

添付 5-2 使用済燃料貯蔵建屋の耐震性に関する説明書

添付 5-2-1 使用済燃料貯蔵建屋の耐震性に関する計算書

目 次

1. 構造計画	1
2. 設計基準	6
3. 使用材料並びに材料の許容応力度及び材料強度	7
4. 設計用地震力	10
4.1 地上部分の水平地震力	10
4.2 地下部分の水平地震力	10
5. 荷重及び荷重の組合せ	12
5.1 荷重	12
5.2 荷重の組合せ	14
6. 設計概要	15
6.1 耐震壁の設計	15
6.2 ラーメン構造部の設計	22
6.3 基礎スラブの設計	46
6.4 杭の設計	55
6.5 ランウェイガーダの設計	62
7. 保有水平耐力の検討	66
7.1 必要保有水平耐力	66
7.2 保有水平耐力	67
7.3 安全余裕の確認	70
8. 基準地震動 S_s に対する機能保持検討	71
8.1 検討概要	71
8.2 地震応答解析	71
8.2.1 検討用地震動	71
8.2.2 入力地震動	79
8.2.3 地震応答解析モデル	96
8.2.4 材料物性の不確かさ	108
8.2.5 地震応答解析結果	122
8.3 検討用地震力	157
8.4 耐震壁の検討	160
8.5 基礎スラブの検討	163
8.6 杭の検討	169
8.7 ランウェイガーダの検討	177
8.8 遮蔽ルーバの検討	180
8.9 遮蔽扉の検討	183
8.10 安全余裕の確認	188

9. 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価	190
9.1 検討概要	190
9.2 水平 2 方向及び鉛直方向地震力による影響評価に用いる地震動.....	190
9.3 評価対象部位の選定	190
9.4 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の影響評価方法.....	190
9.5 3 次元 FEM 解析による耐震性評価.....	194
9.6 基礎スラブの検討	225
9.7 杭の検討	231

図目次

図 1-1	杭伏図 (T. P. 13. 8)	2
図 1-2	1 階伏図 (T. P. 16. 3)	2
図 1-3	屋根伏図 (その 1) (T. P. 29. 22)	3
図 1-4	中間階伏図 (T. P. 33. 22)	3
図 1-5	屋根伏図 (その 2) (T. P. 39. 3)	4
図 1-6	屋根伏図 (その 3) (T. P. 43. 5)	4
図 1-7	A-A 断面図 (NS 方向)	5
図 1-8	B-B 断面図 (EW 方向)	5
図 3-1	杭の載荷試験の概要	9
図 6.1-1	せん断力分配解析モデル (NS 方向)	16
図 6.1-2	せん断力分配解析モデル (EW 方向)	17
図 6.1-3	耐震壁配筋図	21
図 6.2-1	E 通り解析モデル図 (単位 : m)	23
図 4.1-1	7 通り解析モデル	24
図 6.2-3	鉛直荷重 曲げモーメント図 (E 通り)	25
図 6.2-4	鉛直荷重 せん断力及び軸力図 (E 通り)	26
図 6.2-5	雪荷重 曲げモーメント図 (E 通り)	27
図 6.2-6	雪荷重 せん断力及び軸力図 (E 通り)	28
図 6.2-7	地震荷重 曲げモーメント図 (E 通り)	29
図 6.2-8	地震荷重 せん断力及び軸力図 (E 通り)	30
図 6.2-9	長期クレーン荷重 曲げモーメント図 (E 通り)	31
図 6.2-10	長期クレーン荷重 せん断力及び軸力図 (E 通り)	32
図 6.2-10	長期クレーン荷重 せん断力及び軸力図 (E 通り)	32
図 6.2-11	短期クレーン荷重 曲げモーメント図 (E 通り)	33
図 6.2-12	短期クレーン荷重 せん断力及び軸力図 (E 通り)	34
図 6.2-13	鉛直荷重 曲げモーメント図 (7 通り)	35
図 6.2-14	鉛直荷重 せん断力及び軸力図 (7 通り)	35
図 6.2-15	雪荷重 曲げモーメント図 (7 通り)	36
図 6.2-16	雪荷重 せん断力及び軸力図 (7 通り)	36
図 6.2-17	地震荷重 曲げモーメント図 (7 通り)	37
図 6.2-18	地震荷重 せん断力及び軸力図 (7 通り)	37
図 6.2-15	雪荷重 曲げモーメント図 (7 通り)	32
図 6.3-1	解析モデル図	47
図 6.3-2	応力の符号	48
図 6.3-3	基礎スラブの応力図 (F 通り)	49
図 6.3-4	基礎スラブの応力図 (3 通り)	50

図 6.3-5	基礎スラブ配筋図 (3 通り)	53
図 6.4-1	杭の概要図	55
図 6.4-2	設計用地震力に対する杭応力の解析モデル (概念図)	58
図 6.4-3	杭の応力解析結果 (EW 方向)	59
図 6.5-1	クレーン概略図	63
図 6.5-2	ランウェイガーダ平面図	63
図 6.5-3	ランウェイガーダ断面図	63
図 8.2-1	設計用模擬地震波の加速度波形 (S _s -A)	72
図 8.2-2	設計用模擬地震波の加速度波形 (S _s -B1)	73
図 8.2-3	設計用模擬地震波の加速度波形 (S _s -B2)	74
図 8.2-4	設計用模擬地震波の加速度波形 (S _s -B3)	75
図 8.2-5	設計用模擬地震波の加速度波形 (S _s -B4)	76
図 8.2-6	設計用模擬地震波の加速度応答スペクトル (水平方向)	77
図 8.2-7	設計用模擬地震波の加速度応答スペクトル (鉛直方向)	78
図 8.2-8	建屋-杭-地盤連成系の地震応答解析モデル (水平動)	80
図 8.2-9	建屋-杭-地盤連成系の地震応答解析モデル (鉛直動)	80
図 8.2-10	地盤の最大応答加速度分布 (水平方向)	87
図 8.2-11	地盤の最大応答加速度分布 (鉛直方向)	88
図 8.2-12	入力地震動の加速度波形 (S _s -A)	89
図 8.2-13	入力地震動の加速度波形 (S _s -B1)	90
図 8.2-14	入力地震動の加速度波形 (S _s -B2)	91
図 8.2-15	入力地震動の加速度波形 (S _s -B3)	92
図 8.2-16	入力地震動の加速度波形 (S _s -B4)	93
図 8.2-17	入力地震動の加速度応答スペクトル (水平方向)	94
図 8.2-18	入力地震動の加速度応答スペクトル (鉛直方向)	95
図 8.2-19	杭-地盤ばねの近似	96
図 8.2-20	地震応答解析モデル (NS 方向)	97
図 8.2-21	地震応答解析モデル (EW 方向)	98
図 8.2-22	地震応答解析モデル (鉛直方向)	99
図 8.2-23	耐震壁のせん断応力度-せん断ひずみ度関係	101
図 8.2-24	耐震壁のせん断応力度-せん断ひずみ度関係の履歴特性	102
図 8.2-25	耐震壁の曲げモーメント-曲率関係	103
図 8.2-26	耐震壁の曲げモーメント-曲率関係の履歴特性	104
図 8.2-27	フレーム部のせん断力-層間変形角の関係	105
図 8.2-28	地盤剛性の不確かさを考慮した地盤の最大応答加速度分布 (水平方向, S _s -AH)	113
図 8.2-29	地盤剛性の不確かさを考慮した地盤の最大応答加速度分布 (水平方向, S _s -B1H)	114

図 8.2-30	地盤剛性の不確かさを考慮した地盤の最大応答加速度分布 (鉛直方向, S _S -A _V)	115
図 8.2-31	地盤剛性の不確かさを考慮した入力地震動の加速度波形 (水平方向, S _S -A)	116
図 8.2-32	地盤剛性の不確かさを考慮した入力地震動の加速度波形 (水平方向, S _S -B10)	117
図 8.2-33	地盤剛性の不確かさを考慮した入力地震動の加速度波形 (鉛直方向, S _S -A)	118
図 8.2-34	地盤剛性の不確かさを考慮した入力地震動の加速度応答スペクトル (水平方向)	119
図 8.2-35	地盤剛性の不確かさを考慮した入力地震動の加速度応答スペクトル (鉛直方向)	120
図 8.2-36	固有周期及び刺激関数 (基本ケース, S _S -A 及び S _S -B1, NS 方向)	126
図 8.2-37	固有周期及び刺激関数 (基本ケース, S _S -A 及び S _S -B1, EW 方向)	127
図 8.2-38	固有周期及び刺激関数 (基本ケース, S _S -A 及び S _S -B1, 鉛直方向)	128
図 8.2-39	固有周期及び刺激関数 (基本ケース, S _S -B2 及び S _S -B3, NS 方向)	129
図 8.2-40	固有周期及び刺激関数 (基本ケース, S _S -B2 及び S _S -B3, EW 方向)	130
図 8.2-41	固有周期及び刺激関数 (基本ケース, S _S -B2 及び S _S -B3, 鉛直方向)	131
図 8.2-42	固有周期及び刺激関数 (基本ケース, S _S -B4, NS 方向)	132
図 8.2-43	固有周期及び刺激関数 (基本ケース, S _S -B4, EW 方向)	133
図 8.2-44	固有周期及び刺激関数 (基本ケース, S _S -B4, 鉛直方向)	134
図 8.2-45	最大応答加速度 (基本ケース, NS 方向)	135
図 8.2-46	最大応答変位 (基本ケース, NS 方向)	135
図 8.2-47	最大応答せん断力 (基本ケース, NS 方向)	136
図 8.2-48	最大応答曲げモーメント (基本ケース, NS 方向)	136
図 8.2-49	最大応答加速度 (基本ケース, EW 方向)	137
図 8.2-50	最大応答変位 (基本ケース, EW 方向)	137
図 8.2-51	最大応答せん断力 (基本ケース, EW 方向)	138
図 8.2-52	最大応答曲げモーメント (基本ケース, EW 方向)	138
図 8.2-53	せん断スケルトンと最大応答値 (基本ケース, NS 方向)	139
図 8.2-54	せん断スケルトンと最大応答値 (基本ケース, EW 方向)	140
図 8.2-55	曲げスケルトンと最大応答値 (基本ケース, NS 方向)	141
図 8.2-56	曲げスケルトンと最大応答値 (基本ケース, EW 方向)	142
図 8.2-57	最大応答加速度 (基本ケース, 鉛直方向, 受入屋根)	143

図 8.2-58	最大応答加速度（基本ケース，鉛直方向，建屋部）	143
図 8.2-59	最大応答軸力（基本ケース，鉛直方向，建屋部）	144
図 8.2-60	最大応答せん断力（基本ケース，鉛直方向，受入屋根）	145
図 8.2-61	最大応答曲げモーメント（基本ケース，鉛直方向，受入屋根）	145
図 8.2-62	最大応答加速度（地盤剛性の不確かさケース，NS 方向）	146
図 8.2-63	最大応答変位（地盤剛性の不確かさケース，NS 方向）	146
図 8.2-64	最大応答せん断力（地盤剛性の不確かさケース，NS 方向）	147
図 8.2-65	最大応答曲げモーメント（地盤剛性の不確かさケース，NS 方向）	147
図 8.2-66	最大応答加速度（地盤剛性の不確かさケース，EW 方向）	148
図 8.2-67	最大応答変位（地盤剛性の不確かさケース，EW 方向）	148
図 8.2-68	最大応答せん断力（地盤剛性の不確かさケース，EW 方向）	149
図 8.2-69	最大応答曲げモーメント（地盤剛性の不確かさケース，EW 方向）	149
図 8.2-70	せん断スケルトンと最大応答値（地盤剛性の不確かさケース， NS 方向）	150
図 8.2-71	せん断スケルトンと最大応答値（地盤剛性の不確かさケース， EW 方向）	151
図 8.2-72	曲げスケルトンと最大応答値（地盤剛性の不確かさケース，NS 方向）	152
図 8.2-73	曲げスケルトンと最大応答値（地盤剛性の不確かさケース，EW 方向）	153
図 8.2-74	最大応答加速度（地盤剛性の不確かさケース，鉛直方向，受入屋根）	154
図 8.2-75	最大応答加速度（地盤剛性の不確かさケース，鉛直方向，建屋部）	154
図 8.2-76	最大応答軸力（地盤剛性の不確かさケース，鉛直方向，建屋部）	155
図 8.2-77	最大応答せん断力（地盤剛性の不確かさケース，鉛直方向， 受入屋根）	156
図 8.2-78	最大応答曲げモーメント （地盤剛性の不確かさケース，鉛直方向，受入屋根）	156
図 8.5-1	解析モデル図	164
図 8.5-2	検討用地震力における基礎スラブの応力図（G 通り）	165
図 8.5-3	検討用地震力における基礎スラブの応力図（1 通り）	166
図 8.6-1	応答変位法による杭応力の算定方法（概念図）	172
図 8.6-2	杭の応力解析結果（EW 方向）	173
図 8.8-1	遮蔽ルーバの構造	180
図 8.9-1	評価対象とする遮蔽扉 1 階伏図（T.P. 16.3）	183
図 8.9-2	遮蔽扉の概要（SSD-4）	183
図 8.9-3	遮蔽扉の応力算定の考え方	185
図 9.1-1	水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響検討フロー	191
図 9.5-1	水平 2 方向評価用模擬波の加速度波形（2DE-A）	196
図 9.5-2	水平 2 方向評価用模擬波の加速度波形（2DE-B1）	197
図 9.5-3	水平 2 方向評価用模擬波の加速度応答スペクトル	198

図 9.5-4	入力地震動の加速度波形 (2DE-A)	201
図 9.5-5	入力地震動の加速度波形 (2DE-B1)	202
図 9.5-6	水平 2 方向評価用の入力地震動の加速度応答スペクトル	203
図 9.5-7	解析モデル (全体)	205
図 9.5-8	解析モデル (断面)	205
図 9.5-9	3 次元 FEM モデルにおける応答評価位置 (T.P. 16.3 m)	206
図 9.5-10	3 次元 FEM モデルにおける応答評価位置 (T.P. 29.22 m)	206
図 9.5-11	3 次元 FEM モデルにおける応答評価位置 (T.P. 33.22 m)	207
図 9.5-12	3 次元 FEM モデルにおける応答評価位置 (T.P. 39.3 m)	207
図 9.5-13	3 次元 FEM モデルにおける応答評価位置 (T.P. 43.5 m)	208
図 9.5-14	3 次元 FEM モデルによる固有モード (NS 方向)	210
図 9.5-15	3 次元 FEM モデルによる固有モード (EW 方向)	210
図 9.5-16	3 次元 FEM モデルの 1 方向入力及び 3 方向同時入力による加速度応答 スペクトルの比較 (2DE-A, NS 方向)	212
図 9.5-17	3 次元 FEM モデルの 1 方向入力及び 3 方向同時入力による加速度応答 スペクトルの比較 (2DE-A, EW 方向)	212
図 9.5-18	3 次元 FEM モデルの 1 方向入力及び 3 方向同時入力による加速度応答 スペクトルの比較 (2DE-B1, NS 方向)	213
図 9.5-19	3 次元 FEM モデルの 1 方向入力及び 3 方向同時入力による加速度応答 スペクトルの比較 (2DE-B1, EW 方向)	213
図 9.5-20	エネルギー一定則によるせん断ひずみの評価方法	221
図 9.5-21	3 次元的な応答特性を踏まえたせん断スケルトン上の最大応答値 (NS 方向)	223
図 9.5-22	3 次元的な応答特性を踏まえたせん断スケルトン上の最大応答値 (EW 方向)	224
図 9.6-1	解析モデル図	226
図 9.6-2	検討用地震力における基礎スラブの応力図 (G 通り)	227
図 9.6-3	検討用地震力における基礎スラブの応力図 (1 通り)	228
図 9.7-1	応答変位法による杭応力の算定方法 (概念図)	234
図 9.7-2	杭の応力解析結果 (水平 2 方向)	235

表目次

表 3-1	コンクリートの許容応力度	7
表 3-2	鉄筋の許容応力度	7
表 3-3	鉄筋のコンクリートに対する許容付着応力度	8
表 3-4	鋼材の許容応力度及び材料強度	9
表 3-5	杭の許容鉛直支持力	8
表 3-6	杭の許容引抜き抵抗力	8
表 4-1	地震層せん断力係数 $1.5 \cdot C_i$ 及び設計用地震力	11
表 4-2	設計用転倒モーメント	11
表 5.1-1	温度荷重条件	13
表 5.1-2	風荷重と地震荷重の比較	13
表 5.2-1	荷重の組合せ	14
表 6.1-1	解析結果（せん断力）及びフレーム設計用地震荷重	18
表 6.1-2	解析結果（曲げモーメント）	18
表 6.1-3	耐震壁の断面算定表	20
表 6.2-1	大ばり断面算定表（鉄筋コンクリート）	41
表 6.2-2	大ばり断面算定表（鉄骨）	42
表 6.2-3	柱断面算定表（鉄筋コンクリート）	43
表 6.2-4	柱断面算定表（鉄骨）	44
表 6.2-5	柱断面算定表（鉄骨鉄筋コンクリート）	45
表 6.3-1	基礎スラブ断面算定表	52
表 6.3-2	基礎スラブのパンチングシャーに対する検討	54
表 6.4-1	長期許容鉛直支持力に対する検討結果	56
表 6.4-2	杭の短期軸力の算定結果（EW 方向）	57
表 6.4-3	短期許容鉛直支持力に対する検討結果（EW 方向）	57
表 6.4-4	杭の断面算定表（EW 方向）	61
表 6.5-1	ランウェイガーダの荷重の組合せ	62
表 6.5-2	ランウェイガーダの部材応力	64
表 6.5-3	ランウェイガーダの断面算定表	65
表 7.3-1	必要保有水平耐力と保有水平耐力の比較	70
表 8.2-1	地盤定数（ S_s-A ）	81
表 8.2-2	地盤定数（ S_s-B1 ）	82
表 8.2-3	地盤定数（ S_s-B2 ）	83
表 8.2-4	地盤定数（ S_s-B3 ）	84
表 8.2-5	地盤定数（ S_s-B4 ）	85
表 8.2-6	建屋モデル諸元（NS 方向）	97
表 8.2-7	建屋モデル諸元（EW 方向）	98

