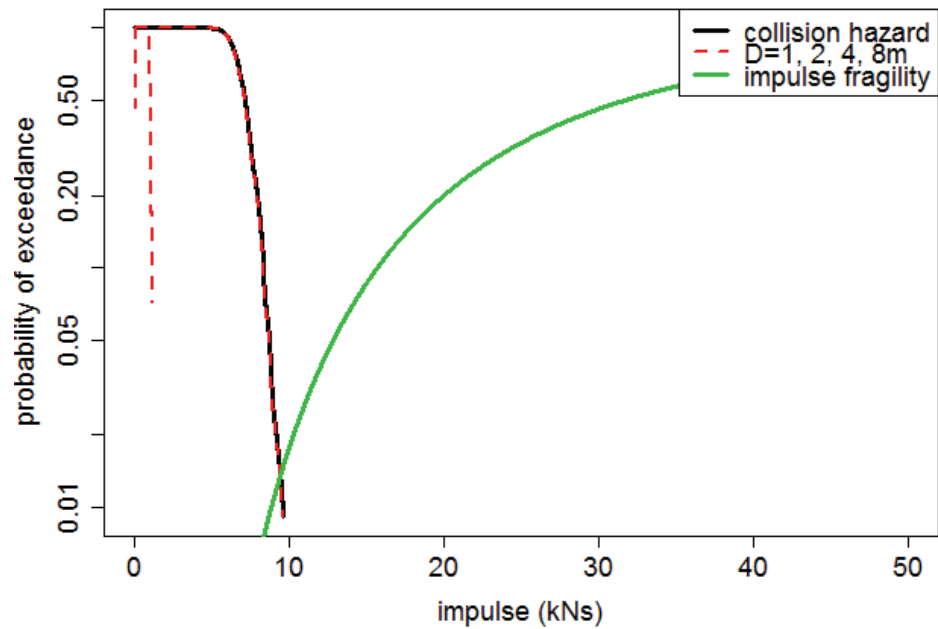


(1) 構造物 A

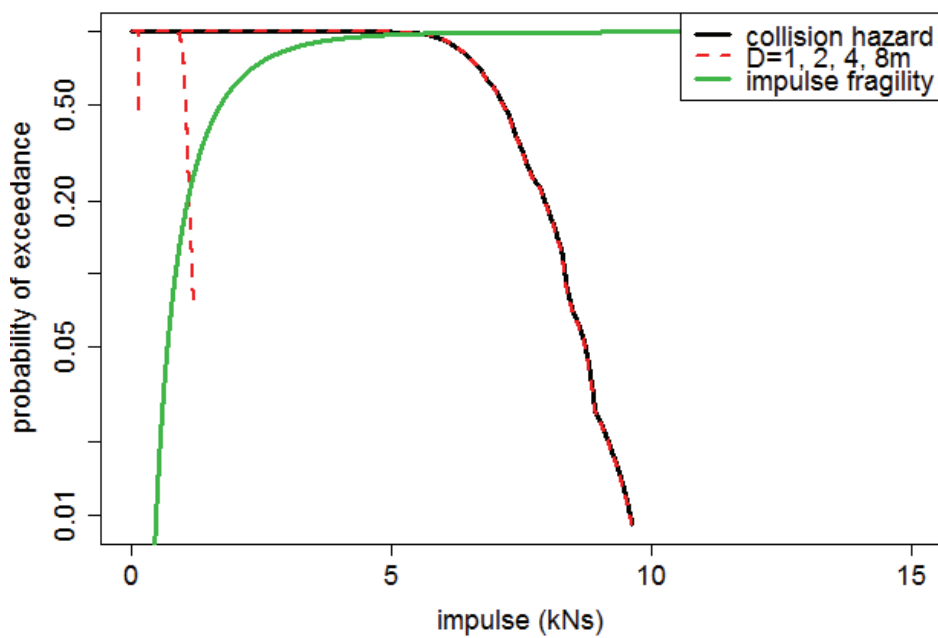


(2) 構造物 B

図 3.5.2.1-1 力積に対する fragility 曲線と衝突ハザード
50m 地点，崩壊体積 $128,406\text{m}^3$ ，粒度分布考慮（直径 1,2,4,8m）

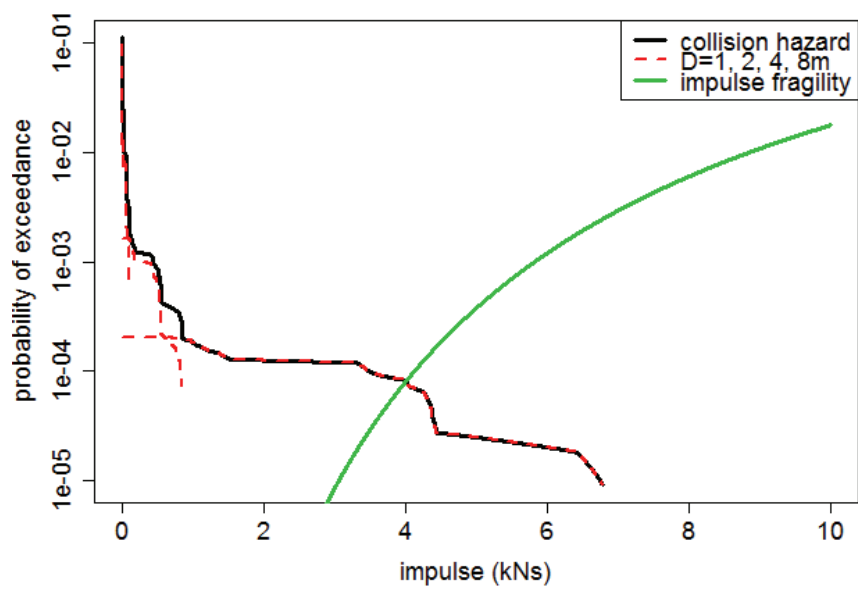


(1) 構造物 A

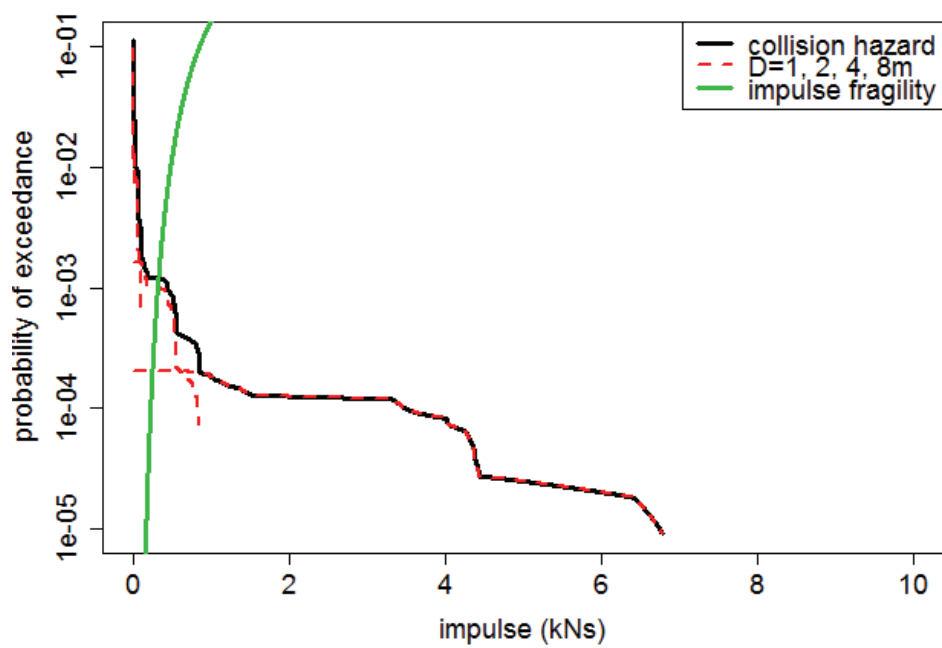


(2) 構造物 B

図 3.5.2.1-2 力積に対する fragility 曲線と衝突ハザード
50m 地点，崩壊体積 4,892,000m³，粒度分布考慮（直径 1,2,4,8m）