表 8.2-8	建屋モデル諸元 (鉛直方向)	99
表 8.2-9	杭と地盤の相互作用を考慮した地盤ばね (Ss-A 及び Ss-B1)	100
表 8.2-10	杭と地盤の相互作用を考慮した地盤ばね (Ss-B2 及び Ss-B3)	100
表 8.2-11	杭と地盤の相互作用を考慮した地盤ばね (Ss-B4)	100
表 8.2-12	せん断応力度のスケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係, NS 方向)	106
表 8.2-13	せん断応力度のスケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係, EW 方向)	106
表 8.2-14	曲げモーメントのスケルトン曲線 ($M - \phi$ 関係, NS 方向)	107
表 8.2-15	曲げモーメントのスケルトン曲線 ($M - \phi$ 関係, EW 方向)	107
表 8.2-16	せん断力のスケルトン曲線 ($Q - \delta$ 関係, NS 方向, 4 層)	107
表 8.2-17	地盤剛性の不確かさを考慮した地盤定数 (Ss-A, $+1\sigma$)	109
表 8.2-18	地盤剛性の不確かさを考慮した地盤定数 (Ss-A, -1σ)	110
表 8.2-19	地盤剛性の不確かさを考慮した地盤定数 (Ss-B1, $+1\sigma$)	111
表 8.2-20	地盤剛性の不確かさを考慮した地盤定数 (Ss-B1, -1σ)	112
表 8.2-21	杭と地盤の相互作用を考慮した地盤ばね (地盤剛性の不確かさケース, $+1\sigma$, Ss-A 及び Ss-B10)	121
表 8.2-22	杭と地盤の相互作用を考慮した地盤ばね (地盤剛性の不確かさケース, -1σ , Ss-A 及び Ss-B1)	121
表 8.2-23	固有値解析結果 (基本ケース, Ss-A 及び Ss-B1, NS 方向)	123
表 8.2-24	固有値解析結果 (基本ケース, Ss-A 及び Ss-B1, EW 方向)	123
表 8.2-25	固有値解析結果 (基本ケース, Ss-A 及び Ss-B1, 鉛直方向)	123
表 8.2-26	固有値解析結果 (基本ケース, Ss-B2 及び Ss-B3, NS 方向)	124
表 8.2-27	固有値解析結果 (基本ケース, Ss-B2 及び Ss-B3, EW 方向)	124
表 8.2-28	固有値解析結果 (基本ケース, Ss-B2 及び Ss-B3, 鉛直方向)	124
表 8.2-29	固有値解析結果 (基本ケース, Ss-B4, NS 方向)	125
表 8.2-30	固有値解析結果 (基本ケース, Ss-B4, EW 方向)	125
表 8.2-31	固有値解析結果 (基本ケース, Ss-B4, 鉛直方向)	125
表 8.3-1	検討用水平地震力	158
表 8.3-2	検討用転倒モーメント	158
表 8.3-3	検討用鉛直地震力	158
表 8.3-4	荷重の組合せ	159
表 8.4-1	耐震壁のせん断ひずみ (基本ケース, NS 方向)	161
表 8.4-2	耐震壁のせん断ひずみ (材料の不確かさ考慮ケース, NS 方向)	161
表 8.4-3	耐震壁のせん断ひずみ (基本ケース, EW 方向)	162
表 8.4-4	耐震壁のせん断ひずみ (材料の不確かさ考慮ケース, EW 方向)	162
表 8.5-1	基礎スラブの断面検討結果	168
表 8.6-1	杭の軸力算定結果 (EW 方向)	170
表 8.6-2	最大押込み力の終局鉛直支持力に対する検討結果 (EW 方向)	171
表 8.6-3	最大引抜き力の終局引抜き抵抗力に対する検討結果 (EW 方向)	171

表 8.6-4	杭体の曲げモーメントと終局曲げ強度の比較 (EW 方向)	175
表 8.6-5	杭体のせん断力と終局せん断強度の比較 (EW 方向)	175
表 8.6-6	杭体の曲率と鉄筋降伏時の曲率の比較 (EW 方向)	176
表 8.7-1	ランウェイガーダの荷重の組合せ	177
表 8.7-2	ランウェイガーダの部材応力	177
表 8.7-3	ランウェイガーダの断面検討結果	179
表 8.8-1	遮蔽ルーバの応力	181
表 8.8-2	遮蔽ルーバの検討結果	181
表 8.8-3	遮蔽ルーバの応力	182
表 8.9-1	評価対象とする遮蔽扉の概要	184
表 8.9-2	コンクリートの短期許容応力度	184
表 8.9-3	鋼材の短期許容応力度	184
表 8.9-4	検討用地震力	185
表 8.9-5	遮蔽扉の評価結果 (SSD-1)	187
表 8.9-6	遮蔽扉の評価結果 (SSD-2)	187
表 8.9-7	遮蔽扉の評価結果 (SSD-4)	187
表 8.10-1	検討用地震力と終局耐力の比較	189
表 9.3-1	水平 2 方向及び鉛直方向地震力の影響が想定される応答特性	192
表 9.4-1	水平 2 方向及び鉛直方向地震力により影響が想定される部位と評価方法	193
表 9.5-1	水平 2 方向評価用地震動	194
表 9.5-2	水平 2 方向評価用地震動の組合せ	195
表 9.5-3	地盤定数 (2DE-A 及び 2DE-B1)	200
表 9.5-4	材料の物性値	204
表 9.5-5	杭と地盤の相互作用を考慮した地盤ばね (水平 2 方向評価用地震動)	204
表 9.5-6	固有値解析結果 (3 次元 FEM モデル) [NS 方向]	209
表 9.5-7	固有値解析結果 (3 次元 FEM モデル) [EW 方向]	209
表 9.5-8	建屋耐震評価用の応答補正比率 α の算定 (NS 方向)	215
表 9.5-9	建屋耐震評価用の応答補正比率 α の算定 (EW 方向)	216
表 9.5-10	建屋耐震評価用の応答補正比率 β の算定 (NS 方向)	217
表 9.5-11	建屋耐震評価用の応答補正比率 β の算定 (EW 方向)	218
表 9.5-12	建屋耐震評価用の応答補正比率 ζ の算定 (NS 方向)	219
表 9.5-13	建屋耐震評価用の応答補正比率 ζ の算定 (EW 方向)	219
表 9.5-14	3 次元的な応答特性を踏まえた耐震壁のせん断ひずみ (NS 方向)	222
表 9.5-15	3 次元的な応答特性を踏まえた耐震壁のせん断ひずみ (EW 方向)	222
表 9.6-1	基礎スラブの断面検討結果	230
表 9.7-1	荷重の組合せケース (杭の検討)	231
表 9.7-2	杭に作用する地震力の算定結果 (水平 2 方向)	232
表 9.7-3	最大押込み力の終局鉛直支持力に対する検討結果 (水平 2 方向)	233

表 9.7-4	最大引抜き力の終局引抜き抵抗力に対する検討結果（水平 2 方向）	233
表 9.7-5	杭体の曲げモーメントと終局曲げ強度の比較（水平 2 方向）	237
表 9.7-6	杭体のせん断力と終局せん断強度の比較（水平 2 方向）	237
表 9.7-7	杭体の曲率と鉄筋降伏時の曲率の比較（水平 2 方向）	238

1. 構造計画

使用済燃料貯蔵建屋（以下「貯蔵建屋」という。）は、金属製の乾式キャスク（以下「金属キャスク」という。）を 288 基収納する地上 1 階建て、平面が約 131 m（NS 方向）×約 62 m（EW 方向）の鉄筋コンクリート造（一部鉄骨鉄筋コンクリート造及び鉄骨造）の建物である。標高*16 m の整地地盤からの高さは、約 28 m である。貯蔵建屋の伏図及び断面図を図 1-1～図 1-8 に示す。

貯蔵建屋の基礎スラブは厚さ m で杭を介して砂子又層に支持される。貯蔵建屋に加わる地震時の水平力は、耐震壁及び柱とはりからなるラーメン構造で負担する。

注記*：東京湾平均海面を基準とした標高（以下「T.P.」という。）

注：図中の PN（プラントノース）は、真北から 6° 23′ 西方向に設計上の北として設定されたものを示す。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

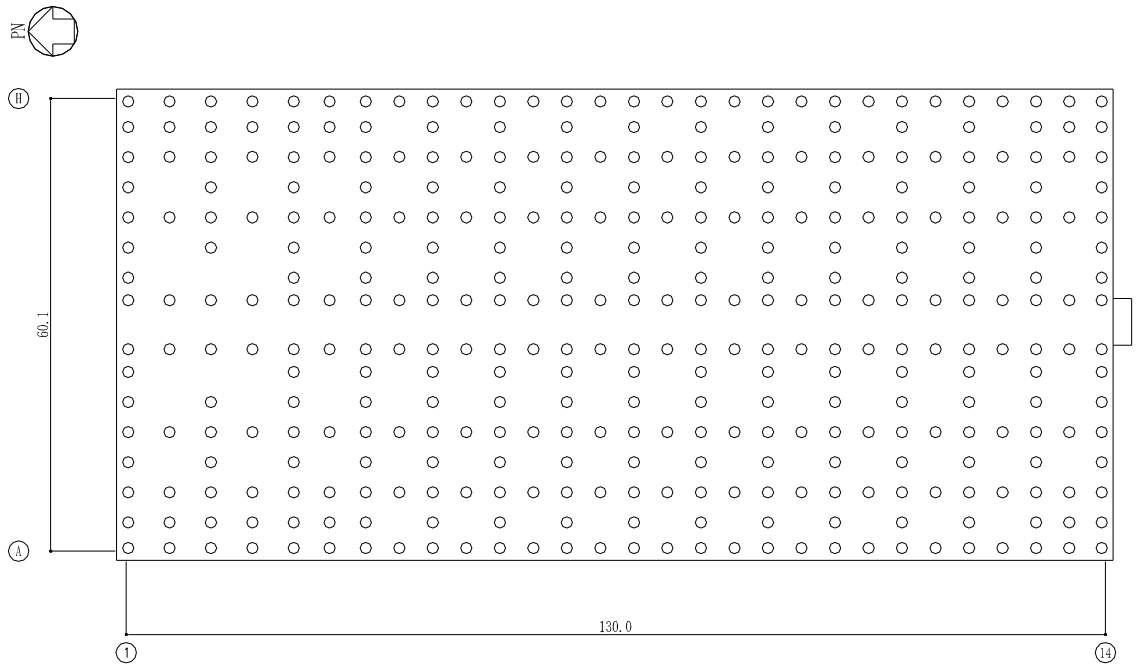


图 1-1 杭伏图 (T.P. 13.8) (单位 : m)

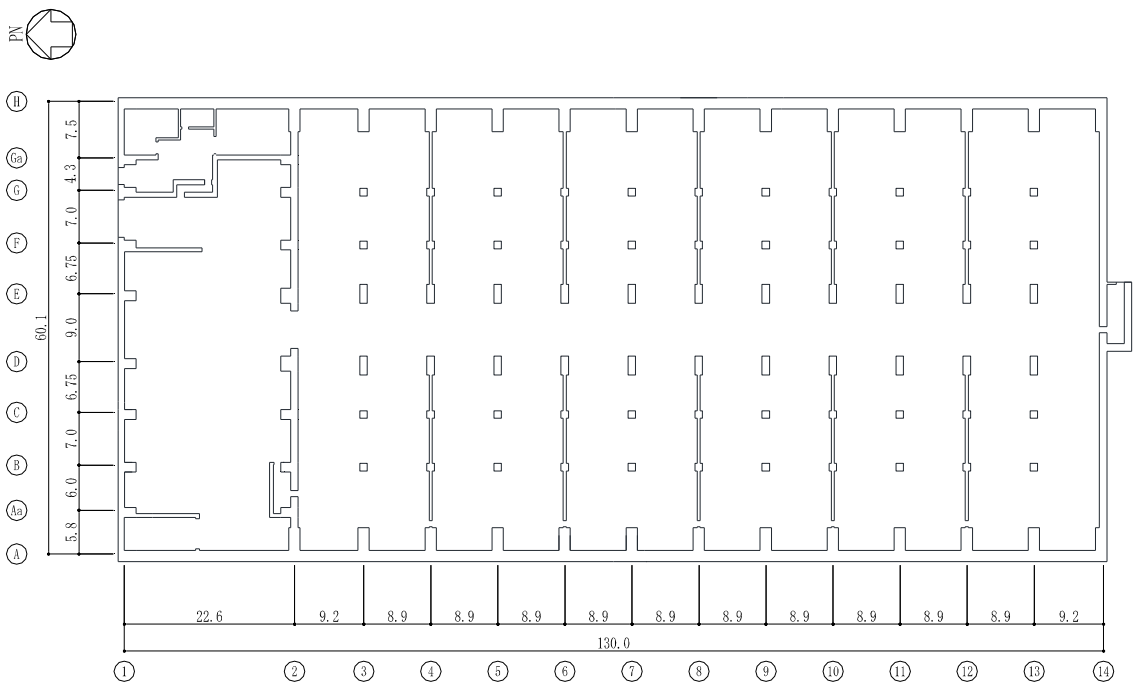


图 1-2 1 阶伏图 (T.P. 16.3) (单位 : m)

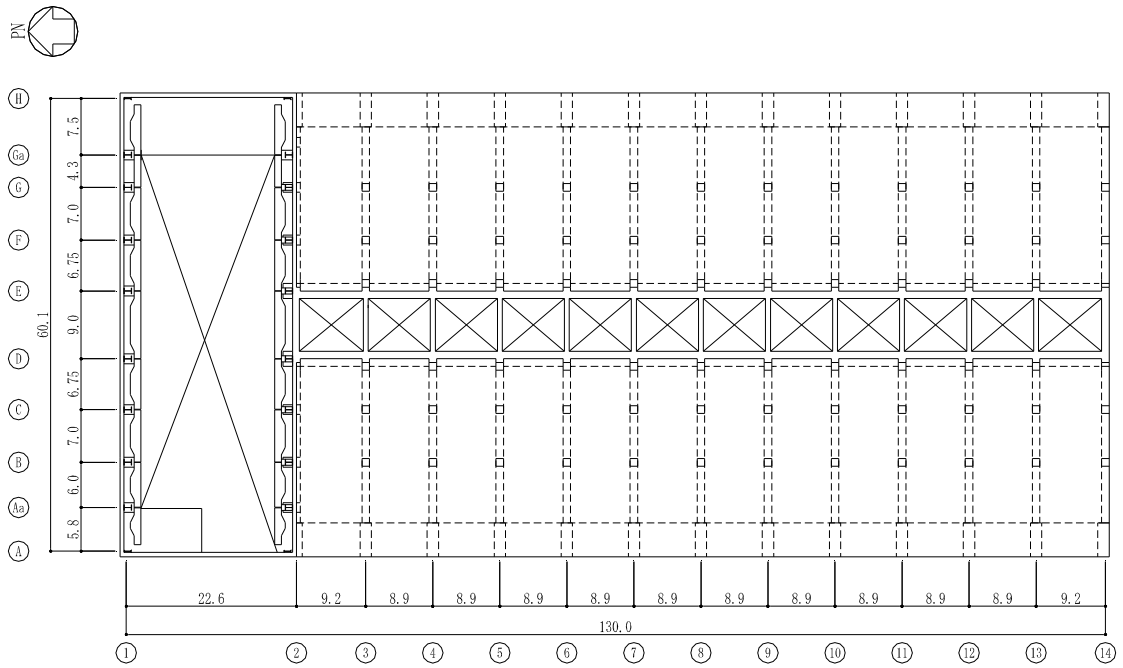


図1-3 屋根伏図 (その1) (T.P. 29. 22) (単位 : m)

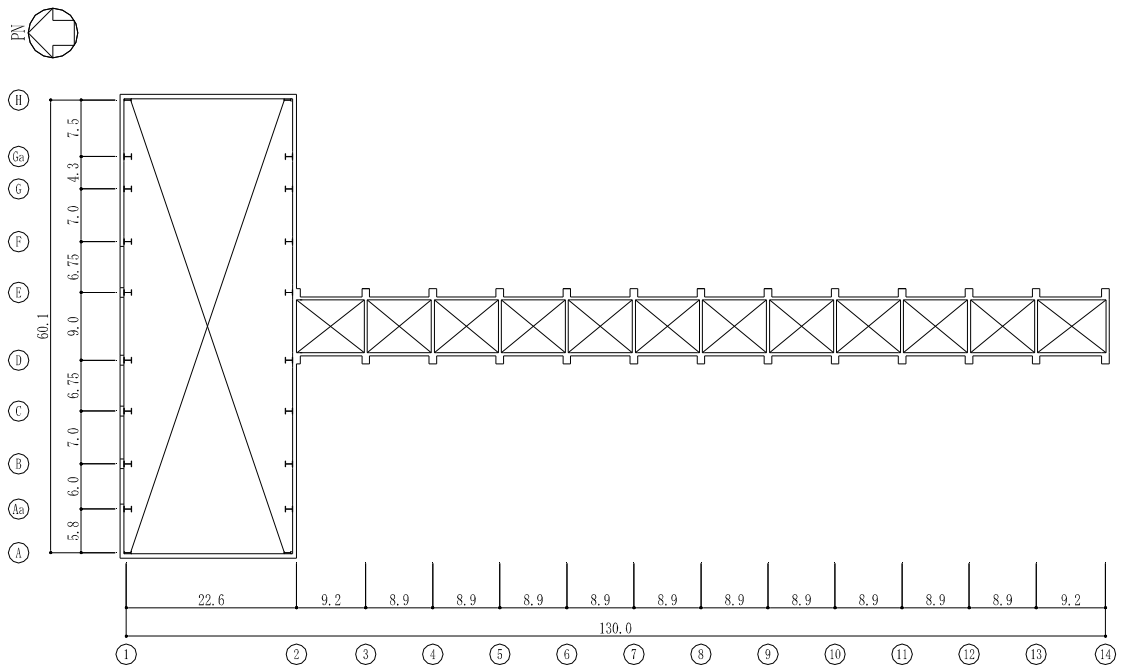


図1-4 中間階伏図 (T.P. 33. 22) (単位 : m)

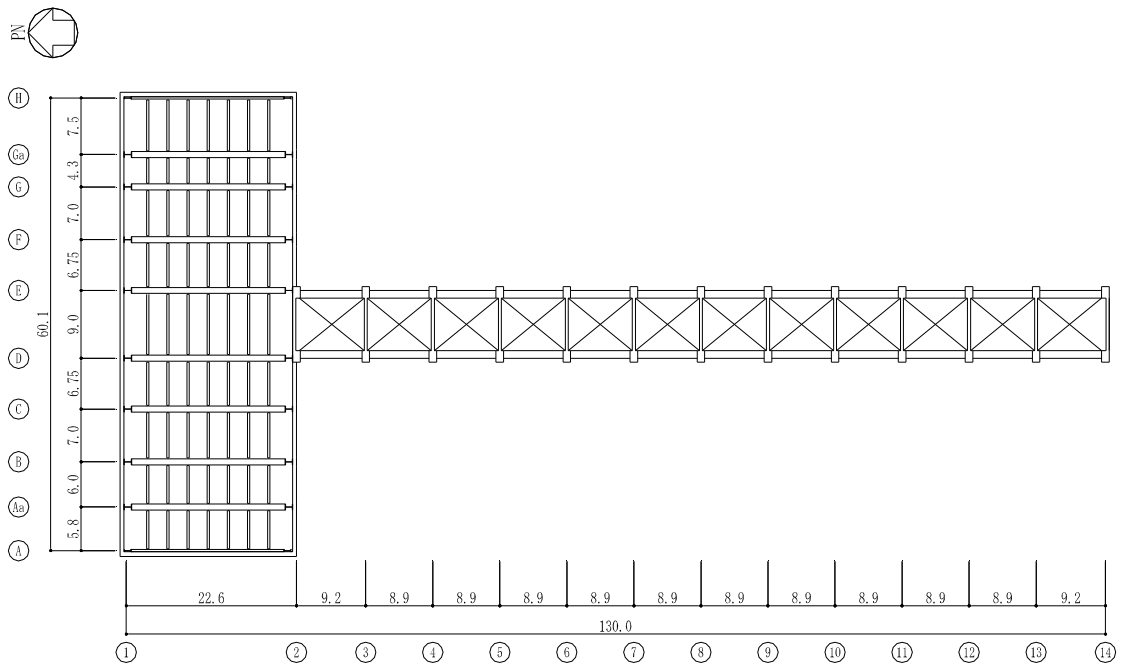


図 1-5 屋根伏図 (その 2) (T. P. 39. 3) (単位 : m)