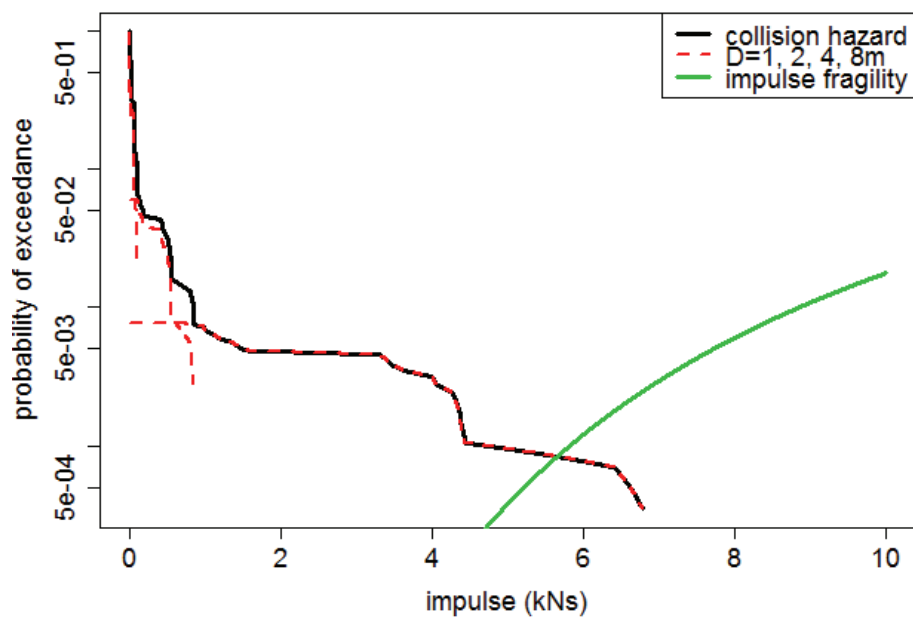


(1) 構造物 A

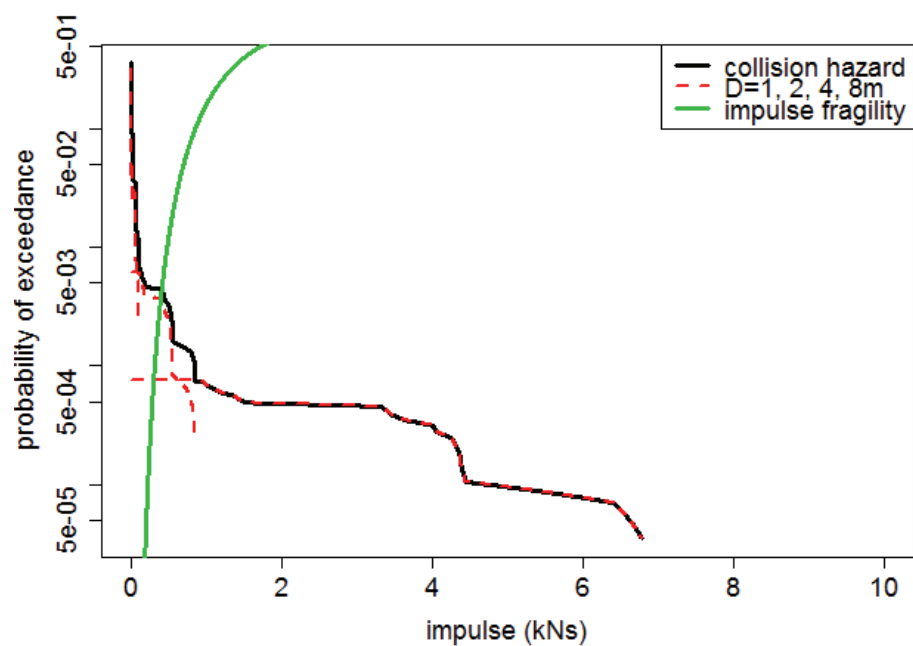


(2) 構造物 B

図 3.5.2.1-3 力積に対するフラジリティ曲線と衝突ハザード
100m 地点，崩壊体積 $128,406\text{m}^3$ ，粒度分布考慮（直径 1,2,4,8m）



(1) 構造物 A



(2) 構造物 B

図 3.5.2.1-4 力積に対する fragility 曲線と衝突ハザード
100m 地点，崩壊体積 $4,892,000m^3$ ，粒度分布考慮（直径 1,2,4,8m）

3. 5. 2. 2 各種フラジリティーと限界状態確率

5.1.2 で述べたように斜面の安定限界に対するフラジリティー曲線 $F_{u1}(a)$ から、より大きな崩壊領域に対する安定限界のフラジリティー曲線を推定する。それぞれ対数正規分布で表されるとして SHC の 10^{-5} や 10^{-6} に対応する PGA (Peak Ground Acceleration, 基盤最大加速度) を中央値, その標準偏差は安定限界に対するフラジリティー曲線 $F_{u1}(a)$ と同様とする。

到達限界や損傷限界に対する算定式を再掲する。

到達限界

$$F_r(a) = \sum_{i=1}^3 (F_{ui}(a) - F_{ui+1}(a)) \frac{P_{cri} + P_{cri+1}}{2} + F_{u4}(a) P_{cr4} \quad (6)$$

損傷限界

$$F_f(a) = \sum_{i=1}^3 (F_{ui}(a) - F_{ui+1}(a)) \frac{P_{cfi} + P_{cfi+1}}{2} + F_{u4}(a) P_{cf4} \quad (7)$$