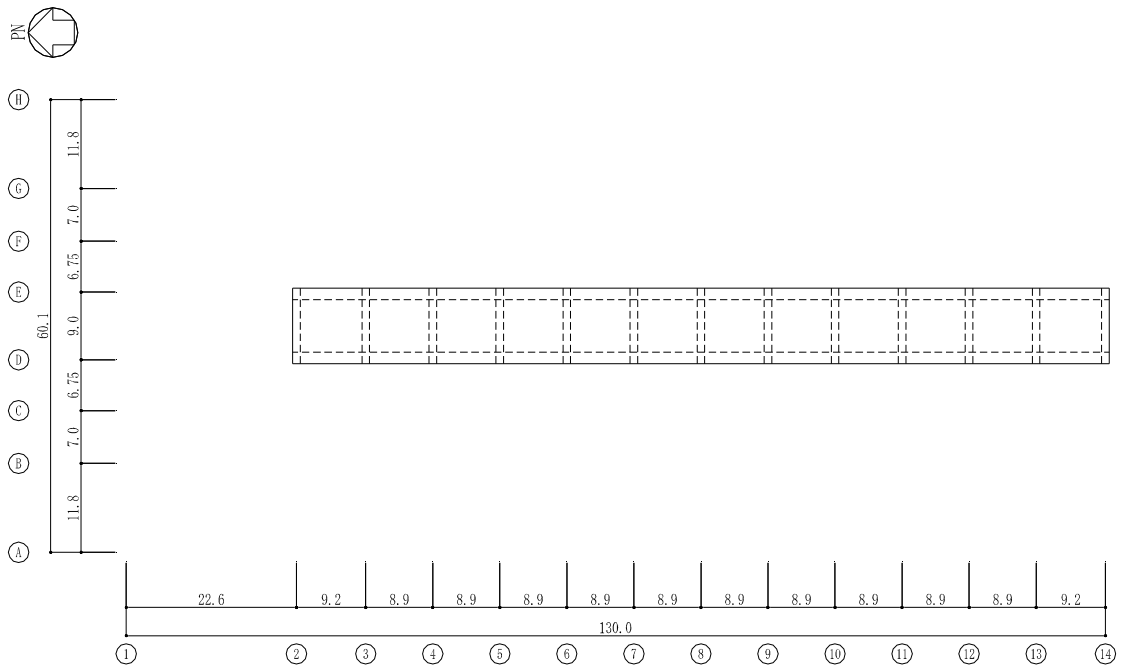
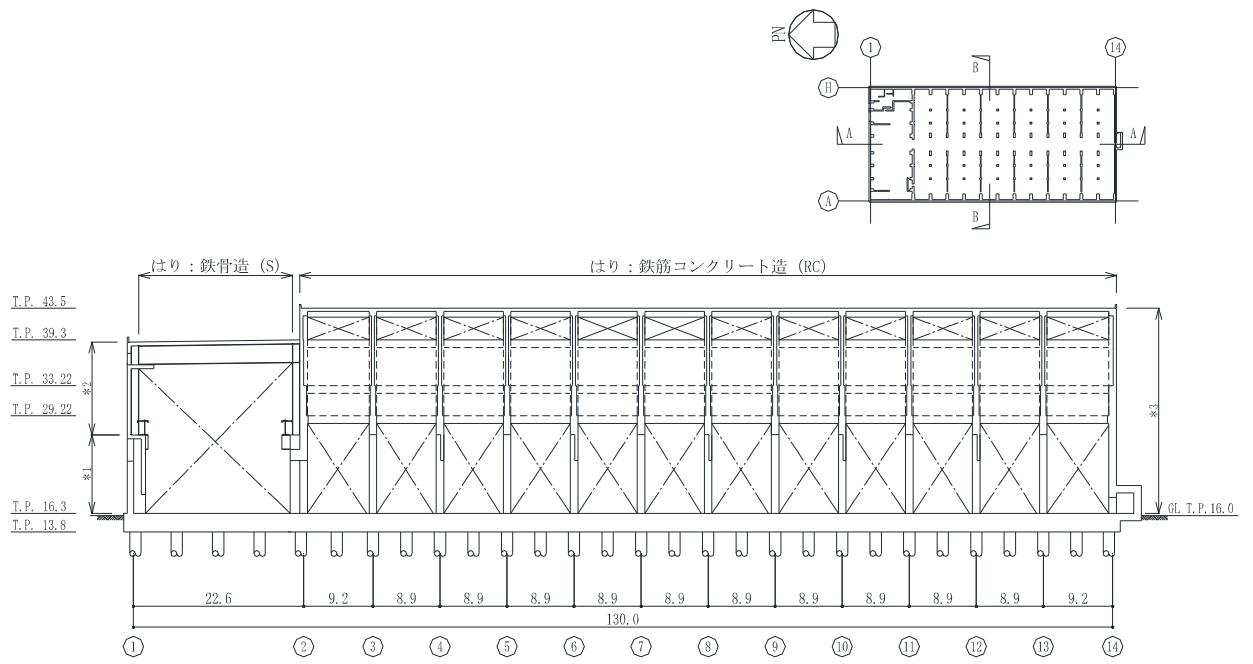


図 1-6 屋根伏図 (その 3) (T. P. 43. 5) (単位 : m)



- 注記*1 : 柱は鉄筋コンクリート造 (RC)
 (柱頭部は鉄骨鉄筋コンクリート造 (SRC))
 壁は鉄筋コンクリート造 (RC)
- 注記*2 : 柱は鉄骨造 (S)
 壁は鉄筋コンクリート造 (RC)
- 注記*3 : 柱, 壁は鉄筋コンクリート造 (RC)

図 1-7 A-A 断面図 (NS 方向) (単位 : m)

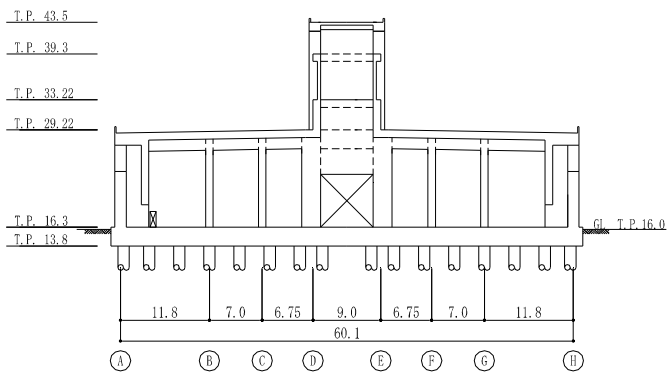


図 1-8 B-B 断面図 (EW 方向) (単位 : m)

2. 設計基準

設計は原則として以下の関係諸法規，規準及び規格等に準拠している。

- (1) 建築基準法
- (2) 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準（（一社）日本建築学会 2005 年）
- (3) 鉄筋コンクリート構造計算規準（（一社）日本建築学会 1999 年）
- (4) 鋼構造設計規準（（一社）日本建築学会 2005 年）
- (5) 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準（（一社）日本建築学会 2001 年）
- (6) 建築基礎構造設計指針（（一社）日本建築学会 2001 年）
- (7) 日本産業規格（JIS 規格）
- (8) 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1 -2008）（（一社）日本電気協会 原子力規格委員会 平成 20 年 12 月）
- (9) 原子力発電所耐震設計技術規程（J E A C 4 6 0 1 -2008）（（一社）日本電気協会 原子力規格委員会 平成 20 年 12 月）
- (10) 乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程（J E A C 4 6 1 6 -2009）（（一社）日本電気協会 原子力規格委員会 平成 22 年 4 月）

なお，本計算書における使用計算機コードは次のとおりである。

- (1) 地盤の地震応答解析
「SHAKE」
- (2) 建屋の地震応答解析，せん断力分配解析及び杭の応力解析
「DYNA 2 E Ver. 7. 2. 18」
- (3) フレームの応力解析
「NASTRAN Ver. 2008. 0. 0」
- (4) 基礎スラブの応力解析
「NASTRAN Ver. 2005. 5. 2」
- (5) フレームの荷重増分解析
「Super Build/SS3 Ver. 1. 1. 1. 7」
- (6) 建屋の 3 次元 FEM 地震応答解析
「NASTRAN Ver. 2013. 1. 1」

3. 使用材料並びに材料の許容応力度及び材料強度

貯蔵建屋の上部構造及び基礎スラブに用いる材料のうち、コンクリートは普通コンクリートとし、コンクリートの設計基準強度 F_c は N/mm² とする。鉄筋は とする。鋼材は SN400B, SN490B とする。

杭は場所打ちコンクリート杭とし、コンクリートの設計基準強度 F_c は 32 N/mm² とする。鉄筋は SD345 とする。

各使用材料の許容応力度及び材料強度を表 3-1～表 3-4 に示す。

杭の許容鉛直支持力及び許容引抜き抵抗力は、杭の載荷試験による最大荷重 24000 kN 及び最大荷重時における杭先端の荷重 240 kN を用い、「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程」に準拠し、表 3-5 及び表 3-6 に示すとおり設定した。杭の載荷試験の概要を図 3-1 に示す。

表 3-1 コンクリートの許容応力度

(単位：N/mm²)

	長期		短期	
	圧縮	せん断	圧縮	せん断
杭	6.00	0.60	12.00	0.90
上部構造及び基礎スラブ	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

表 3-2 鉄筋の許容応力度

(単位：N/mm²)

	長期		短期	
	引張及び圧縮	せん断補強	引張及び圧縮	せん断補強
<input type="text"/>	<input type="text"/> *	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

注記*：呼び径 D29 以上の太さの鉄筋に対しては とする。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

表 3-3 鉄筋のコンクリートに対する許容付着応力度

(単位：N/mm²)

		長 期		短 期	
		上端筋	その他の鉄筋	上端筋	その他の鉄筋
杭	$F_c = 32$ 異形鉄筋	—	1.13	—	1.70
上部構造 及び 基礎 スラブ	$F_c = \square$ 異形鉄筋	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

表 3-4 鋼材の許容応力度及び材料強度

(単位：N/mm²)

	材 質	板 厚	基準強度 F	許容応力度	材料強度
構造用鋼材	SN400B	≤40 mm	235	「建築基準法」及び「鋼構造設計規準」に従って左記 F の値により求める。	「建築基準法」及び「鋼構造設計規準」に従って左記 F を 1.1 倍した値により求める。
		>40 mm	215		
	SN490B	≤40 mm	325		
		>40 mm	295		

表 3-5 杭の許容鉛直支持力

(単位：kN/本)

杭径 (mm)	長 期	短 期	終 局
1500 φ	8000	16000	20000

表 3-6 杭の許容引抜き抵抗力

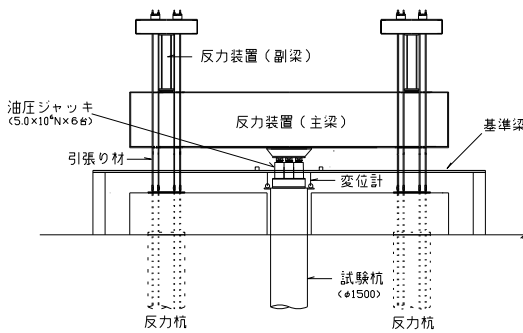
(単位：kN/本)

杭径 (mm)	短 期	終 局
1500 φ	11400	14000

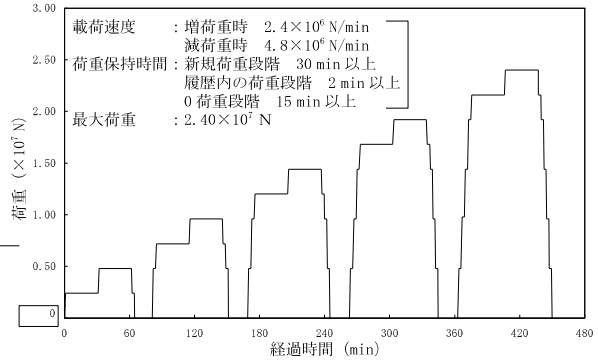
枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

① 杭の押し込み試験

載荷試験による評価は地盤工学会基準「杭の鉛直載荷試験方法・同解説」に準拠する。



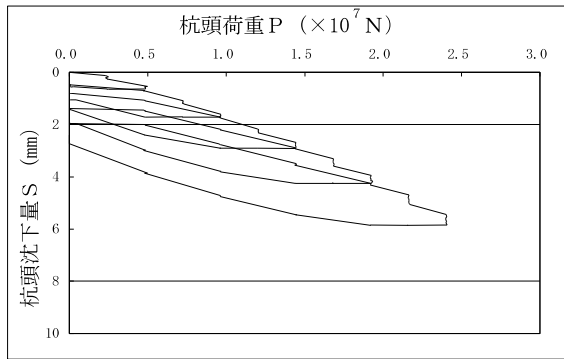
杭の押し込み試験の装置図 (断面図)



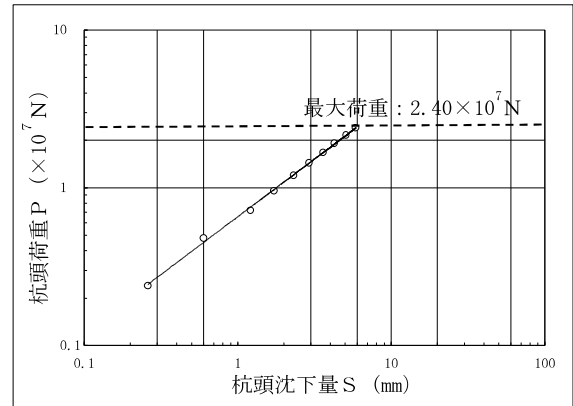
杭の押し込み試験の載荷パターン

② 試験結果

荷重と杭頭沈下量の関係を下図に示す。両対数で描いた荷重—杭頭沈下量曲線上に明瞭な折れ点が見えていないことから、杭及び基礎地盤の支持力は、最大荷重の 2.40×10^7 N で第 1 限界抵抗力に達していないと判断される。



荷重-杭頭沈下曲線



logP-logS 曲線

図 3-1 杭の載荷試験の概要

4. 設計用地震力

地上部分の水平地震力は層せん断力係数を用いて求め、地下部分の水平地震力は地下震度式を用いて求める。

4.1 地上部分の水平地震力

水平地震力は T.P. 16.0 m を基準面として、下式により算定する。

$$Q_i = n \cdot C_i \cdot W_i \quad (4.1)$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0 \quad (4.2)$$

ここで、

Q_i : 水平地震力 (kN)

n : 施設の重要度分類に応じた係数 ($n=1.5$)

C_i : 地震層せん断力係数

W_i : 当該層以上の重量 (kN)

Z : 地震地域係数 ($Z=1.0$)

R_t : 振動特性係数 ($R_t=1.0$)

A_i : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数

C_0 : 標準せん断力係数 ($C_0=0.2$)

4.2 地下部分の水平地震力

地下部分に作用する水平地震力は、当該部分の重量に次式による水平震度を乗じて算定する。

$$K = 0.1 \cdot n \cdot (1 - H/40) \cdot Z \quad (4.3)$$

ここで、

K : 地下震度

n : 施設の重要度分類に応じた係数 ($n=1.5$)

H : 地下部分の地盤面からの深さ (m)

Z : 地震地域係数 ($Z=1.0$)

上式によって求めた地震層せん断力係数 $1.5 \cdot C_i$ 及び設計用地震力を表 4-1 に、設計用転倒モーメントを表 4-2 に示す。

表 4-1 地震層せん断力係数 $1.5 \cdot C_i$ 及び設計用地震力

T. P. (m)	W_i (kN)	地震層せん断力係数 $1.5 \cdot C_i$		設計用地震力 ($\times 10^4$ kN)	
		NS	EW	NS	EW
43.5	26540	0.405	0.350	1.25	1.02
39.3	82530	0.336	0.339	3.04	3.04
33.22	130640	0.321	0.327	4.52	4.58
29.22	478970	0.300	0.300	15.09	15.09
16.3	1351580	[0.150]	[0.150]	31.15	31.15
13.8	1609550	[0.142]	[0.142]		

注：[] 内は地下部分の水平震度を示す。

表 4-2 設計用転倒モーメント

($\times 10^5$ kN・m)

T. P. (m)	NS	EW
13.8	30.89	30.82

5. 荷重及び荷重の組合せ

5.1 荷重

貯蔵建屋の設計では以下の荷重を考慮する。

(1) 固定荷重 (DL)

構造物の自重で、以下の値とする。

鉄筋コンクリート	24 kN/m ³
鉄骨鉄筋コンクリート	25 kN/m ³
鉄骨	77 kN/m ³

(2) 配管荷重 (PL)

配管による荷重

(3) 機器荷重 (EL)

金属キャスク等の建屋内に格納される主要機器の荷重

(4) 積載荷重 (LL)

人員荷重の他、機器荷重 (EL) に含まれない小さな機器類の荷重

(5) 雪荷重 (SNL)

積雪量 170 cm, 単位荷重 30 N/m² (積雪量 1 cm 当たり) として, 5.10 kN/m² とする。ただし, 長期荷重時には 0.7 を乗じ, 地震荷重時には 0.35 を乗じる。

なお, 降下火砕物の荷重は, 文献調査等により敷地で確認されている既往最大の層厚 30 cm, 単位荷重 150 N/m² (湿った灰を想定: 1 cm 当たり) を考慮したとしても 4.50 kN/m² となり雪荷重より小さいため, 雪荷重によって代表させる。

(6) 温度荷重 (TL)

金属キャスクの支持構造物である基礎スラブの上面と下面との温度差によって生じる荷重で, 表 5.1-1 に示すとおりとする。

(7) 地震荷重 (SEL)

「4. 設計用地震力」による。

(8) 風荷重 (WL)

建築基準法施行令第 87 条の規定による。ただし, 風荷重は表 5.1-2 に示すように地震荷重に比べて小さいので, 荷重の組合せにおいては地震荷重によって代表させる。

(9) クレーン荷重 (CL)

定格荷重 1600 kN の天井クレーンによる荷重

クレーン自重	1000 kN
トロリ自重	700 kN
吊荷	1600 kN

表 5.1-1 温度荷重条件

(単位：℃)

季節	荷重 状態	給気 温度	貯蔵区域		受入れ区域		基準 温度
			基礎上面*	基礎下面	基礎上面	基礎下面	
夏	長期	21.7	44.0	10.0	32.8	10.0	15.9
	短期	25.7	48.0	10.0	36.8	10.0	
冬	長期	-1.6	17.9	10.0	8.1	10.0	4.2
	短期	-5.8	13.4	10.0	3.9	10.0	

注記*：三次元熱流動解析結果に基づき設定した温度分布の最高温度を示す。

表 5.1-2 風荷重と地震荷重の比較

(単位：×10⁴ kN)

T. P. (m)	NS方向		EW方向	
	風荷重による せん断力	設計用地震力	風荷重による せん断力	設計用地震力
43.5	0.01	1.25	0.05	1.02
39.3	0.04	3.04	0.14	3.04
33.22	0.09	4.52	0.24	4.58
29.22	0.17	15.09	0.41	15.09
16.3	0.24	31.15	0.55	31.15
13.8				

5.2 荷重の組合せ

設計で用いる荷重の組合せは表 5.2-1 による。ただし、ランウェイガーダの設計で用いる荷重の組合せは、「6.5 ランウェイガーダの設計」に示すものとする。

表 5.2-1 荷重の組合せ

荷重 ケース	荷重の組合せ	設計箇所	許容応力度
A	$VL^{*1} + 0.7 \cdot SNL + CL + TL^{*3}$	大ばり・柱 耐震壁 基礎スラブ 杭	長期
B	$VL^{*1} + 0.35 \cdot SNL + CL + TL^{*3} + SEL$	大ばり・柱 耐震壁 基礎スラブ 杭	短期
B'	$VL'^{*2} + CL + SEL$	杭	