ここで, $F_{u1}(a)$: 斜面の安定限界の損傷度曲線

$F_{u2}(a)$: 10^{-5} に対応したすべり線の損傷度曲線

$F_{u3}(a)$: 10^{-6} に対応したすべり線の損傷度曲線

$F_{u4}(a)$: 十分大きなすべり線の損傷度曲線

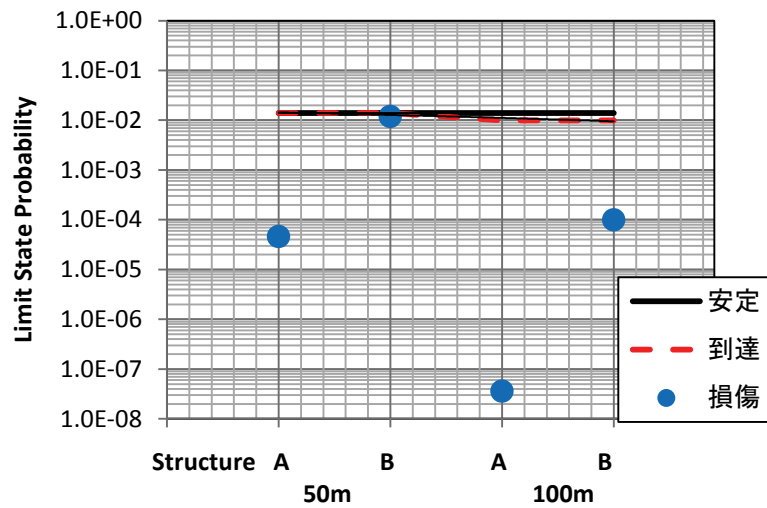
a : PGA (Peak Ground Acceleration, 基盤最大加速度)

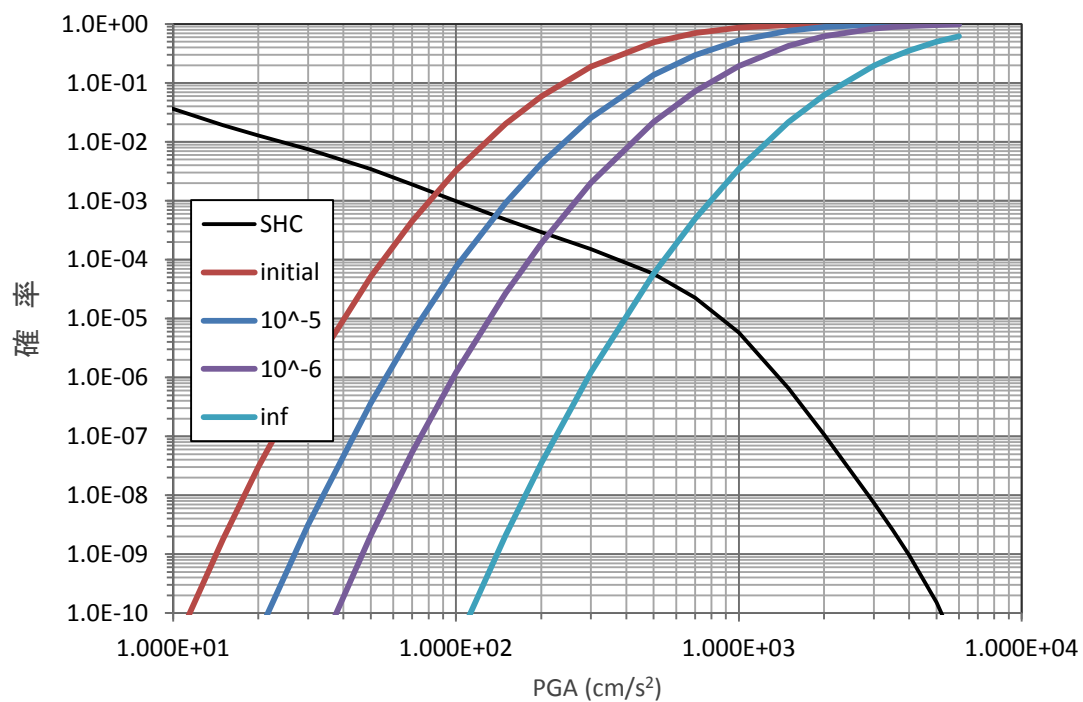
表3.5.2.1-1に示した4つ崩壊体積に対応した斜面の安定限界のフラジリティーを図3.5.2.2-1に示す。以上の準備のもと, 3つの限界状態に対するフラジリティー及び限界状態確率を算定した。図3.5.2.2-2, 図3.5.2.2-3に50m地点の構造物A及びBについての安定, 到達, 損傷(図中ではinitial, reach, failure)の3種類のフラジリティーを示す。50m地点では安定限界と到達は完全に一致している。構造物Aは到達しても損傷の確率は低くなっている。同様にして図3.5.2.2-4, 図3.5.2.2-5に100m地点の構造物A及びBについての3種類のフラジリティーを示す。100m地点では安定限界と到達限界に多少の差が生じていることがわかる。

これらのフラジリティーと地震危険度曲線から3種類の限界状態確率を算定することができる。その結果を表3.5.2.2-1に示す。

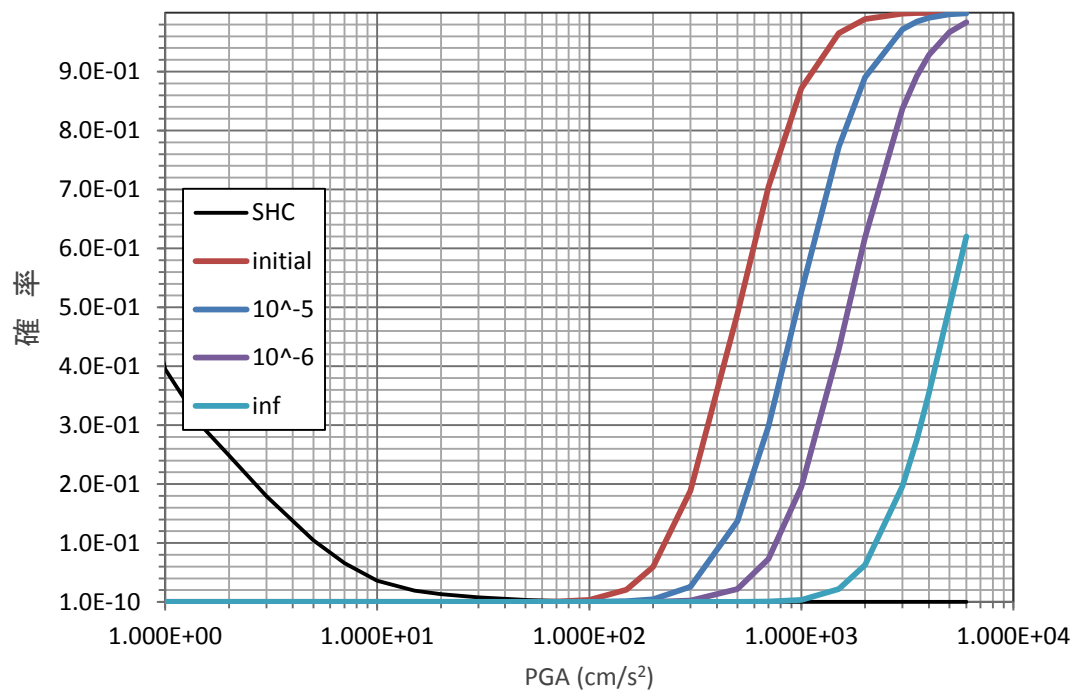
表 3.5.2.2-1 3つの限界状態に対する確率 4層モデル

	50m		100m	
	A	B	A	B
損傷	4.6×10^{-5}	1.2×10^{-2}	3.6×10^{-8}	1.0×10^{-4}
到達	1.4×10^{-2}		9.9×10^{-3}	
安定（斜面）	1.4×10^{-2}			