注記*1：鉛直荷重（VL）は、固定荷重（DL）、配管荷重（PL）、機器荷重（EL）及び積載荷重（LL）を加え合わせたものである。

注記*2：鉛直荷重（VL'）は、鉛直荷重（VL）から金属キャスク重量を除いたものである。

注記*3：温度荷重（TL）は、表 5.1-1 に示すとおり夏と冬の 2 ケースとし、基礎スラブへの荷重として考慮する。

6. 設計概要

6.1 耐震壁の設計

(1) 解析概要及び解析結果

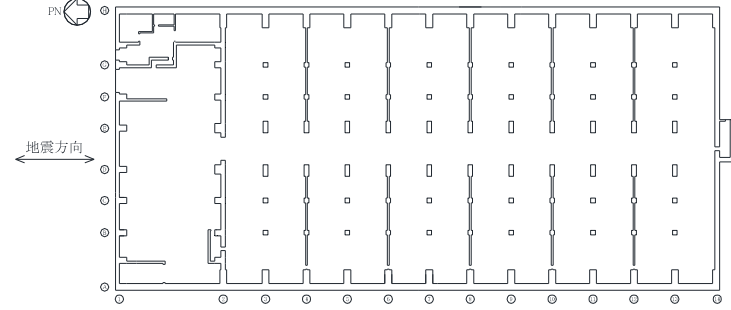
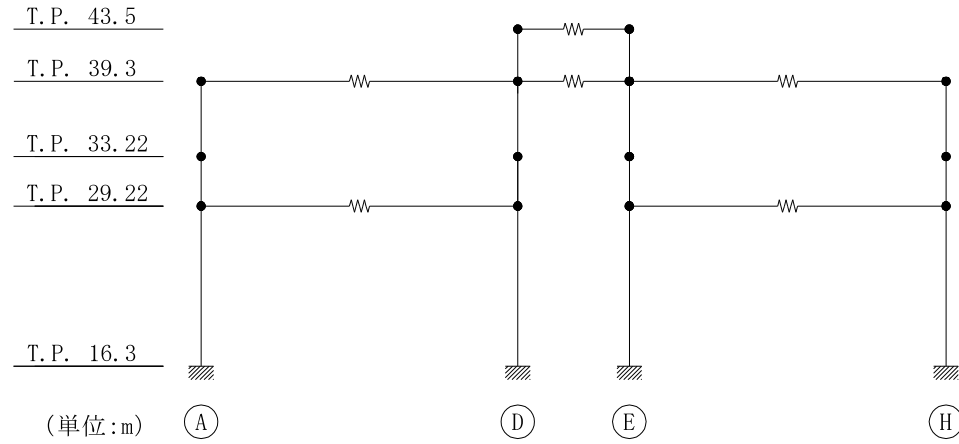
a. 分担せん断力

分担せん断力の計算は，耐震壁の各部材の設計用応力（せん断力と曲げモーメント）及びラーメン構造に用いる設計用地震荷重を求めるために行う。

せん断力分配解析モデルは，各階の床剛性を考慮するため床ばねで結んでいる。また，基礎スラブから立ち上がる部材の基部は固定とする。

解析は，表 4-1 に示す設計用地震力を図 6.1-1 及び図 6.1-2 のモデルに外力として加えて行う。

解析結果を表 6.1-1 及び表 6.1-2 に示す。



せん断断面積及び断面二次モーメント

T. P. (m)	A	D	E	H
43.5	—	1.80	1.80	—
39.3	14.04	43.36	43.36	14.04
33.22	12.29	457.05	457.05	12.29
29.22	14.04	108.40	108.40	14.04
	12.29	1116.95	1116.95	12.29
16.3	169.59	0.91	0.91	168.64
	2875.22	—	—	2834.01

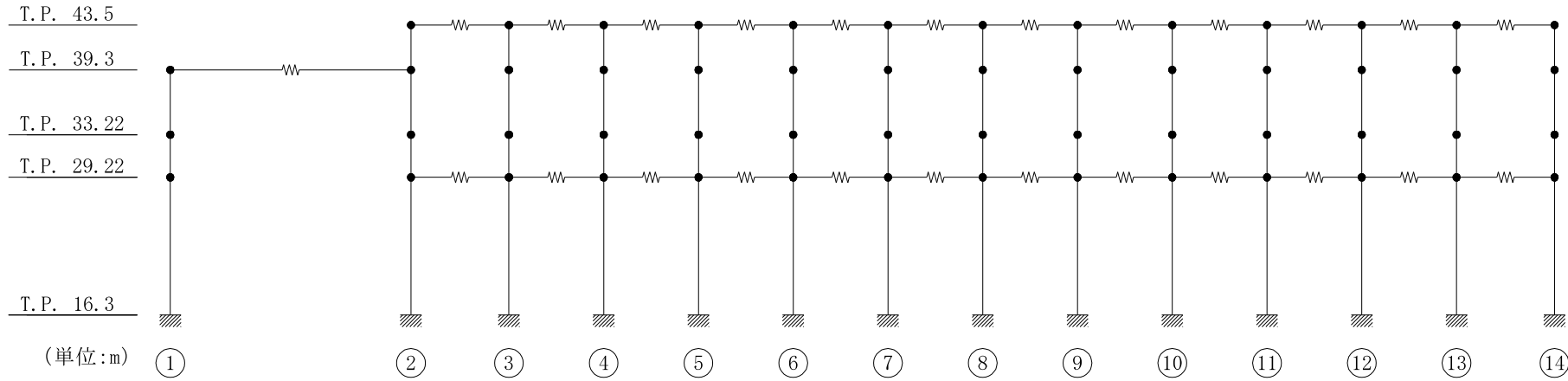
上段：せん断断面積 (m²)

下段：断面二次モーメント (×10² m⁴)

床ばね定数 (単位：×10⁶ kN/m)

T. P. (m)	A-D	D-E	E-H
43.5	—	18.97	—
39.3	4.81	13.65	4.81
33.22	—	—	—
29.22	31.18	—	31.18

図 6.1-1 せん断力分配解析モデル (NS 方向)



(単位:m)

せん断断面積及び断面二次モーメント

T.P. (m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
43.5	—	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
39.3	—	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
33.22	13.05	30.80	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
29.22	159.00	185.14	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.42
16.3	30.80	34.80	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	10.00
	185.14	185.47	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.09
	37.82	54.22	3.14	21.78	3.14	21.78	3.14	21.78	3.14	21.78	3.14	21.78	3.14	61.32
	327.82	461.20	—	199.32	—	199.32	—	199.32	—	199.32	—	199.32	—	255.21

上段：せん断断面積 (m²)
下段：断面二次モーメント (×10² m⁴)

床ばね定数

(単位：×10⁶ kN/m)

T.P. (m)	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14
43.5	—	1.71	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.71
39.3	14.12	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
33.22	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
29.22	—	43.62	45.09	45.09	45.09	45.09	45.09	45.09	45.09	45.09	45.09	45.09	43.62

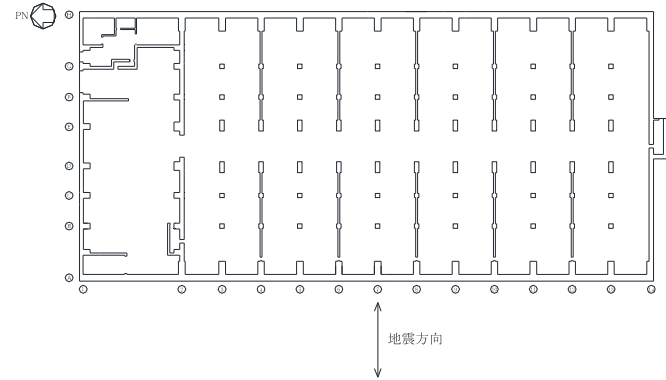


図 6.1-2 せん断力分配解析モデル (EW 方向)

表 6.1-1 解析結果（せん断力）及びフレーム設計用地震荷重

(単位： $\times 10^3$ kN)

T. P. (m)	NS				EW														フレーム設計用 地震荷重	
	A	(D)	(E)	H	1	2	(3)	4	(5)	6	(7)	8	(9)	10	(11)	12	(13)	14	NS	EW
43.5	—	6.26	6.25	—	—	1.28	0.47	0.67	0.72	0.79	0.78	0.81	0.78	0.80	0.76	0.77	0.75	0.88	6.26	0.78
39.3	6.48	8.87	8.71	6.36	6.64	7.99	1.06	1.25	1.30	1.37	1.36	1.39	1.36	1.38	1.34	1.35	1.34	1.33	8.87	1.36
33.22	7.83	14.91	14.75	7.72	8.73	10.52	1.99	2.17	2.22	2.29	2.28	2.31	2.28	2.30	2.26	2.27	2.27	1.98	14.91	2.28
29.22	73.73	1.20	1.21	74.78	16.09	28.45	2.15	14.51	2.44	15.63	2.53	15.76	2.49	15.06	2.28	12.82	1.71	19.07	1.21	2.53
16.3																				

18

注：() で示す通りは，フレーム構造部分を示す。

表 6.1-2 解析結果（曲げモーメント）

(単位： $\times 10^4$ kN・m)

T. P. (m)	NS				EW															
	A	D	E	H	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14		
43.5																				
39.3	—	2.63	2.63	—	—	0.54	0.20	0.28	0.31	0.33	0.33	0.34	0.33	0.34	0.32	0.33	0.32	0.37		
33.22	3.94	8.02	7.92	3.87	4.04	5.39	0.84	1.04	1.10	1.16	1.15	1.19	1.16	1.18	1.14	1.15	1.13	1.18		
29.22	7.07	13.99	13.82	6.96	7.53	9.60	1.63	1.91	1.98	2.08	2.06	2.11	2.07	2.09	2.04	2.05	2.03	1.97		
16.3	102.33	15.53	15.37	103.57	28.31	46.35	4.40	20.64	5.13	22.26	5.33	22.47	5.28	21.54	4.98	18.62	4.23	26.60		

b. 断面算定

耐震壁は「a. 分担せん断力」で得られた設計用せん断力及び曲げモーメントに耐えるように設計する。

せん断力による応力はすべて鉄筋で負担させ、さらに曲げモーメントにより生じる引張応力についても、鉄筋で負担するものとして断面算定を行う。

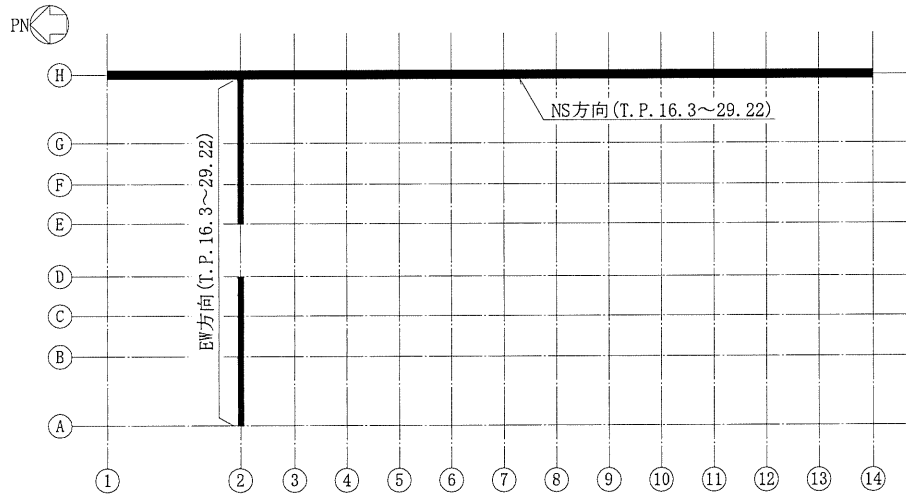
断面算定結果を表 6.1-3 に、配筋図を図 6.1-3 に示す。

断面算定表（表 6.1-3）に用いる記号の説明

Q	: せん断力
M	: 曲げモーメント
N	: 軸力（圧縮を正とする。）
τ	: コンクリートのせん断応力度
$\sigma_t, s\sigma_t$: 鉄筋の引張応力度
σ_c	: コンクリートの圧縮応力度
p_g	: 主筋全断面積のコンクリート全断面積に対する比
t	: 壁厚
f_t	: 鉄筋の許容引張応力度

表 6.1-3 耐震壁の断面算定表

方向	T.P. (m)	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{ mm}^2$)	壁厚 t (mm)	配筋 (タテ, ヨコ共) p_g (%)	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				$\frac{s \sigma_t + \sigma_t}{f_t}$
						せん断力 Q ($\times 10^3 \text{ kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	鉄筋の 引張応力度 $s \sigma_t$ (N/mm^2)	曲げ モーメント M ($\times 10^4 \text{ kN}\cdot\text{m}$)	軸力 N ($\times 10^3 \text{ kN}$)	鉄筋の 引張応力度 σ_t (N/mm^2)	コンクリートの 圧縮応力度 σ_c (N/mm^2)	
NS	16.3~29.22	H	168.64		$p_g =$	74.78	0.45	37.50	103.57	80.71	0.00	0.94	0.11
EW	16.3~29.22	2	54.22	1000	2-D32@200 $p_g = 0.79$	28.45	0.53	67.09	46.35	58.45	0.00	0.96	0.20



断面算定箇所

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

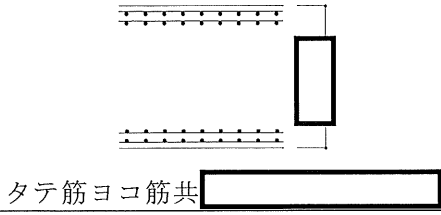
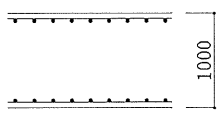
方向	T. P. (m)	通り	配筋図
NS	16.3~29.22	H	 <p>タテ筋ヨコ筋共 </p>
EW	16.3~29.22	2	 <p>タテ筋ヨコ筋共 D32@200 ダブル</p>

図 6.1-3 耐震壁配筋図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

6.2 ラーメン構造部の設計

(1) 解析概要及び解析結果

ラーメン構造部は鉛直荷重，雪荷重，地震荷重及びクレーン荷重に対して安全であるように設計する。

代表例としてE通り及び7通りフレームについて解析概要及び解析結果を示す。

解析モデルは図6.2-1及び図6.2-2に示すように，大ばり・柱を線材置換したフレームで，基礎スラブ上端に固定されているものとする。また，各部材は曲げ及びせん断変形を考慮し，フレームに含まれる壁の剛性も評価する。

荷重別の応力解析結果を図6.2-3～図6.2-18に示す。なお，クレーン荷重及び地震荷重の解析結果は，代表的な各1ケースを記載している。

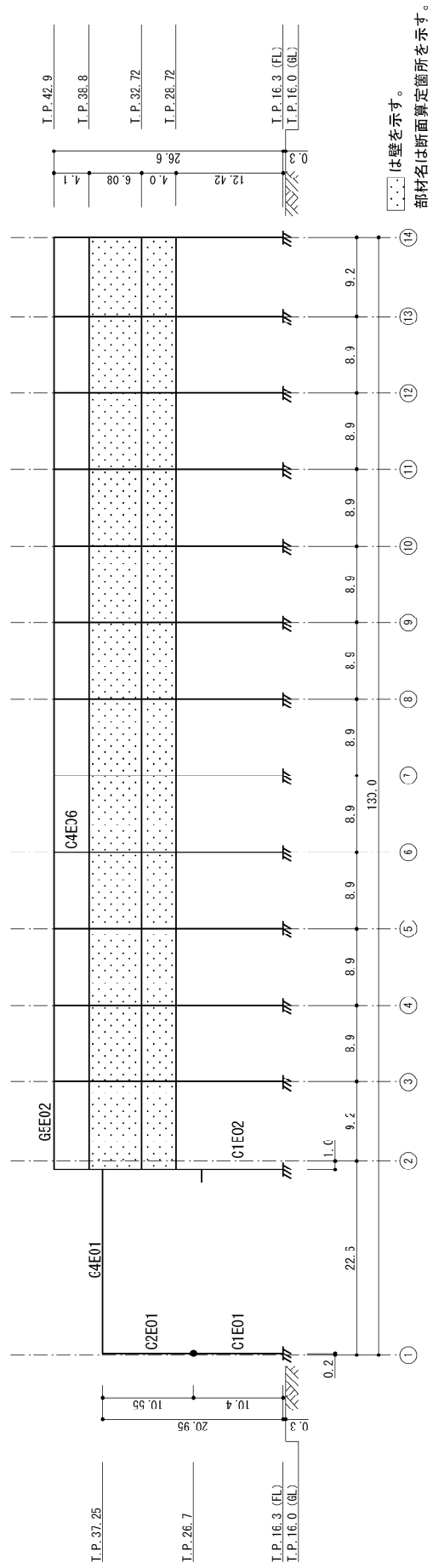


図 6.2-1 E通り解析モデル図 (単位：m)

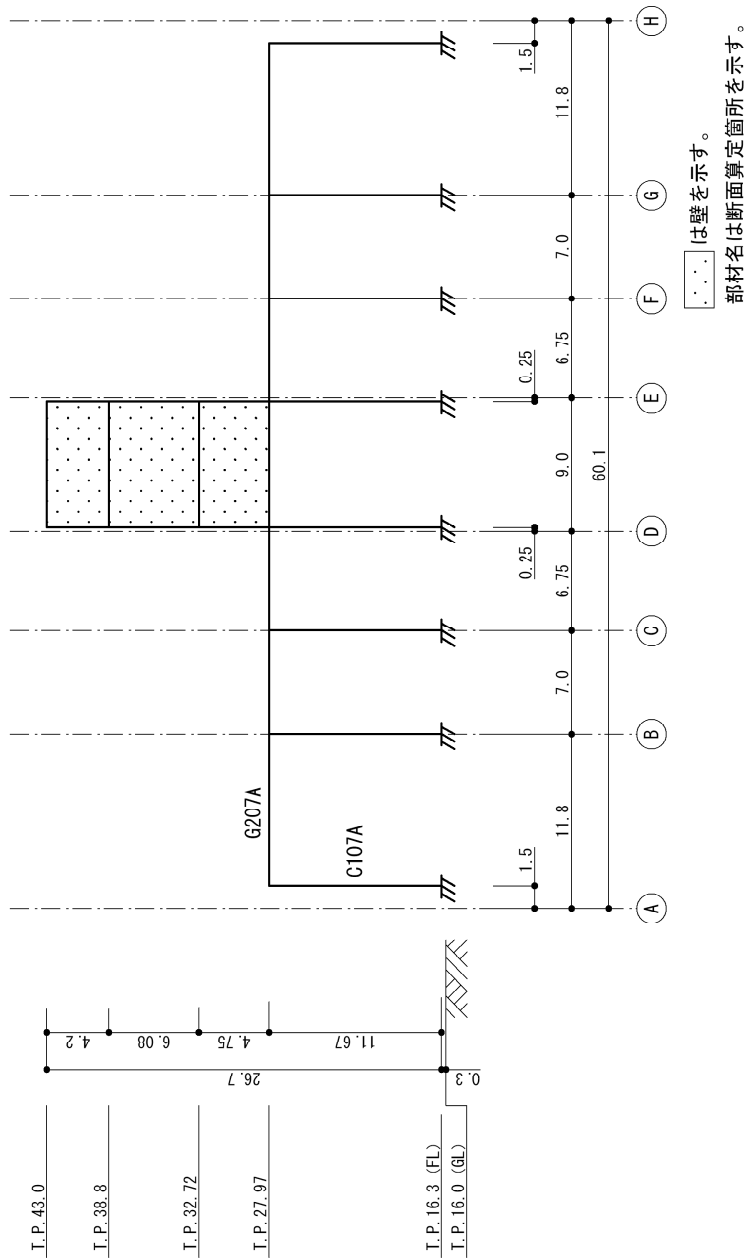


図 6.2-2 7 通り解析モデル図 (単位: m)

表示例	
はり右端 曲げモーメント	曲柱 げ脚 モーメント
曲柱 げ頭 モーメント	はり左端 曲げモーメント

 は壁を示す。

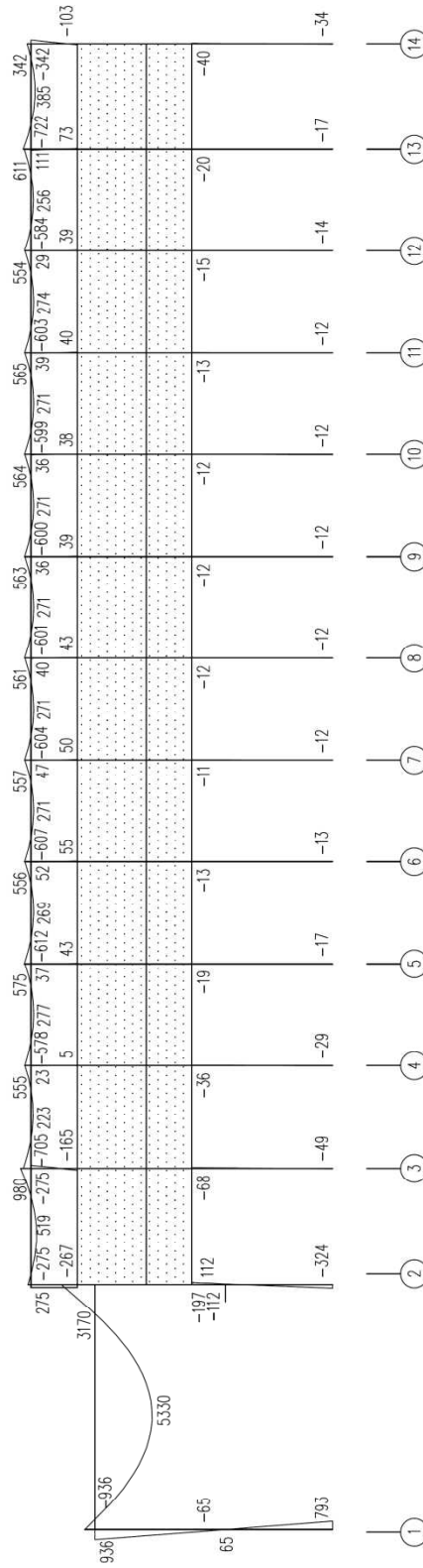


図 6.2-3 鉛直荷重 曲げモーメント図 (E 通り) (単位 : kN・m)

表示例	
はり右端せん断力	柱脚せん断力
柱頭せん断力	はり左端せん断力

部材中央の()内の値は軸力を示す。
(引張りを正とする)

は壁を示す。

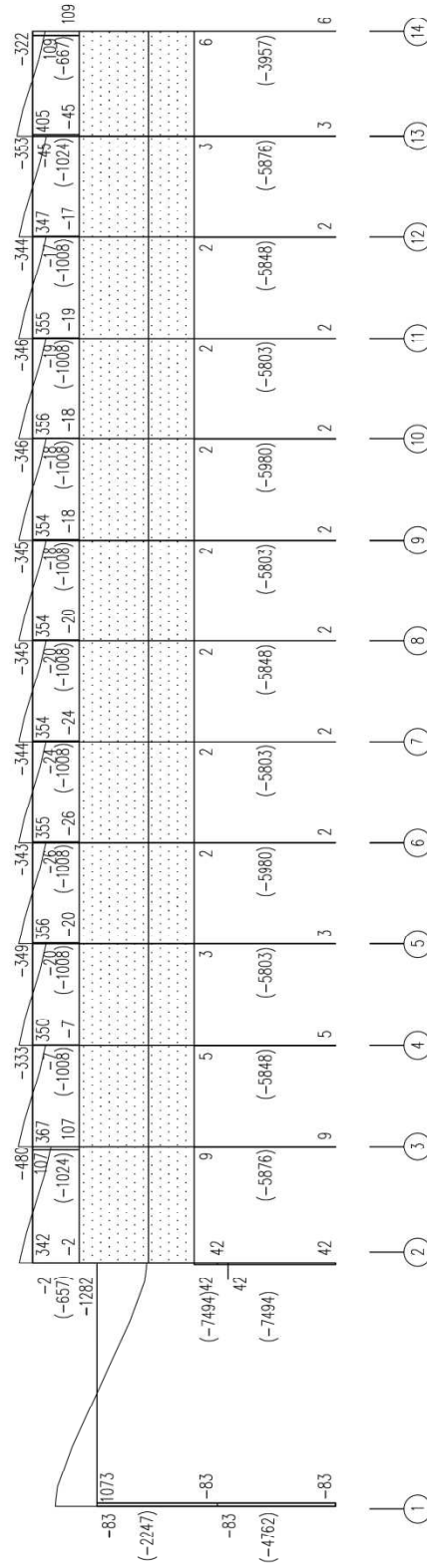


図 6.2-4 鉛直荷重せん断力及び軸力図 (E通り) (単位: kN)

表示例	
はり右端 曲げモーメント	曲柱 げ脚 モーメント
はり左端 曲げモーメント	曲柱 げ頭 モーメント

 は壁を示す。

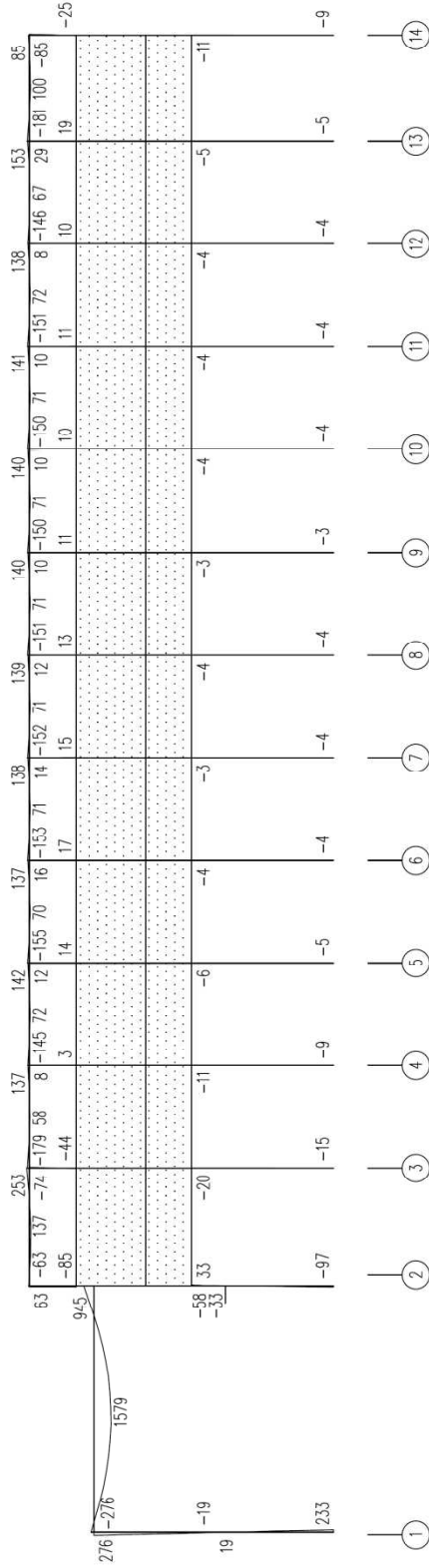


図 6.2-5 雪荷重 曲げモーメント図 (E通り) (単位: kN・m)

表示例	
はり右端 せん断力	柱 脚せん断力
はり左端 せん断力	柱 頭せん断力

部材中央の()内の値は軸力を示す。
(引張りを正とする)

は壁を示す。

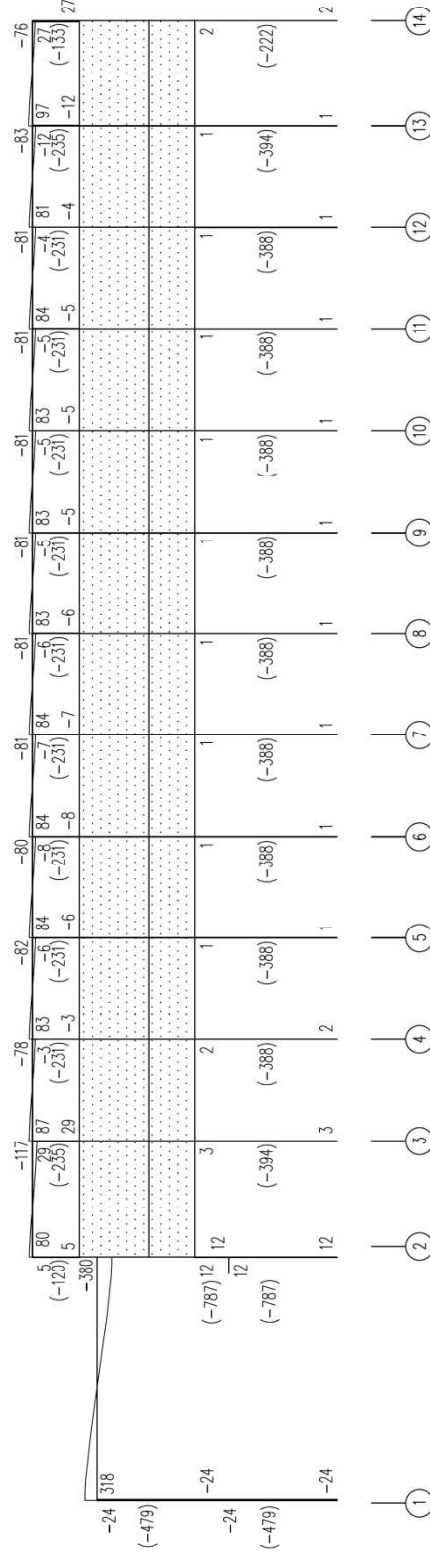


図 6.2-6 雪荷重 せん断力及び軸力図 (E 通り) (単位 : kN)

表示例	
はり右端 曲げモーメント	はり左端 曲げモーメント
柱脚 モーメント	柱頭 モーメント

 は壁を示す。

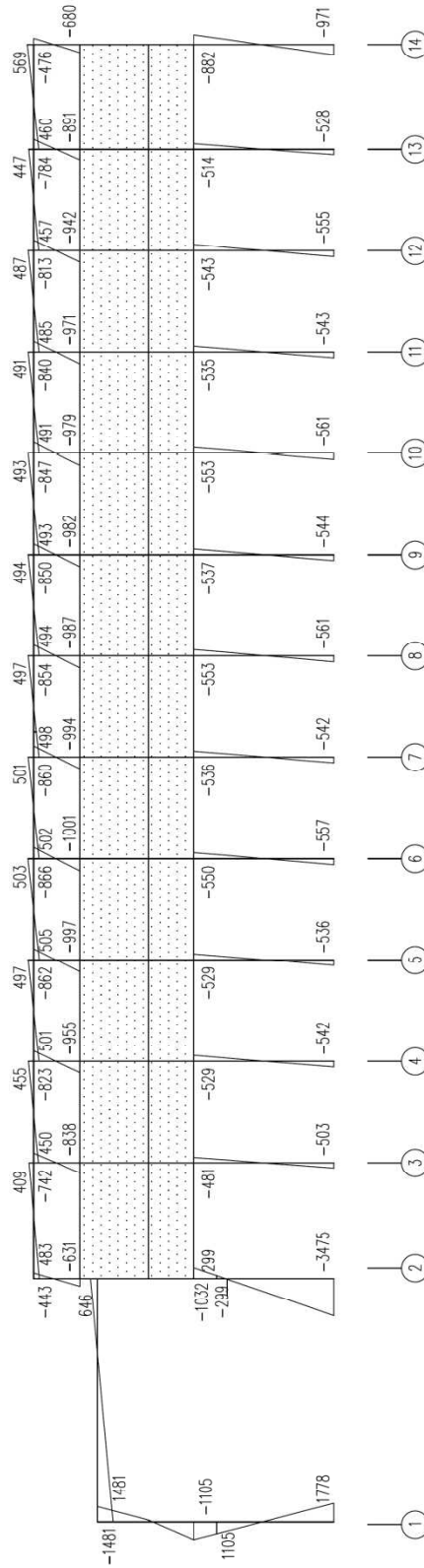


図 6.2-7 地震荷重 曲げモーメント図 (E 通り) (単位: kN·m)

表示例	
はり右端せん断力	はり左端せん断力
柱脚せん断力	柱頭せん断力

部材中央の()内の値は軸力を示す。
(引張りを正とする)

は壁を示す。

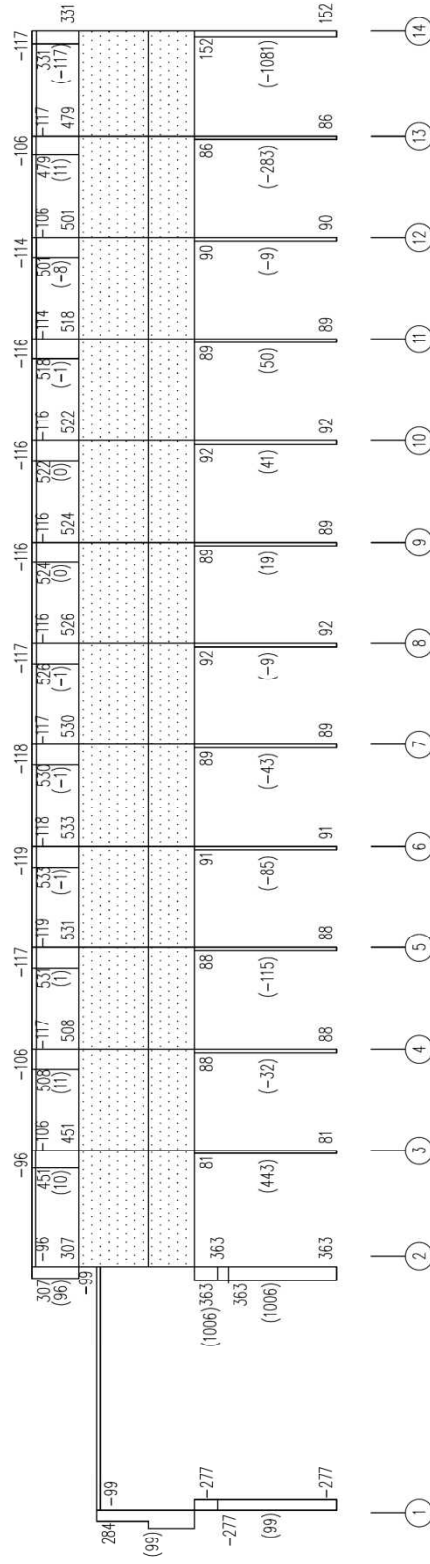


図 6.2-8 地震荷重 せん断力及び軸力図 (E 通り) (単位: kN)

表示例	
はり右端 曲げモーメント	曲柱 げ脚 モーメント
曲柱 げ頭 モーメント	はり左端 曲げモーメント

 は壁を示す。

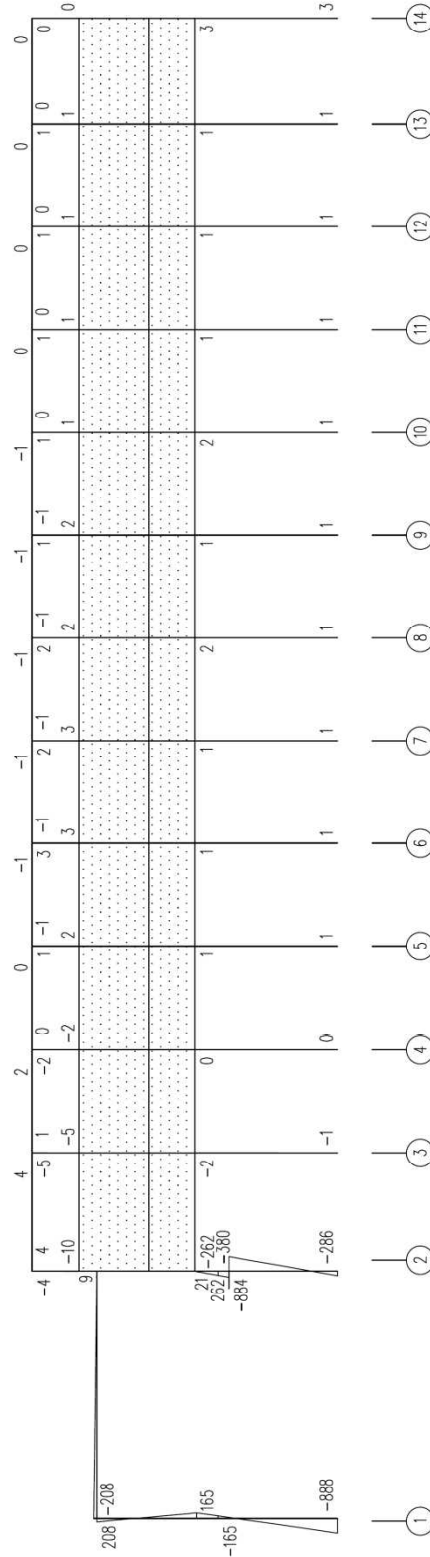



図 6.2-9 長期クレーン荷重 曲げモーメント図 (E通) (単位：kN・m)

表示例	
はり右端せん断力	柱脚せん断力
柱頭せん断力	はり左端せん断力

部材中央の()内の値は軸力を示す。
(引張りを正とする)

 は壁を示す。

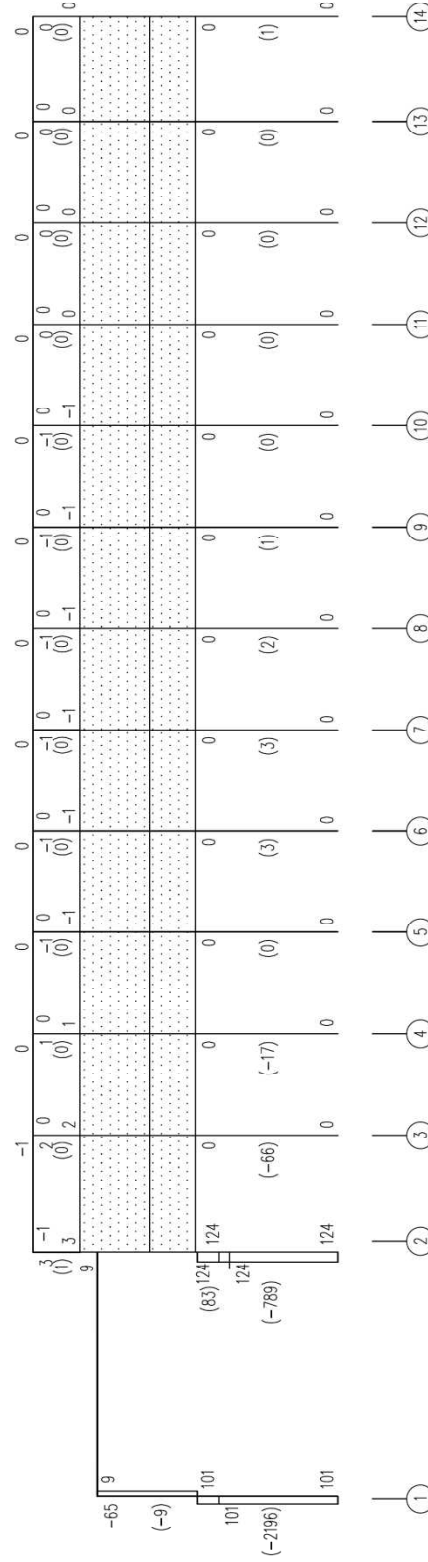


図 6.2-10 長期クレーン荷重 せん断力及び軸力図 (E 通り) (単位 : kN)

表示例	
はり右端 曲げモーメント	はり左端 曲げモーメント
はり右端 曲げモーメント	はり左端 曲げモーメント

は壁を示す。

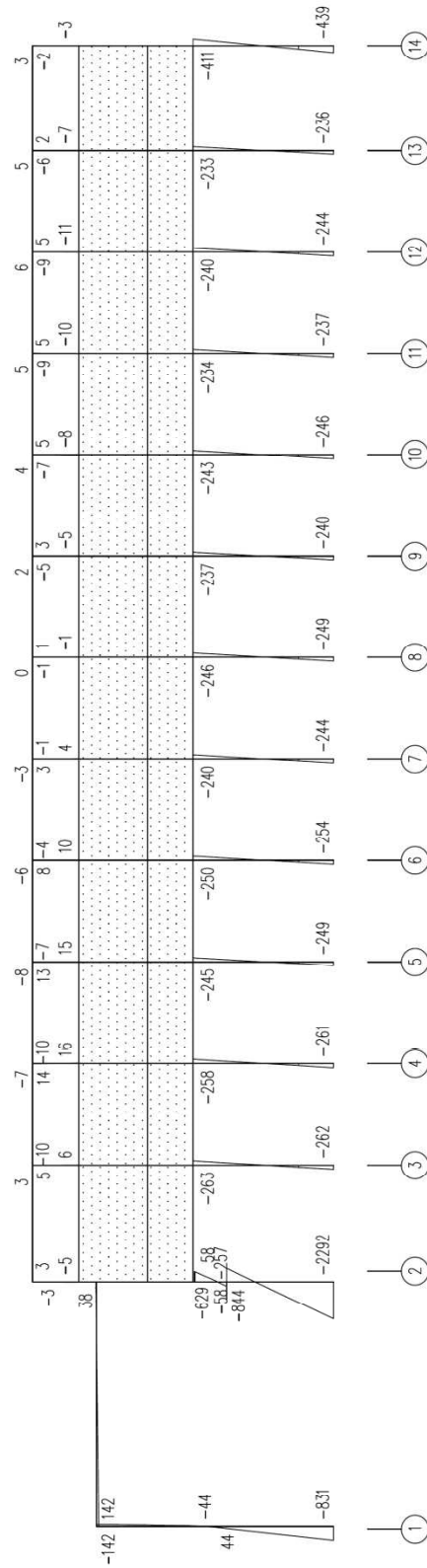


図 6.2-11 短期クレーン荷重 曲げモーメント図 (E 通り) (単位: kN・m)