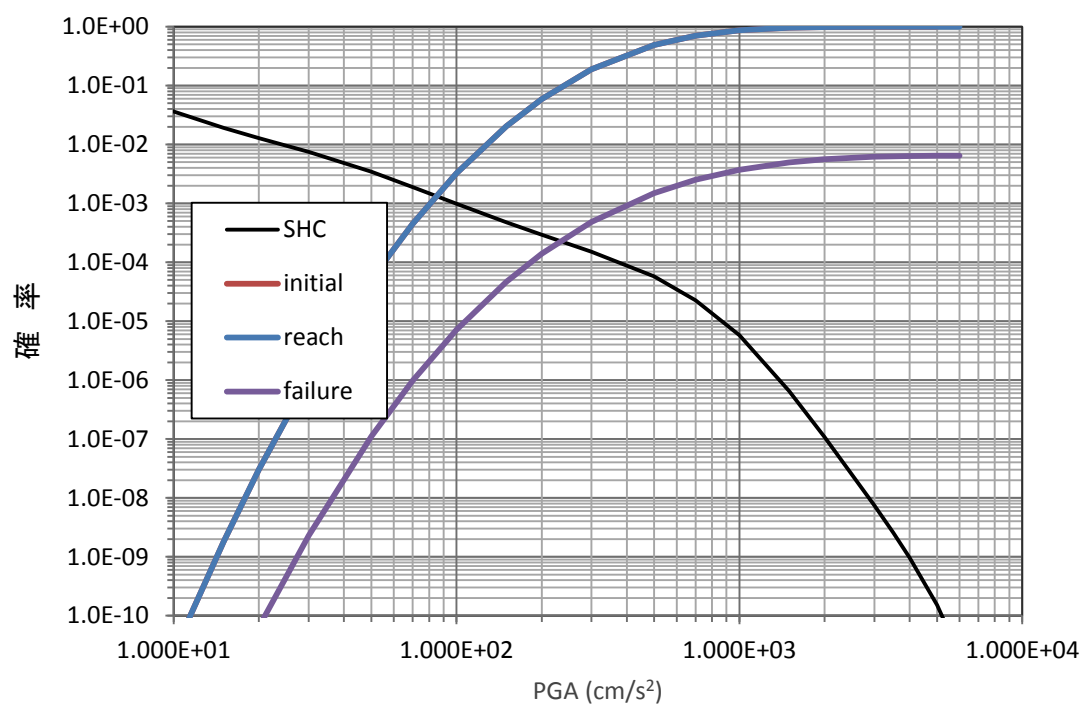


(1) 対数軸

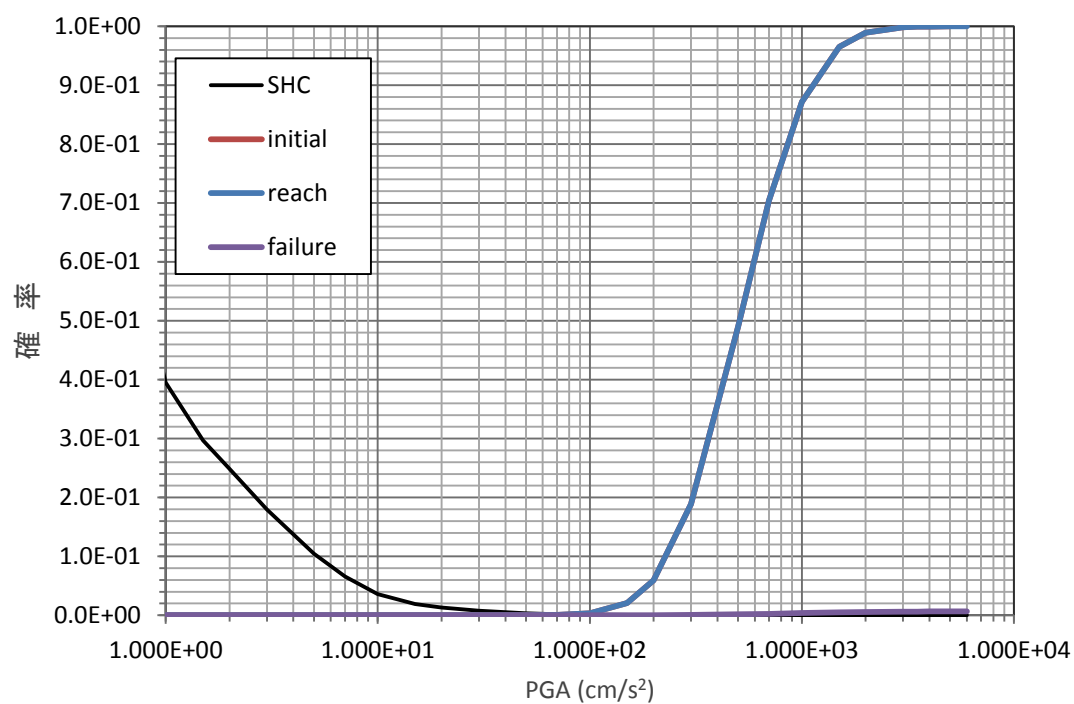


(2) 一般軸

図 3.5.2.2-1 4 つ崩壊体積に対応した安定限界のフラジリティ

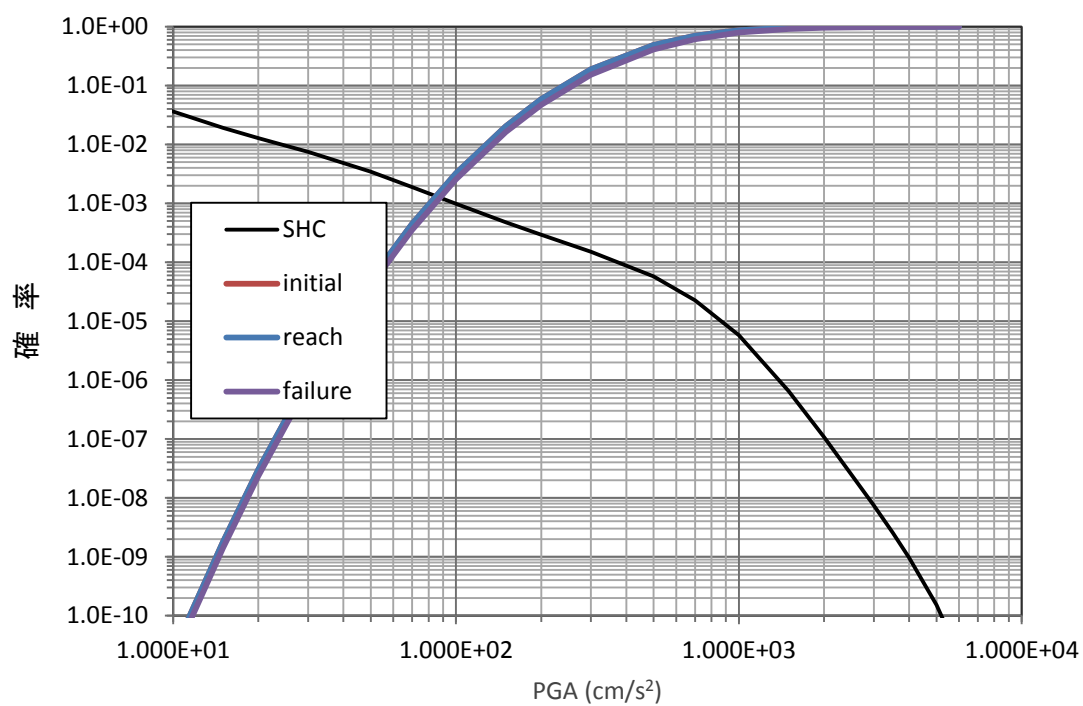


(1) 対数軸

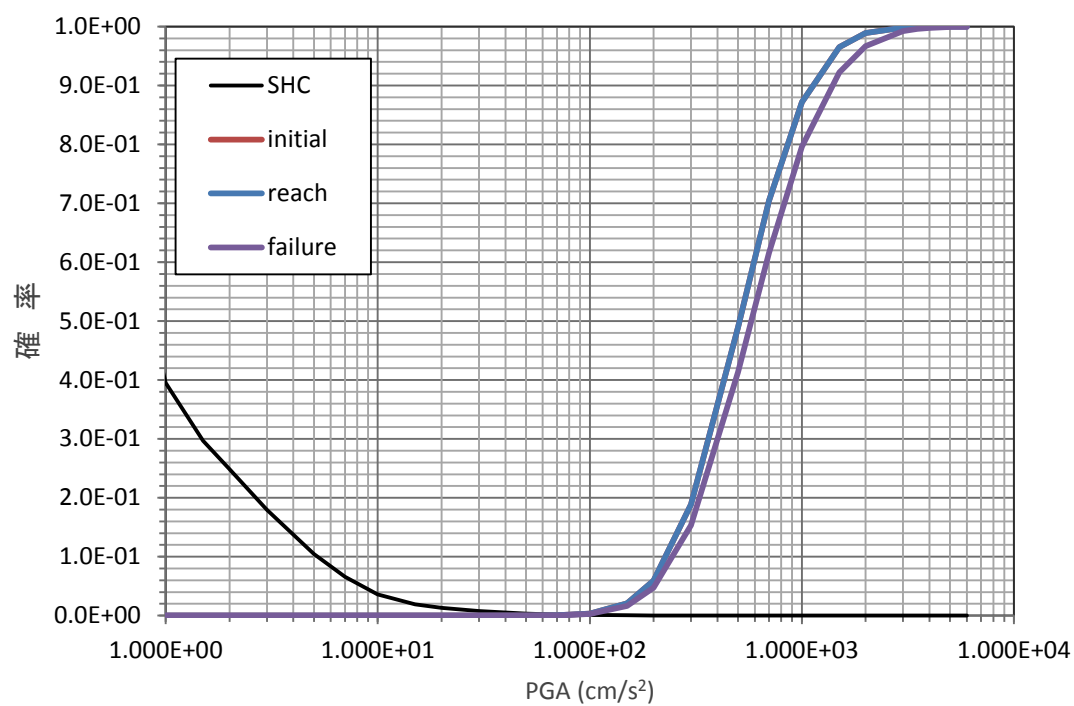


(2) 一般軸

図 3.5.2.2-2 安定 (initial), 到達(reach), 損傷(failure)の fragility
50m 地点 構造物 A, 安定限界(initial)と到達は完全に一致