表示例	
はり右端せん断力	柱脚せん断力
柱頭せん断力	はり左端せん断力

部材中央の()内の値は軸力を示す。
(引張りを正とする)

 は壁を示す。

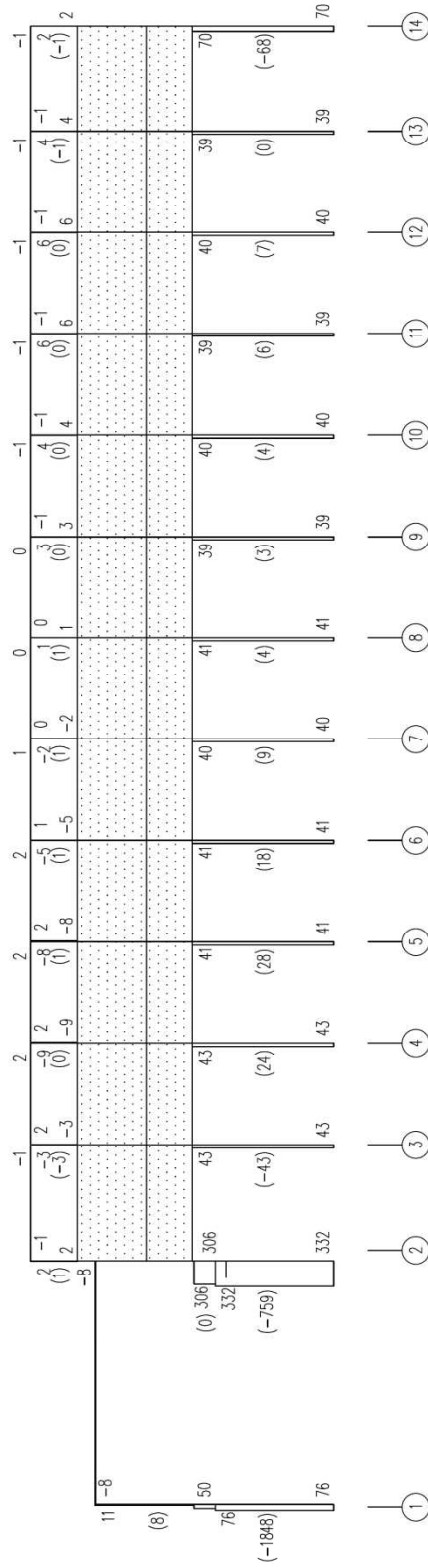


図 6.2-12 短期クレーン荷重 せん断力及び軸力図 (E 通り) (単位 : kN)

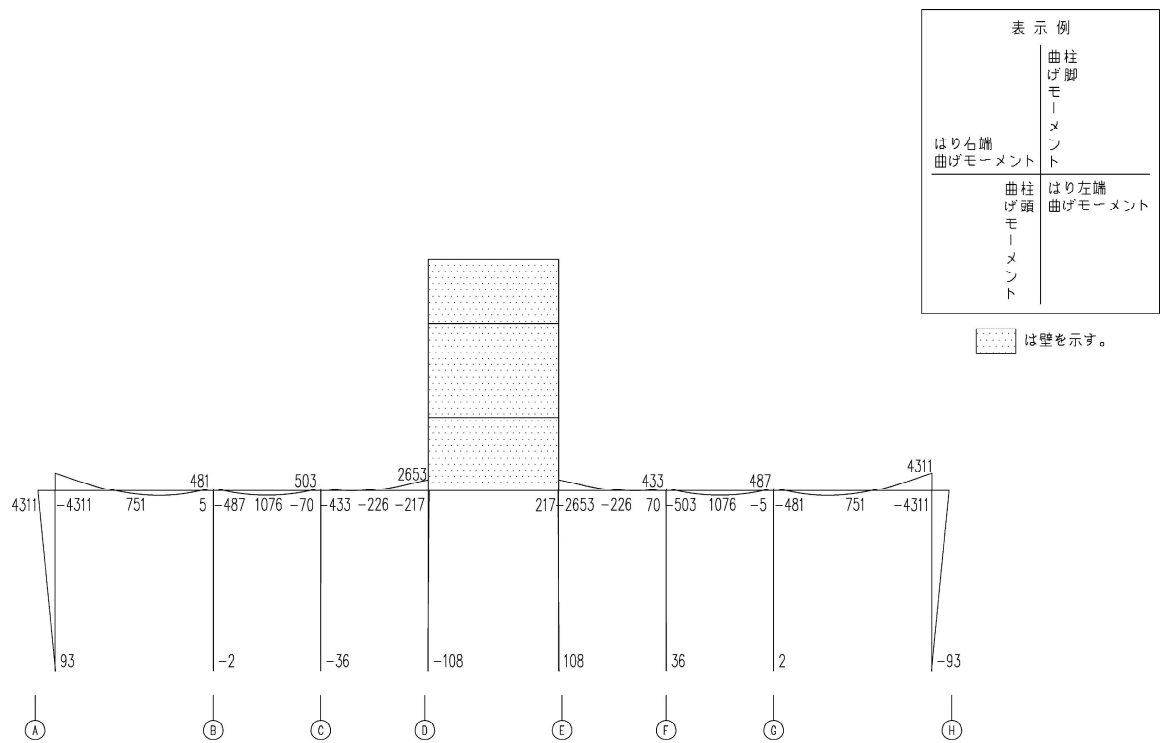


図 6.2-13 鉛直荷重 曲げモーメント図 (7 通り) (単位 : kN・m)

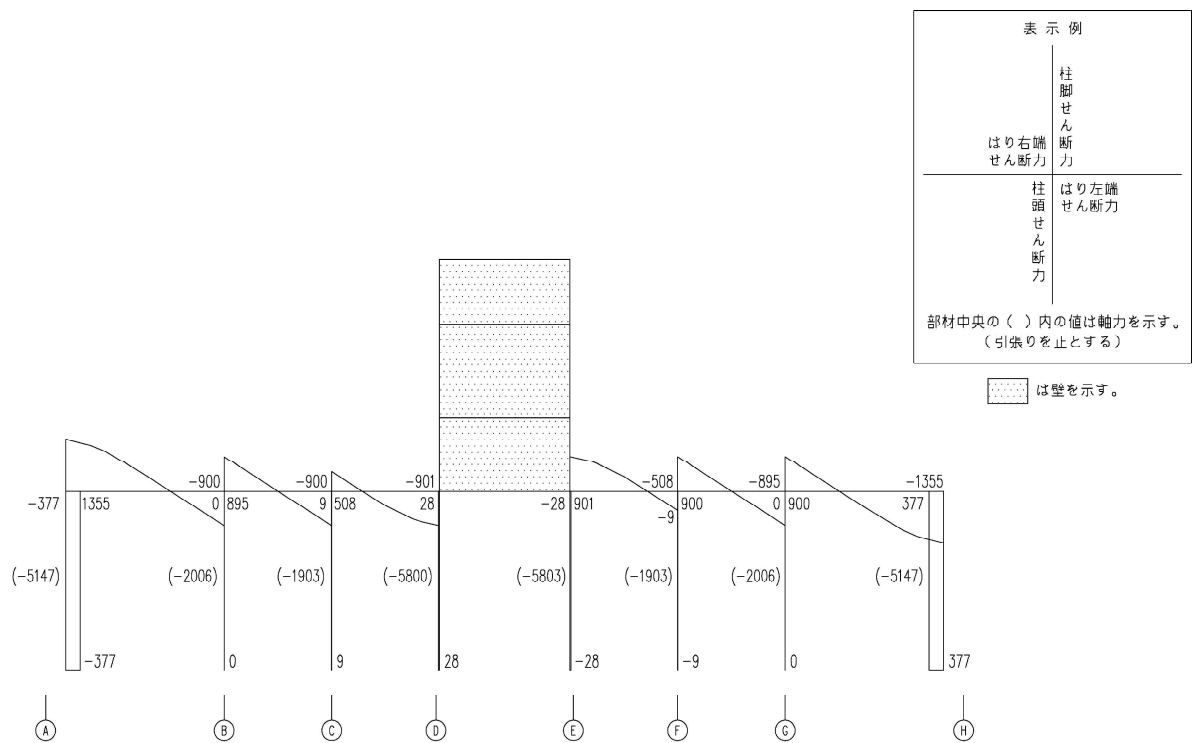


図 6.2-14 鉛直荷重 せん断力及び軸力図 (7 通り) (単位 : kN)

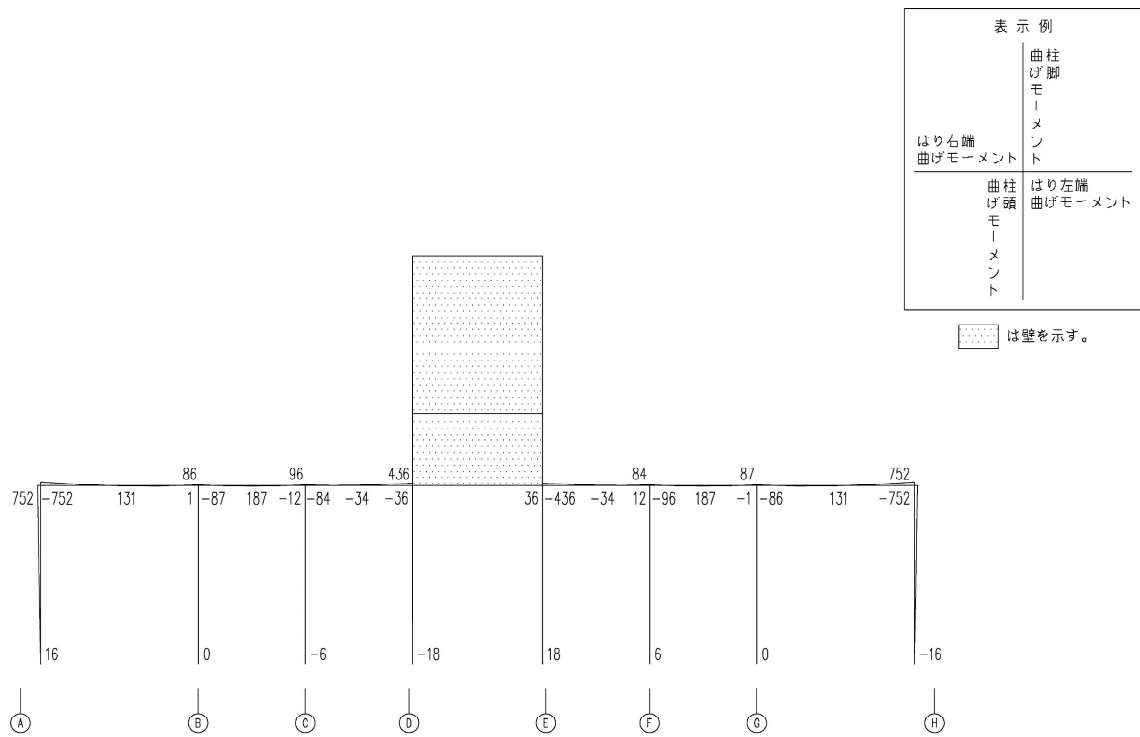


図 6.2-15 雪荷重 曲げモーメント図 (7 通り) (単位 : kN・m)

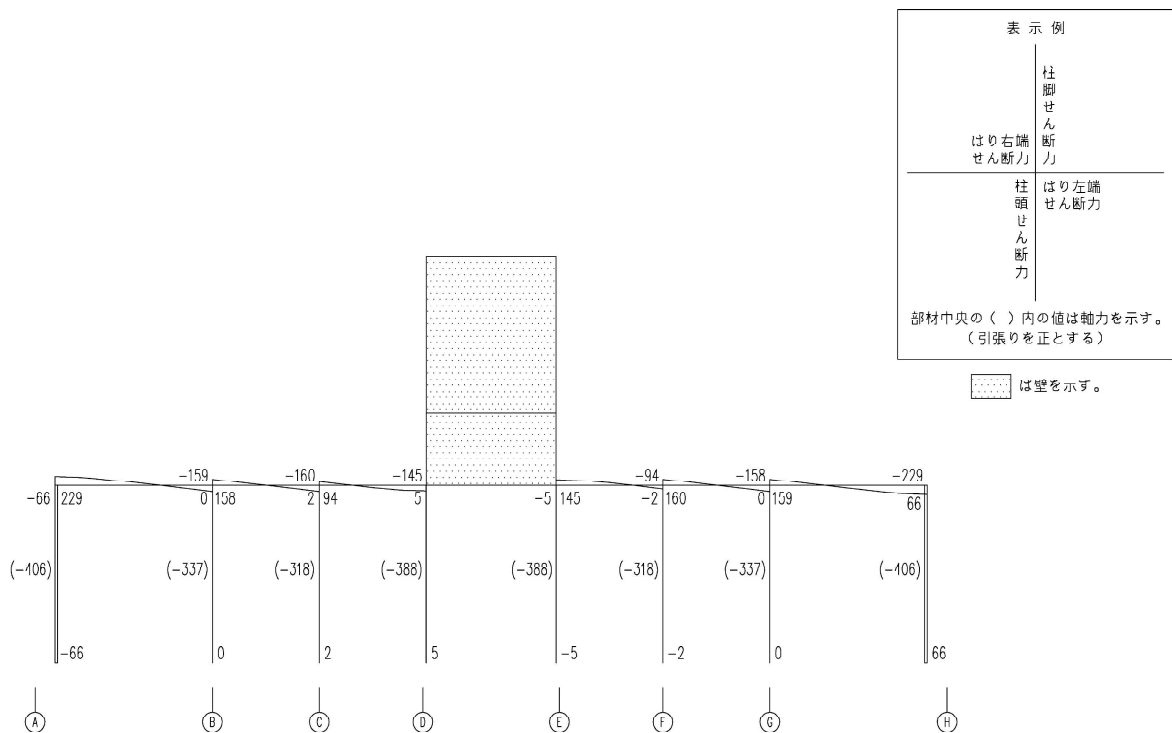


図 6.2-16 雪荷重 せん断力及び軸力図 (7 通り) (単位 : kN)

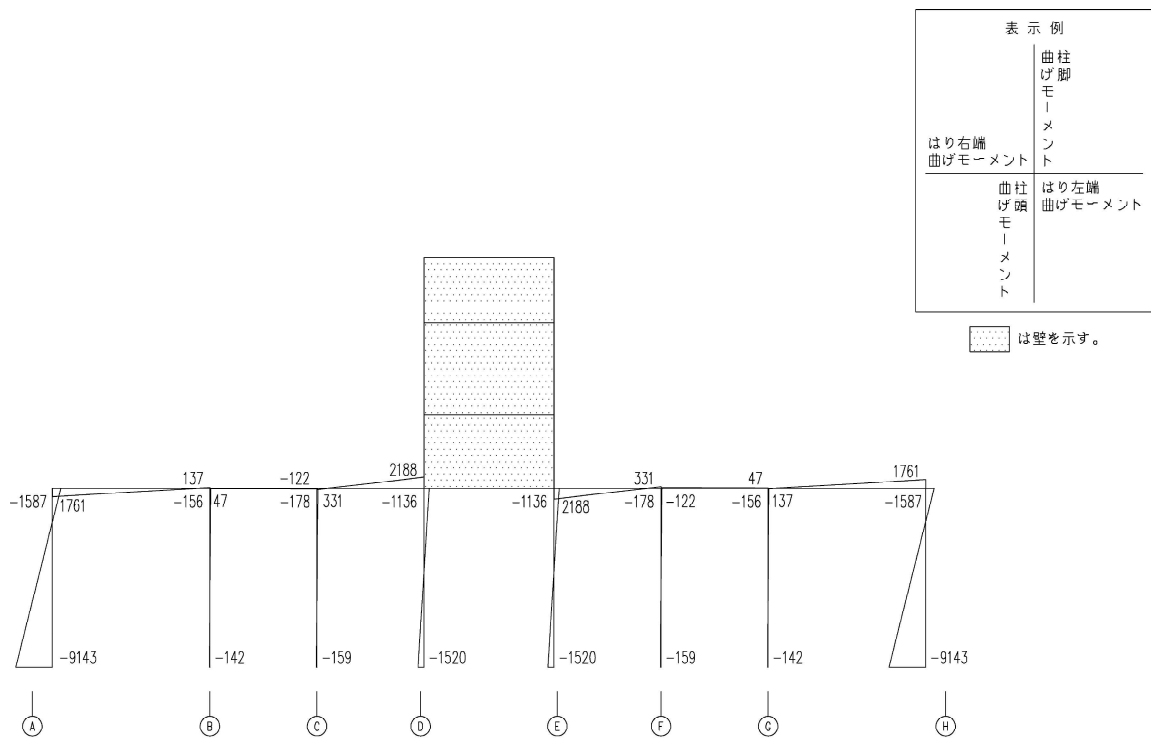


図 6.2-17 地震荷重 曲げモーメント図 (7 通り) (単位: $\text{kN}\cdot\text{m}$)

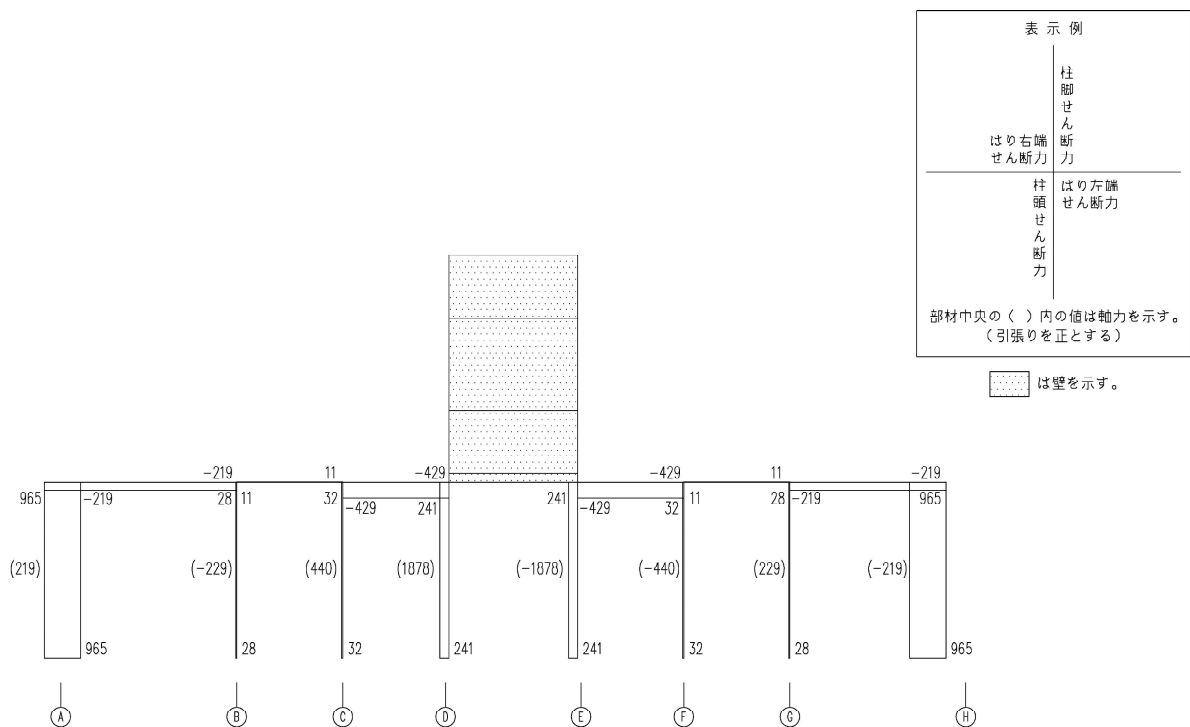


図 6.2-18 地震荷重 せん断力及び軸力図 (7 通り) (単位: kN)