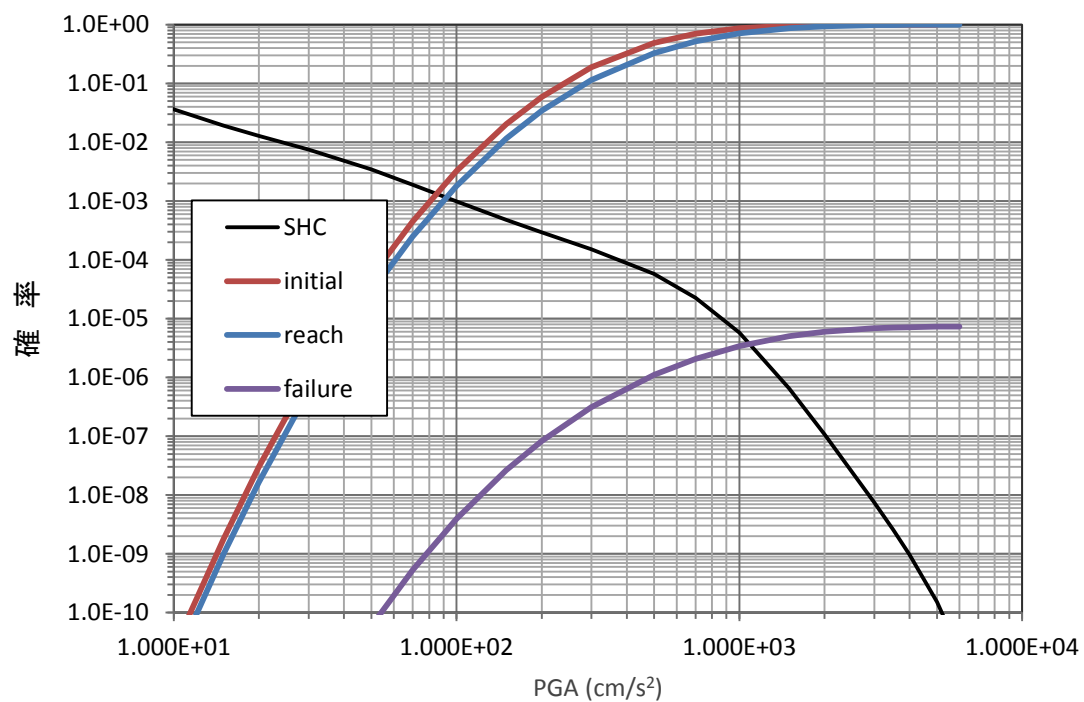


(1) 対数軸

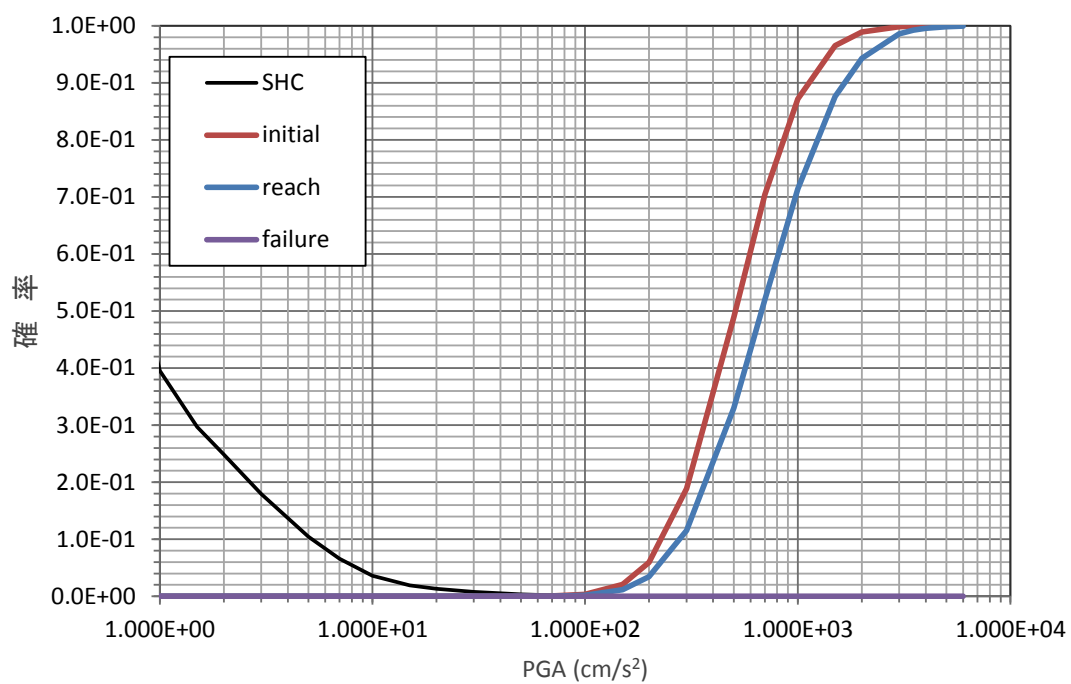


(2) 一般軸

図 3.5.2.2-3 到達, 損傷の fragility 50m 地点 構造物 B

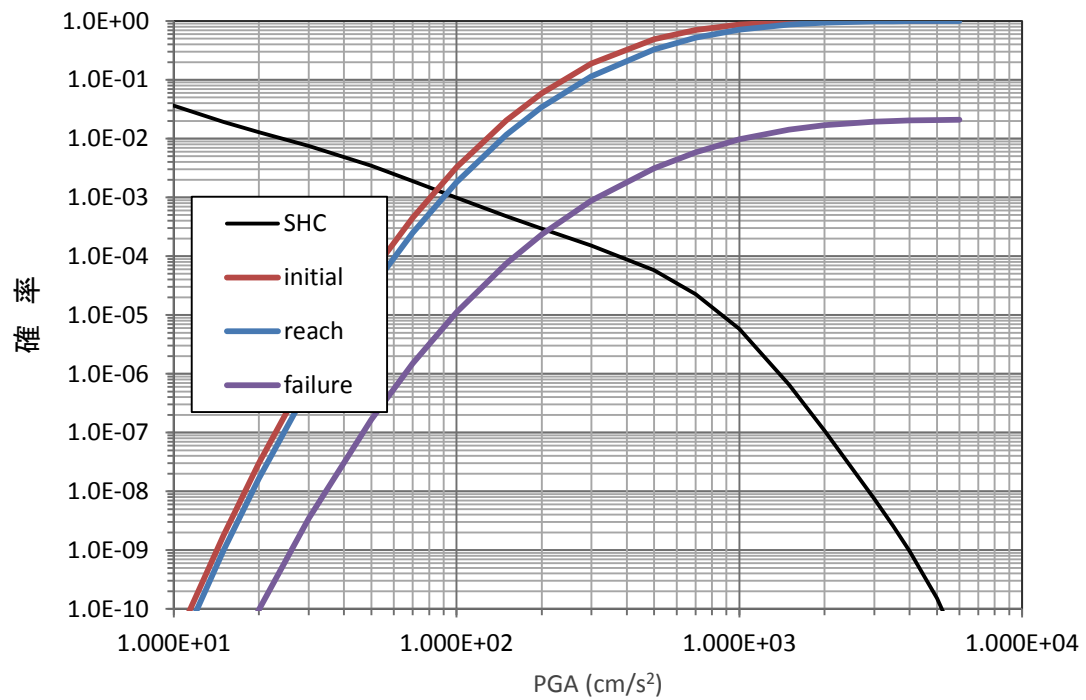


(1) 対数軸

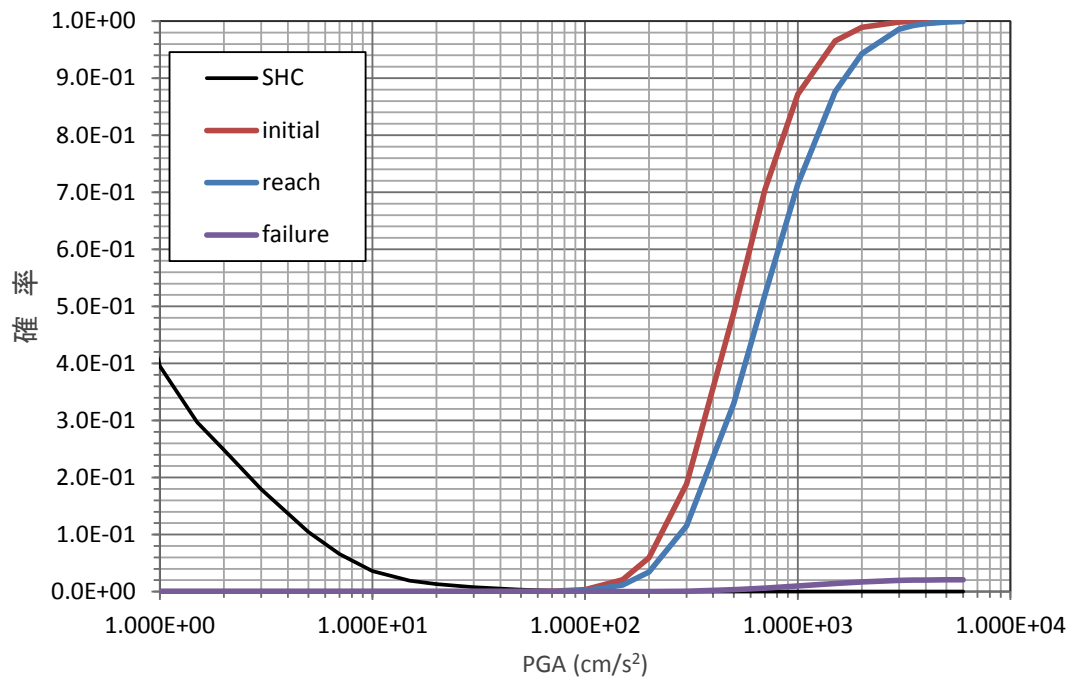


(2) 一般軸

図 3.5.2.2-4 到達(reach), 損傷(failure)の fragility 100m 地点 構造物 A



(1) 対数軸



(2) 一般軸

図 3.5.2.2-5 到達、損傷の fragility 100m 地点 構造物 B

第4章 結論

4. 1 主な成果

本事業では、地震に起因した斜面崩壊に伴う原子力発電施設への影響評価手法の一つである確率論的なリスク評価に資するため、昨年度までに構築した手法をもとに、斜面崩壊の影響に応じた限界状態とそれに対するフラジリティ評価の基本方針と検討手順、その手法を用いた適用事例について示した。以下にそれらに関する主要な成果をまとめて示す。

フラジリティ評価の基本方針として、まず安定限界、到達限界および損傷限界の3つの限界状態の定義を実施した。地震により斜面崩壊が原子力発電施設の機能喪失に至る状態として、①地震動により斜面崩壊が生じる状態、②崩壊土塊が原子炉建屋や屋外の重要機器や設備に到達する状態、また対象施設に堆積する状態、③施設に到達した崩壊土塊の衝撃作用により施設が機能喪失に至る損傷が生じる状態の3つの状態が考えられる。ここで、①は従来から考慮されてきた間接的な損傷限界であり安定限界と定義した。②は、斜面崩壊後、崩壊した土砂、土塊・岩塊の施設への到達限界、③は土砂、土塊・岩塊の衝突による施設の直接的な損傷限界と定義した。