(2) 断面算定

各部材の断面算定は、荷重の組合せに対し最も不利な応力について行う。

鉄筋コンクリート部材、鉄骨鉄筋コンクリート部材及び鉄骨部材は、それぞれ「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準」、 「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準」及び「鋼構造設計規準」に準拠して設計する。

図6.2-1及び図6.2-2に表す代表的部材についての断面算定結果を以下に示す。

表 6.2-1 大ばり断面算定表（鉄筋コンクリート）

表 6.2-2 大ばり断面算定表（鉄骨）

表 6.2-3 柱断面算定表（鉄筋コンクリート）

表 6.2-4 柱断面算定表（鉄骨）

表 6.2-5 柱断面算定表（鉄骨鉄筋コンクリート）

鉄筋コンクリート部材及び鉄骨鉄筋コンクリート部材の断面算定表（表 6.2-1，表 6.2-3，表 6.2-5）に用いる記号の説明

b	: 材の幅
D	: 材の全せい
$d, r d$: 曲げ材の圧縮縁から引張鉄筋重心までの距離（有効せい）
$j, r j$: 曲げ材の応力中心距離（ $(7/8) \cdot d, (7/8) \cdot r d$ ）
M	: 曲げモーメント
N	: 軸力（圧縮を正とする。）
Q	: せん断力
$s M_0$: 鉄骨が曲げモーメントだけを受ける場合の許容曲げモーメント
$s M, r M$: 負担曲げモーメント
$s N, r N$: 負担軸力
$s Q_A, r Q_A$: 許容せん断力
$s Q_d, r Q_d$: 設計せん断力
$s Z$: 鉄骨の断面係数
$p_t, r p_t$: 引張鉄筋比
$a_t, r a_t$: 引張鉄筋の断面積
$p_w, r p_w$: 必要あばら筋比又は必要帯筋比
$r f_t$: 鉄筋の許容引張応力度
f_s	: コンクリートの許容せん断応力度
α	: せん断スパン比（ $M / (Q \cdot d)$ ）による割増し係数
f_c'	: 柱の鉄筋コンクリート部分の算定に用いるコンクリートの許容圧縮応力度（鉄骨鉄筋コンクリート部材）
$s f_b$: 鋼材の許容曲げ応力度
$s \sigma$: 鋼材の応力度

注：左側添字は鉄骨鉄筋コンクリート部材に用い， s は鉄骨を， r は鉄筋コンクリートを示す。

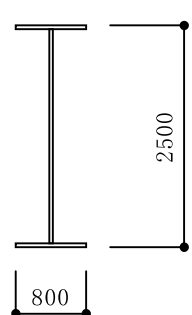
鉄骨部材の断面算定表（表 6.2-2 及び表 6.2-4）に用いる記号の説明

- Z : 断面係数
- A : 断面積
- A_s : ウェブ部分の断面積
- M : 曲げモーメント
- N : 軸力（圧縮を正とする。）
- Q : せん断力
- f_b : 許容曲げ応力度
- f_{σ_b} : フランジ部分の曲げ応力度
- w_{σ_b} : ウェブ部分の曲げ応力度
- i : 断面二次半径
- l_k : 座屈長さ
- λ : 細長比
- f_c : 許容圧縮応力度
- σ_c : 圧縮応力度
- f_s : 許容せん断応力度
- τ : せん断応力度
- f_t : 許容引張応力度

表 6.2-1 大ばり断面算定表 (鉄筋コンクリート)

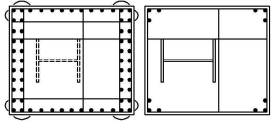
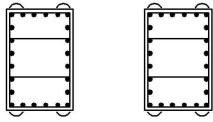
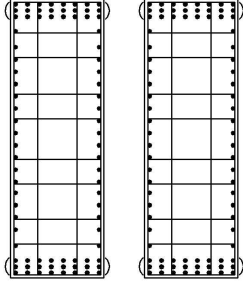
T.P. (m)		42.9			27.97			
はり記号		G5E02			G207A			
位置		2端	中央	3端	A端	中央	B端	
断面形	b × D (mm)	1500 × 1200			1000 × 2500			
	d (mm)	1050			2250			
	j (mm)	918			1968			
設計 応力	長期	M (kN・m)	479	619	-1181	-4838	-1309	1106
		荷重ケース	A	A	A	A	A	A
		Q (kN)	-398	—	568	-1516	—	1011
		荷重ケース	A	—	A	A	—	A
	短期	M (kN・m)	-780	740	-1491	-6335	-2790	1473
		荷重ケース	B	B	B	B	B	B
		Q (kN)	-466	—	620	-1654	—	1174
		荷重ケース	B	—	B	B	—	B
長期	$M / (b \cdot d^2)$ (N/mm ²)	0.29	0.37	0.71	0.96	0.26	0.22	
	p _t (%)	0.23	0.30	0.42	0.56	0.21	0.18	
短期	$M / (b \cdot d^2)$ (N/mm ²)	0.47	0.45	0.90	1.25	0.55	0.29	
	p _t (%)	0.16	0.15	0.30	0.42	0.19	0.10	
a _t (mm ²)		3623	4725	6615	12600	4725	4050	
設計 配筋	上端筋	9-D38	7-D38	9-D38	18-D38	12-D38	10-D38	
	下端筋	7-D38	7-D38	7-D38	12-D38	10-D38	10-D38	
	断面積 (mm ²)	10260	7980	10260	20520	13680	11400	
対 せん 断 検 力 に	α	1.35		1.34	1.65		1.65	
	α · f _s · b · j (kN)	1524		1513	2662		2662	
	p _w (%)	0.20		0.20	0.20		0.20	
	あばら筋	4-D16@200			3-D16@200			
	あばら筋比 (%)	0.26			0.29			
付 着	カットオフ筋	必要付着長さ (mm)	380	—	1136	1185	476	—
		必要付着長さ (mm)	332	378	900	1778	674	391
	通し筋	付着長さ (mm)	4625	4100	4625	4900	3775	4900
		判定	可	可	可	可	可	可
配筋図		端部	中央		A端	中央	B端	
		9-D38	7-D38		18-D38	12-D38	10-D38	
			7-D38			12-D38	10-D38	10-D38

表 6.2-2 大ばり断面算定表 (鉄骨)

T. P. (m)		37.25			
はり記号		G4E01			
位置		1端	中央	2端	
設計 応力	長期	M (kN・m)	-1337	6486	-3913
		Q (kN)	1305	—	-1560
		荷重ケース	A	A	A
	短期	M (kN・m)	-2514	6352	-4184
		Q (kN)	1284	—	-1523
		荷重ケース	B	B	B
使用部材		BH-2500×800×32×40			
曲げモーメント に対する検討	Z (×10 ⁶ mm ³)	107.43			
	f _b (N/mm ²)	216	216	216	
	fσ _b (N/mm ²)	12.45	60.38	36.43	
	wσ _b (N/mm ²)	12.05	58.45	35.26	
	fσ _b /f _b	0.06	0.28	0.17	
せん断力 に対する検討	A _s (×10 ³ mm ²)	61.44			
	f _s (N/mm ²)	125	125		
	τ (N/mm ²)	21.25	25.40		
	τ/f _s	0.17	0.21		
$\frac{\sqrt{w\sigma_b^2 + 3\tau^2}}{f_t}$		0.18	0.27		
断面図		 <p style="text-align: center;">BH-2500×800×32×40</p>			

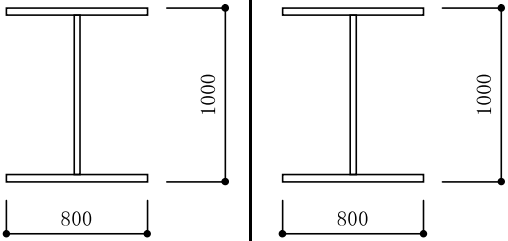
注：鉄骨の材料はSN490Bとする。

表 6.2-3 柱断面算定表 (鉄筋コンクリート)

T. P. (m)		16.3 ~ 26.7		38.8 ~ 42.9		16.3 ~ 27.97		
柱記号		C1E02		C4E06		C107A		
位置		柱脚	柱頭*	柱脚	柱頭	柱脚	柱頭	
断面形	b × D (mm)	2000 × 2300		1500 × 1000		1500 × 4500		
	d (mm)	2070		900		4050		
	j (mm)	1811		787		3543		
設計 応力	長期	N (kN)	10070	—	1170	1170	5431	5431
		M (kN·m)	838	—	-77	72	-104	4838
		荷重ケース	A	—	A	A	A	A
		Q (kN)	333	—	-36	-36	-424	-424
	短期	荷重ケース	A	—	A	A	A	A
		N (kN)	7523	—	1088	1088	5508	5508
		M (kN·m)	6125	—	-1077	936	-9242	6161
		Q (kN)	857	—	-570	-570	-1365	-1365
長期	荷重ケース	B	—	B	B	B	B	
	$N / (b \cdot D)$ (N/mm ²)	2.19	—	0.78	0.78	0.80	0.80	
	$M / (b \cdot D^2)$ (N/mm ²)	0.08	—	0.05	0.05	0.00	0.16	
短期	p_t (%)	0.00	—	0.00	0.00	0.00	0.00	
	$N / (b \cdot D)$ (N/mm ²)	1.64	—	0.73	0.73	0.82	0.82	
	$M / (b \cdot D^2)$ (N/mm ²)	0.58	—	0.72	0.62	0.30	0.20	
p_t (%)		0.00	—	0.15	0.12	0.00	0.00	
a_t (mm ²)		0	—	2250	1800	0	0	
設計 配筋	引張側鉄筋	24-D38	—	10-D38	10-D38	24-D38	24-D38	
	断面積 (mm ²)	27360	—	11400	11400	27360	27360	
対 せん 断 力 に 関 し	α	1.00	—	1.00	1.00	1.00	1.00	
	$\alpha \cdot f_s \cdot b \cdot j$ (kN)	4455	—	1452	1452	6536	6536	
	p_w (%)	0.20	—	0.20	0.20	0.20	0.20	
	帯筋	5-D16@200	—	4-D19@200	—	4-D16@200	—	
	帯筋比 (%)	0.24	—	0.38	—	0.26	—	
付 着	カットオフ筋	必要付着長さ (mm)	—	—	—	—	—	
	通し筋	必要付着長さ (mm)	620	—	441	383	458	430
		付着長さ (mm)	6235	—	1950	1950	7025	7025
		判定	可	—	可	可	可	可
配筋図		柱脚 62-D38	柱頭* 12-D38	柱脚 24-D38	柱頭 24-D38	柱脚 84-D38	柱頭 84-D38	
								
		BH-1000 × 800 × 32 × 40						

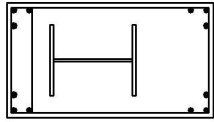
注記* : 柱頭は鉄骨鉄筋コンクリート部材

表 6.2-4 柱断面算定表 (鉄骨)

T. P. (m)		26.7 ~ 37.25		
柱記号		C2E01		
位置		柱脚	柱頭	
設計 応力	長期	N (kN)	882	889
		M (kN・m)	193	1337
		Q (kN)	208	164
		荷重ケース	A	A
	短期	N (kN)	791	862
		M (kN・m)	1221	2514
		Q (kN)	318	375
		荷重ケース	B	B
使用部材		BH-1000×800×32×40	BH-1000×800×32×40	
曲げモーメント に対する検討	Z (×10 ⁶ mm ³)	33.66	33.66	
	f _b (N/mm ²)	325	325	
	f _t σ _b (N/mm ²)	36.28	74.69	
	wσ _b (N/mm ²)	33.38	68.72	
	f _t σ _b /f _b	0.12	0.23	
軸力に対する検討	A (×10 ³ mm ²)	93.44	93.44	
	i (mm)	191	191	
	l _k (mm)	9300	9300	
	λ	49	49	
	f _c (N/mm ²)	267	267	
	σ _c (N/mm ²)	8.47	9.23	
	σ _c /f _c	0.04	0.04	
せん断力 に対する検討	A _s (×10 ³ mm ²)	29.44	29.44	
	f _s (N/mm ²)	187	187	
	τ (N/mm ²)	10.81	12.74	
	τ/f _s	0.06	0.07	
$\frac{f_t \sigma_b}{f_b} + \frac{\sigma_c}{f_c}$		0.16	0.27	
$\frac{\sqrt{(w\sigma_b + \sigma_c)^2 + 3\tau^2}}{f_t}$		0.15	0.25	
断面図				
	BH-1000×800×32×40			

注：鉄骨の材料はSN490Bとする。

表 6.2-5 柱断面算定表 (鉄骨鉄筋コンクリート)

T. P. (m)		16.3 ~ 26.7		
柱 記 号		C1E01		
位 置		柱頭		
コンクリート 断面	b × D (mm)		1300 × 2400	
	_r d (mm)		2160	
	_r j (mm)		1890	
設 計 応 力	長 期	N (kN)	7272	
		M (kN・m)	193	
		荷重ケース	A	
		Q (kN)	208	
	短 期	荷重ケース	A	
		N (kN)	6678	
		M (kN・m)	1221	
		Q (kN)	368	
鉄 骨 (S)	使用部材		BH-1000 × 800 × 32 × 40	
	_s Z (×10 ⁶ mm ³)		33.66	
	_s f _b (N/mm ²)		325	
	_s M ₀ (kN・m)		10939	
	_s M (kN・m)		1221	
	_s N (kN)		0	
	_s σ (N/mm ²)		36.28	
鉄筋 コン クリ ート (RC)	_r N (kN)		6678	
	_r M (kN・m)		0	
	_r N / (b · D) (N/mm ²)		2.14	
	_r M / (b · D ²) (N/mm ²)		0.00	
	コンクリートの許容圧縮応力度 f _c ' (N/mm ²)		18.61	
	鉄筋の許容引張応力度 _r f _t (N/mm ²)		345	
	必要引張鉄筋比 _r p _t (%)		0.00	
	必要引張鉄筋の断面積 _r a _t (mm ²)		0	
	設計 配筋	引張側鉄筋		6-D38
		断面積 (mm ²)		6840
対 せ ん 断 力 に	S 部分	設計せん断力 _s Q _d (kN)	368	
		許容せん断力 _s Q _A (kN)	5524	
	R C 部分	設計せん断力 _r Q _d (kN)	0	
		許容せん断力 _r Q _A (kN)	3670	
		必要帯筋比 _r p _w (%)	0.10	
		帯筋	2-D16@200	
帯筋比 (%)		0.15		
付 着	カットオフ筋	必要付着長さ (mm)	-	
		必要付着長さ (mm)	-	
	通し筋	付着長さ (mm)	6280	
		判定	-	
配筋図		<p>12-D38</p>  <p>BH-1000 × 800 × 32 × 40</p>		

注：鉄骨の材料はSN490Bとする。

6.3 基礎スラブの設計

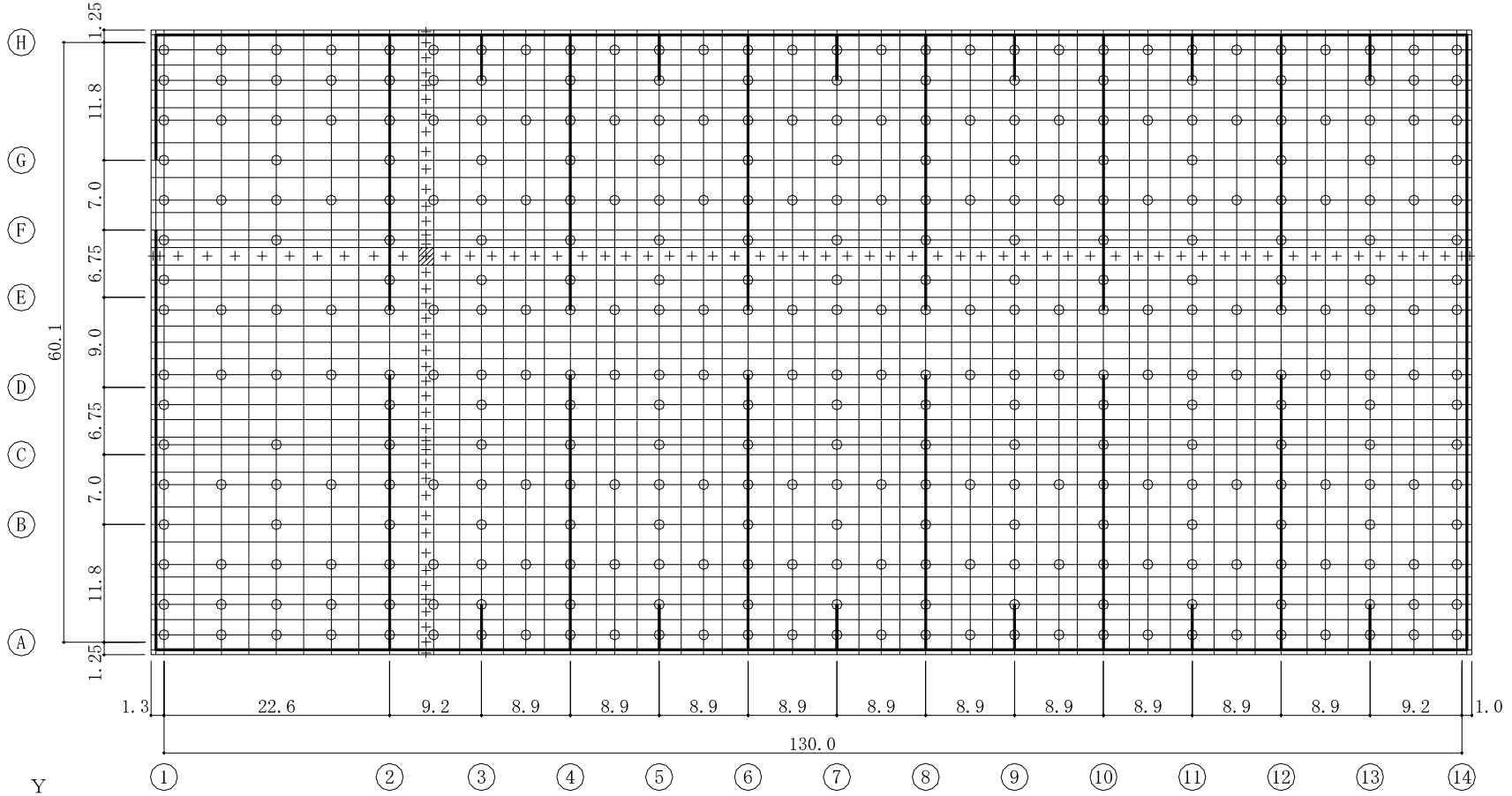
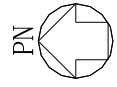
(1) 解析概要

基礎スラブは鉛直荷重，雪荷重，地震荷重，クレーン荷重及び温度荷重に対して安全であるように設計する。

解析は杭に支持された版として有限要素法を用いて行い，解析モデルは図 6.3-1 に示すように，四辺形の均質等方な板要素により構成する。各要素には板の曲げと軸力を同時に考えるが，板の曲げには面外せん断変形の影響も考慮する。また，基礎スラブより立ち上がっている主要な壁及び柱は，その剛性を考慮した線材に置換する。杭については，その位置ごとに杭頭ばねとしてモデル化する。なお，温度荷重による応力は，長期 1/2，短期 1/3 にそれぞれ一律に低減した値を用いる。