評価の手順として、まず斜面の崩壊形態として滑落型崩壊、また滑動型崩壊のいずれかを適切に評価することが必要であること、滑落型崩壊が生じる斜面に対する影響評価は現状の評価体系を拡張し、安定限界から順に限界状態ごとに評価することを示した。さらに、各限界状態を評価する上で、斜面内に崩壊が生じる領域の評価が必要となる。まず、安定限界に対する崩壊領域は、崩壊が始まると考えられる最小の地震動強さ(限界地震動強さ)で不安定になる領域と定義する。次に、斜面崩壊後の到達限界、さらに損傷限界を評価するための崩壊土塊量を設定する上で必要な崩壊領域は、地震動の作用に起因して崩壊する全領域とする。

評価事例として、安定限界については、旧(独)原子力安全基盤機構にて平成20年度から実施された一連の実験を踏まえ、斜面の破壊形態を含めた成果を踏まえて対象となる崩壊形態を設定し、既往の資料より3層、4層の斜面モデルおよび材料モデルも設定し、フラジリティ曲線を求めにも評価事例を示した。その際、現行体系で示されている等価線形化法により地盤の非線形性を考慮した地震応答解析法を用い、評価指標を力の釣り合いに基づくすべり安全率とし、2点推定法による簡易法、モンテカルロ法による詳細法によりフラジリティ曲線を求め、比較を行った。また、到着・損傷限界に関するフラジリティ評価に必要な崩壊領域は、限界地震動強さ以上のフラジリティ評価用地震動に対して設定した。2つの強度特性を無相関として簡易法により求めたフラジリティ曲線は詳細法による曲線と同程度となった。対象斜面モデルの非線形性に対する影響を等価線形法で評価し、その影響が限られた層に限定されることもあり、簡易法は詳細法と同程度になったものと考えられる。非線形有限要素解析、粒子法(MPM)による詳細な検討では、崩壊領域やフラジリティ評価などに差異が認められている。

到達限界では、安定限界により設定した崩壊領域上の土塊や岩塊が自重によりすべて崩壊するという条件下で、平成28年度までに示した岩塊群の滑落を個別の岩塊の影響として捉える質点解析、簡易DEMモデルによる解析手法を適用性し、到達限界に関するフラジリティ曲線の評価事例を示した。評価指標は、損傷限界の評価も勘案し土塊の対象位置への到達速度とする。評価事例では、質点解析により岩塊の転動解析を実施した。岩塊の到達速度とそれを超える岩塊の割合(超過確率)との関係(到達ハザード)より、限界値を0m/sとすると

各崩壊領域の条件付き到達確率は 1.0 となった。この各崩壊領域に対する条件付き到達確率と崩壊領域に応じた崩壊確率との関係より、ある PGA に対する到達確率を求める手法を提案し、PGA と到達確率の関係であるフラジリティ曲線が得られた。各崩壊領域の条件付き到達確率は 1.0 であることから、そのフラジリティ曲線と到達確率は安定限界と同じとなった。

本報告では、土塊また岩塊群としての挙動と衝撃作用の評価方法、さらに堆積による影響の評価の考え方は示しているものの、群としての到達に関するフラジリティ曲線の評価事例は示していない。しかし、平成 25 年度に実施した土砂滑落実験の簡易 DEM モデルや粒子法(MPM)による滑落解析より、それら手法の適用性を明らかにした。

損傷限界では、鉄筋コンクリート製部材を対象として、岩塊の衝突による損傷確率の評価の考え方と事例を示した。ここでは平成 25 年度から平成 27 年度まで原子力規制庁が実施した岩塊模型の自由落下実験の成果など踏まえた力積と運動量の関係、衝撃荷重と運動量の関係を活用している点が大きな特徴である。構造部材の耐力評価、特に押し抜きせん断耐力の評価などはまだ課題あるものの、保守的な作用・構造条件の下で 2 つの異なる部材に岩塊が衝突した際の損傷を具体的に評価したという意味で有用と考えられる。また、ここでも崩壊領域に応じた条件付き損傷確率より、到達限界と同じ考え方をを用いることにより、PGA と損傷確率の関係である損傷限界に対するフラジリティ曲線、および崩壊確率を求め、構造条件に違いによる損傷確率の差異を示した。

最後に、本報告では、課題はあるものの、世界に先駆け系統的に安定限界、到達限界および損傷限界に対するフラジリティ曲線の評価手法と評価事例を示した。これは工学的にも特筆すべきことである。

4. 2 検討条件や適用範囲の整理

地震に起因した斜面崩壊が原子力発電施設に及ぼす影響に関する評価を実施する上での検討条件、および検討に用いる解析手法の適用範囲について整理し、以下に示す。実斜面への適用に際して、適切な配慮が必要である。

4. 2. 1 安定限界について

安定限界に対するフラジリティ曲線の検討は以下の条件で実施した。

- ・ 崩壊領域の基本となるすべり面の同定、フラジリティ曲線の評価は 2 次元断面で実施
- ・ 崩壊領域はすべり面位置が最下端となる球面を仮定
→崩壊領域は斜面の地表面や地層の 3 次元形状を踏まえて設定することが必要
- ・ 材料特性の不確実さとして、簡易法は強度特性（内部摩擦角、粘着力）、詳細法は初期剛性および強度特性を考慮。さらに、それら特性は相関性がないと仮定。

次に、解析手法の適用範囲について示す。ここで用いた解析法は、①等価線形化法により地盤材料の非線形性を考慮した地震応答解析法、時間や作用とともに地盤材料特性が変化する状態を考慮できる非線形構成モデルを用いた②非線形地震応答解析、②に加え滑落に至る崩壊挙動も求められる③粒子法(MPM)の 3 つである。

ここで、①は JEAG や地震 PRA 標準などにも評価事例が示されている手法である。対象斜面に明瞭な不連続面などが存在し、崩壊領域が特定される場合、強非線形応答の影響が顕著に現れない地盤などへの適用性を有している。

②の手法は、地盤材料のポストピークを含む強非線形応答が評価できることから、崩壊領域の特定が困難な斜面への適用性を有している。また、不連続面の明瞭な斜面においても、ひずみ、変形状態から安定限界を超えた状態に至っているか否かの評価が可能である。

③の手法は②の手法に加え、すべり面の形成から滑動、崩壊に至る挙動を評価できる。ただし、②、③の手法では、構成モデルのパラメータを適切に設定するため、対象斜面の地盤またそれに類似の地盤材料の応力-ひずみ関係などの情報を有していることが解析結果の信頼性向上のために重要となる。

4. 2. 2 到達限界について

到達限界に対するフラジリティ曲線の検討は以下の条件で実施した。

- ・ 崩壊領域内の土塊・岩塊が自重によりすべて滑落
- ・ 対象施設の幅は無限
- ・ 崩壊領域内の構成材料は岩塊が卓越し、以下の仮定の下で転動解析を実施
 - ① 岩塊は直径 1, 2, 4, 8m の球体
 - ② 粒径分としてそれらが均等に含まれる
 - ③ 群としての到達より個々の転動による到達距離が大きい

次に、解析手法の適用範囲として、その特徴について示す。岩塊の転動解析には質点解析、簡易 DEM モデル、土塊、岩塊群の滑動解析には簡易 DEM モデル、粒子法 (MPM) を用いた。

質点解析法には反発係数の取り扱いに関するモデルなどで様々な手法がある。ここで用いた質点解析法は、斜面の転動過程で反発係数の非線形性を考慮し、応答速度が一定値以上とならない非線形モデルを用い、鉛直・水平方向の反発係数を独立したモデルを用いている。反発係数については、国内外の実験データをまとめた結果として落石便覧に示された値を用いることができるものの、実験などを実施し周辺環境に応じた値を適切に設定することが望ましい。さらに、質点解析法は、質点間の相互作用を考慮していないので、群としての挙動解析には適用できないという欠点を有している。しかし、質点解析法は、計算時間が短いことから、モンテカルロ法により反発係数などの不確実さを考慮した岩塊の転動解析を実施し、到達ハザード、衝突ハザードを簡易に求めることができるという、大きな特徴を有している。

簡易 DEM モデルは、斜面や底面に滑落する岩塊と同粒径の球体を配置し、底面への衝突位置に応じた反発後の挙動の不確実さに配慮した手法である。質点解析と同様に反発係数をパラメータとしているが、反発係数の水平・鉛直成分を実験などの計測情報に合わせることは困難である。反発係数の設定については、質点解析と同様である。また、簡易 DEM モデルは岩塊間の相互作用を考慮でき、群としての挙動を直接考慮できる特徴を有している。

滑落挙動解析による堆積量の評価では、パラメータの取りうる範囲内でパラスタを行い、評価値が最大となるものを採用することを提案している。しかし、衝撃荷重の評価には、摩擦系パラメータを小さくとる必要があり、堆積量の評価時のパラメータを用いると、安全側の評価とならない可能性を有している。

粒子法(MPM)は群として土塊や岩塊の滑落挙動解析が実施できる。土塊や岩塊の材料特性として強度や変形の非線形性を考慮でき、底面摩擦が重要なパラメータである。その底面摩擦については、地すべりなどの既往の事例についてまとめられており、その情報を活用することができる。

4. 2. 3 損傷限界について

損傷限界に対するフラジリティ曲線の検討は以下の条件で実施した。

- ・ 検討対象は RC 版
- ・ 衝撃作用による RC 版の損傷モードは曲げ破壊、押し抜きせん断破壊を仮定
- ・ 衝撃作用として既往の岩塊模型の自由落下実験より得られた力積と運動量、最大衝撃荷重と運動量の関係を活用。

4. 3 今後の課題

3つの限界状態に対するフラジリティ曲線の評価事例を通じた今後の課題を以下に示す。

まず、安定限界については、その力の釣り合いによる手法の限界は認めつつ、それに換わる手法がまだ構築されたとはいえない。評価事例の斜面モデルは、大部分が線形材料から構成される硬岩斜面を対象としたため、簡易法と詳細法の相違が明示されにくい問題設定であった。以下の点にも配慮した事例の追加検討が必要と考えられる。

- ・ 軟岩斜面や弱層部を通るすべり線を対象とするなど、非線形材料を対象とした評価を実施する必要があると考えられる。
- ・ 入力地震動のばらつきも考慮した評価を実施すべき必要があると考えられる。

さらに、非線形有限要素解析、粒子法(MPM)による詳細な検討では、崩壊領域やフラジリティ評価などに差異が認められている。力の釣り合いに基づいた手法はそれ自体に一定の完成度が認められるものの、強非線形領域における安定限界への適用には地盤材料特性の非線形性の取り扱いを含めて課題が多い。最近の地震被災に応じた設計用基準地震動の増大を鑑みた場合、地震 PRA（フラジリティ曲線評価）への非線形有限要素解析や粒子法(MPM)などの活用を含めて地震応答解析手法について再考する時期にあるものと考えられる。

次に、到達限界については、それ自体を間接的な機能喪失限界とみなすという考え方と、それ自体は施設や設備に対する衝突のハザードとして捉えるという考え方もあり、その必要性については施設の条件や事故シナリオなどとの対応も含めた今後の分析が必要である。さらに、施設や設備への影響は斜面形状や斜面と対象施設の位置との関係に応じて、岩塊個々としての評価のみならず群としての影響評価が必要となる。本報告で

は、土塊また岩塊群としての挙動と衝撃作用の評価方法、さらに堆積による影響の評価の考え方は示しているものの、群としての到達に関するフラジリティ曲線の評価事例は示していないことから、その評価事例を示すことも必要と考えられる。また、崩壊土塊の個としての挙動、群としての挙動を解析する上で、以下の課題がは残されている。

・斜面高さの限界

質点解析や簡易 DEM モデルの解析では、岩塊の最大速度を斜面高さ 50m の実験等に基づく落石対策便覧の速度の限界値を参照して評価している。本検討では高さ 160m の斜面にその考え方を適用しており、50m を超える斜面への適用については検証が必要である。

・粒子径の適用限界の検証

岩塊の衝突による損傷の試算では、構造物への影響のない粒径(直径)として 1m 未満を、反発係数が極めて小さいとして 8m より大きい粒径を解析から除外した。1m 未満の岩塊の衝突が構造物に影響があるかどうかについては、構造物毎に考慮する必要がある。構造物の壁厚と、考慮すべき岩塊の最小寸法について整理しておくことが実務的には有効である。

粒径の大きい岩塊の運動の特徴については、実験を含めさらなる検証が必要であり、リスクが無視できない場合には、その評価法、評価手順を構築する必要がある。

・簡易 DEM モデルにおけるパラメータ設定について

簡易 DEM で用いたパラメータは、乾燥状態または、不飽和状態の試料の斜面落下試験を対象とした再現解析に基づくものである。土石流等、豊富な水を含有する境界条件に適用できるかどうか今後検証が必要である。

・岩塊群の到達・衝突挙動の評価

岩塊群の衝突による衝撃荷重の評価については、施設への群としての衝突速度を求め、待ち受け擁壁や流大力としての土石流に対する堰堤の設計式を活用して評価する方法などの適用性の検証が必要である。粒子法(MPM)により構造物に衝突する荷重を直接評価する方法について、さらに到達ハザード、衝突ハザードの評価手法の構築と実斜面への適用性の検討が必要である。

・3次元地形の影響、斜面の物性(表土、植生)

本検討で対象とした斜面は、平面で構成された2次元的境界条件であった。3次元地形の影響について検討を進める必要がある。また、簡易 DEM モデルや粒子法(MPM)による推定精度を上げるため、土砂滑落挙動の検証実験と表層の異なる条件、例えば表土であったり植生が有ったりした場合への適用性についても検証する必要がある。

損傷限界では、岩塊、また土塊や岩塊群の衝突は、低速度からやや中速の衝突問題であり、構造部材の耐力評価、特に押し抜きせん断耐力の評価などはまだ課題ある。