解析に用いる材料の物性値及び杭頭ばね定数は次のとおりとする。

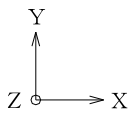
- ・コンクリートのヤング係数 $E = 2.52 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
- ・コンクリートのポアソン比 $\nu = 0.2$
- ・コンクリートの線膨張係数 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$
- ・鉄筋コンクリートの単位体積重量 $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
- ・杭頭ばね定数（鉛直方向） $K_V = 1.159 \times 10^6 \text{ kN/m/本}$
（水平方向 NS） $K_{HNS} = 2.953 \times 10^5 \text{ kN/m/本}$
（水平方向 EW） $K_{HEW} = 3.969 \times 10^5 \text{ kN/m/本}$



節点数 : 2623
 要素数 : 2520

- 十 応力プロット箇所
- ▨ 断面算定要素 (要素番号 1572)
- 杭頭ばねを設けた節点 (358箇所)
- 剛性評価した壁、柱

図 6.3-1 解析モデル図 (単位 : m)



(2) 解析結果

図 6.3-1 に示す応力プロット箇所について、主な荷重ケースの応力を図 6.3-3 及び図 6.3-4 に示す。なお、図中の数値は断面算定を行う要素の応力値を表す。

応力の符号及び単位は、図 6.3-2 に示すとおりである。

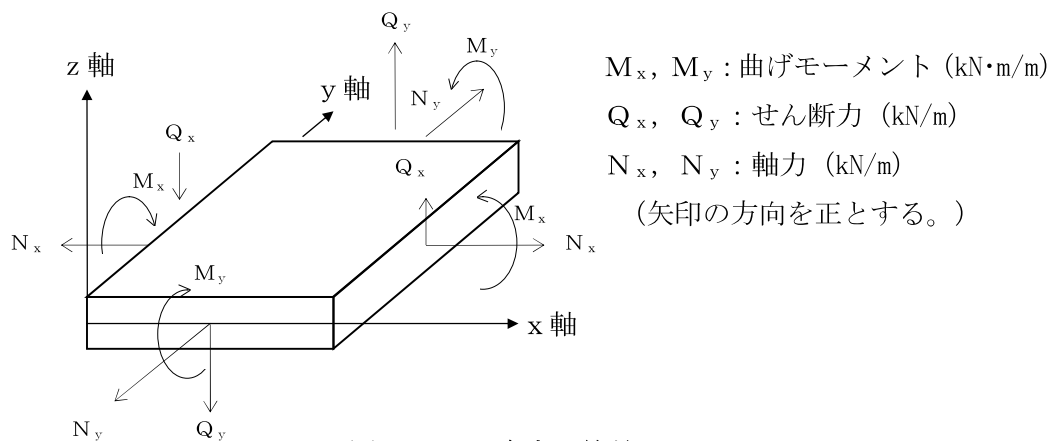
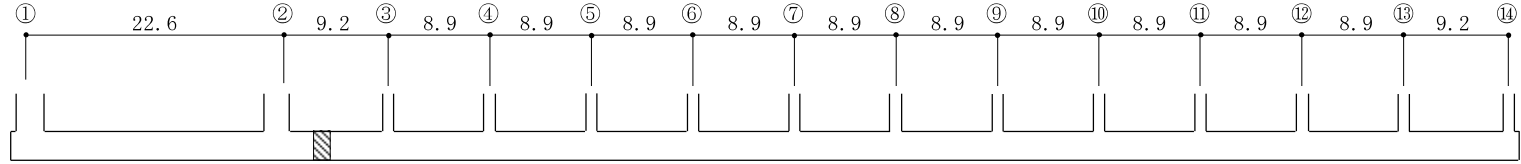


図 6.3-2 応力の符号

(単位：m)



要素番号 1572

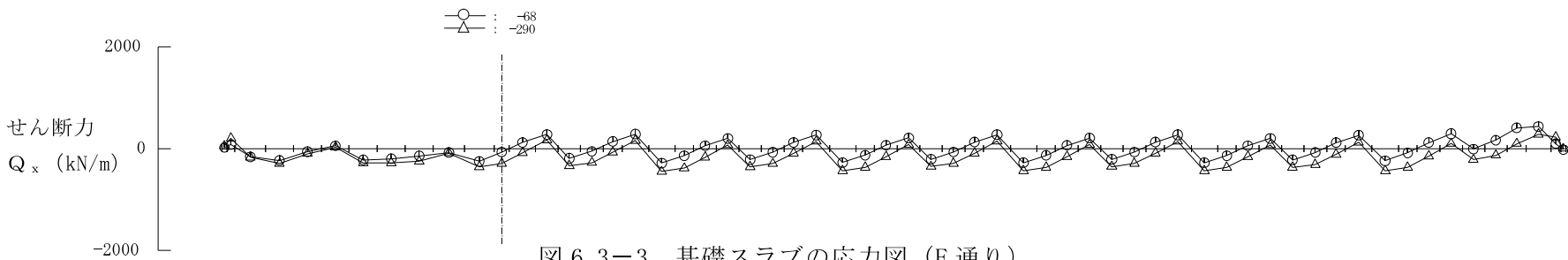
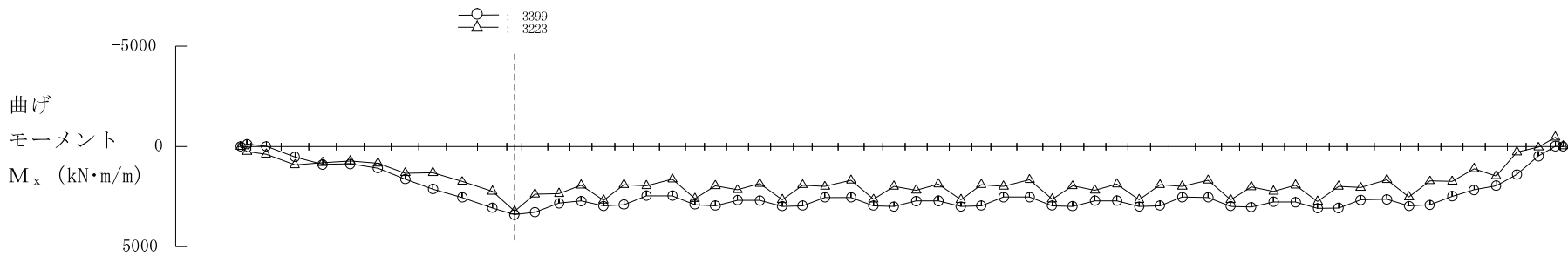
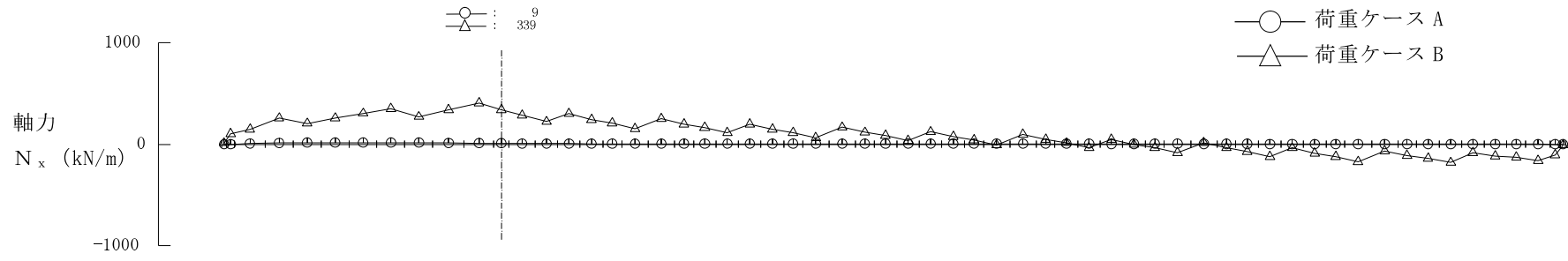


図 6.3-3 基礎スラブの応力図 (F 通り)

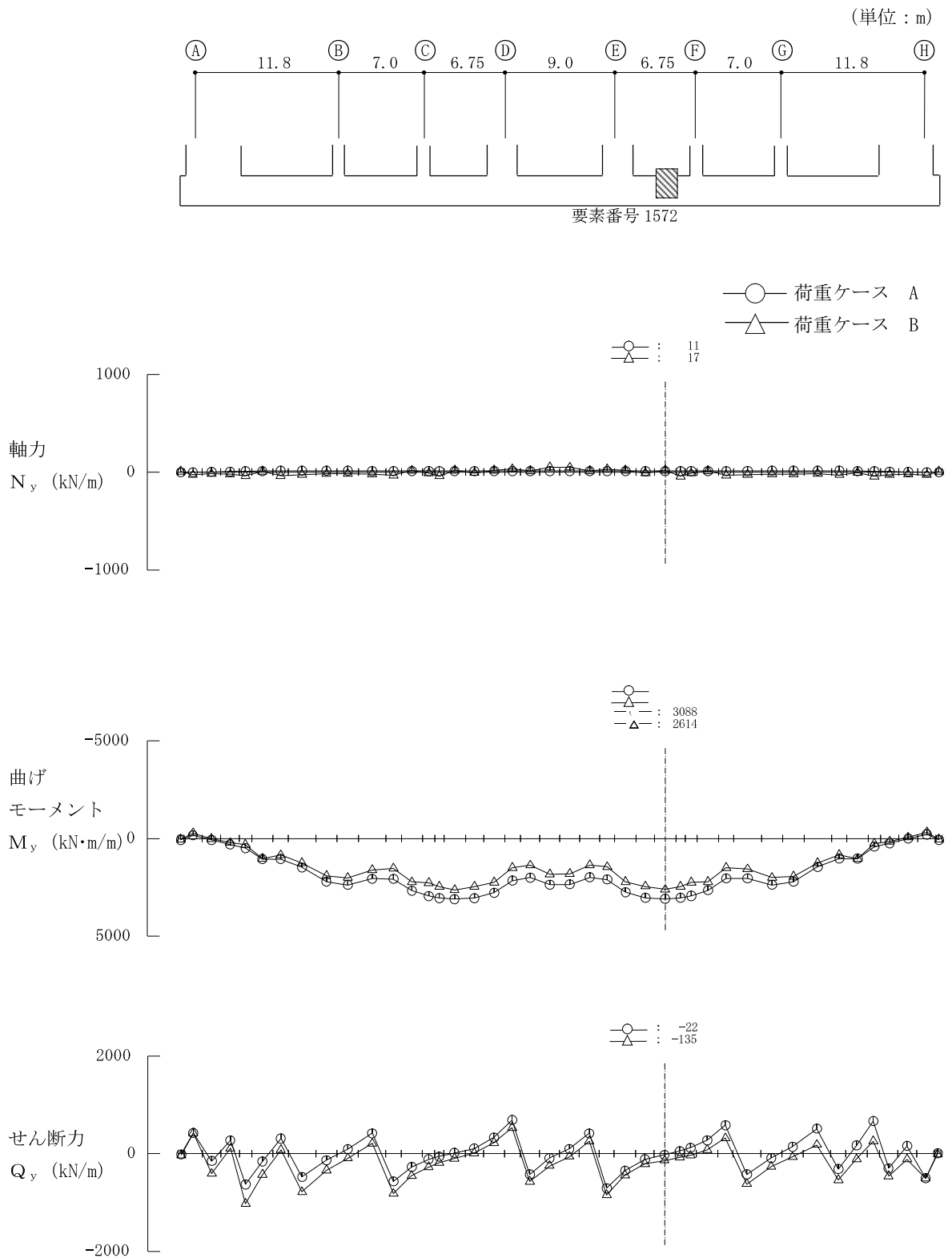


図 6.3-4 基礎スラブの応力図 (3 通り)

(3) 断面算定

解析の結果から求まる軸力及び曲げモーメントに対しては、各要素について x 、 y 、2 方向の仮想部材として「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準」の柱材の式を用いて必要鉄筋量の算定を行う。面外せん断力に対しては、各要素における面外せん断応力度がコンクリートの許容せん断応力度を上回る場合について必要鉄筋量を算定するものとし、その際せん断スパン比による許容せん断力の割増しを考慮する。なお、上部に壁又は柱がある部分は上部の壁又は柱がせん断力を負担するものと考え、せん断補強を行わない。また、杭頭部パンチングシヤーに対しても、「鉄筋コンクリート構造計算規準」に準拠し検討を行う。

断面算定は各要素ですべての荷重ケースについて行い、そのうち必要鉄筋量が最も大きいもので配筋を決定する。図 6.3-1 に表す断面算定要素についての断面算定結果を表 6.3-1 に、配筋図を図 6.3-5 に示す。

また、基礎スラブの杭頭部パンチングシヤーの検討を表 6.3-2 に示す。表に示すように杭頭上部は十分な基礎スラブ厚さを確保している。

断面算定表（表 6.3-1）に用いる記号の説明

- N : 軸力（圧縮を正とする。）
- M : 曲げモーメント
- b : 材の幅
- D : 材の全せい（ $D = \square$ mm）
- p_t : 引張鉄筋比
- a_t : 引張鉄筋の断面積
- Q : 面外せん断力
- j : 応力中心距離で、断面の有効せい（ $0.85 \cdot D$ ）の $7/8$ 倍の値
- f_s : コンクリートの許容せん断応力度
- p_w : 面外せん断補強筋の鉄筋比

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

表 6.3-1 基礎スラブ断面算定表

要素 番号	方向	荷 重 ケース		設計応力		$N/(b \cdot D)$ (N/mm ²)	$M/(b \cdot D^2)$ (N/mm ²)	p_t (%)	a_t (mm ² /m)	設計配筋 (断面積mm ² /m)	荷 重 ケース	設計応力 Q (kN/m)	せん断力の検 討			
				N (kN/m)	M (kN・m/m)								$f_s \cdot b \cdot j$ (kN/m)	判定	p_w (%)	設計せん断 補強筋
1572	x	長期	A	-9	3399	-0.01	0.55	0.37	9250		A	68	1524	可	-	-
		短期	B	-339	3223	-0.14	0.52	0.22	5500		B	290	2287	可	-	
	y	長期	A	-11	3088	-0.01	0.50	0.34	8500		A	22	1524	可	-	
		短期	B	-17	2614	-0.01	0.42	0.16	4000		B	135	2287	可	-	

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

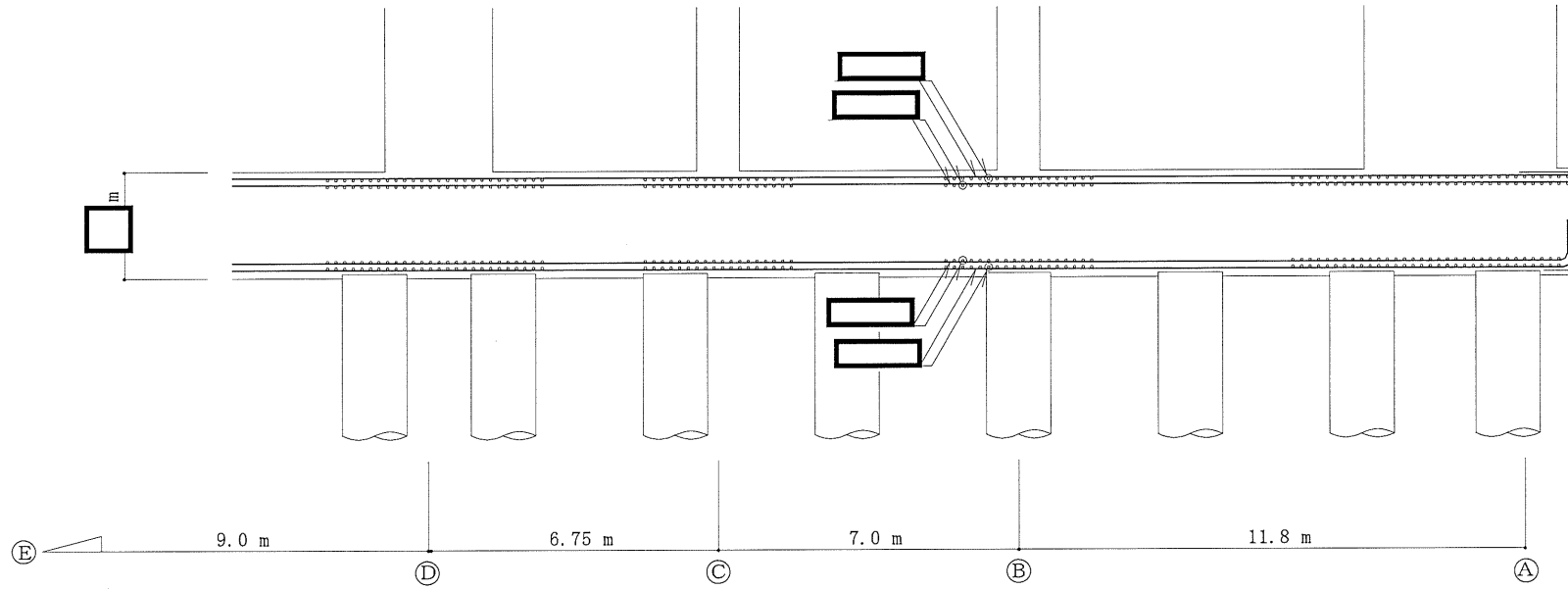
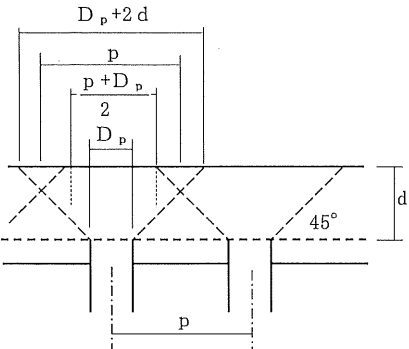


図 6.3-5 基礎スラブ配筋図 (3 通り)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

表 6.3-2 基礎スラブのパンチングシヤーに対する検討

概念図	計算式
	$\frac{R}{\frac{7}{8} \cdot d \cdot \pi \cdot \frac{p+D_p}{2}} \leq 1.5 \cdot f_s$ <p>記号 R : 杭の支持力 (kN) D_p : 杭径 (mm) d : 杭頭における基礎スラブの有効せい (mm) f_s : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm²) p : 破壊面の交差間距離 (mm)</p>
<p>計算結果</p>	<p>R = 16000 kN (杭の短期許容鉛直支持力) D_p = <input type="text"/> mm, 基礎スラブの全せい D = <input type="text"/> mm d = 0.85 · D = 0.85 × <input type="text"/> = <input type="text"/> mm p = 2.0 · D_p = 2.0 × <input type="text"/> = <input type="text"/> mm f_s = 1.23 N/mm² (短期許容せん断応力度) したがって, $\frac{R}{\frac{7}{8} \cdot d \cdot \pi \cdot \frac{p+D_p}{2}} = 1.22 \text{ N/mm}^2 \leq 1.5 \cdot f_s = 1.84 \text{ N/mm}^2 \quad \text{可}$</p>

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

6.4 杭の設計

(1) 設計方針

杭は、上部構造及び基礎スラブに作用する荷重に対して十分な強度を有し、かつそれらの荷重を支持地盤に伝達できるように設計する。杭は十分な支持力を有する地盤に支持させるものとし、杭に作用する軸力が杭の許容鉛直支持力又は許容引抜き抵抗力以下であることを確認する。また、鉛直荷重及び水平荷重により杭体に生じる応力に対して断面設計を行う。

貯蔵建屋の杭は場所打ちコンクリート杭であり、以下のとおりである。

- ・ 杭 径 1500 φ mm
- ・ 杭本数 358 本

杭の概要図を図 6.4-1 に、杭の配置は図 1-1 に示す。

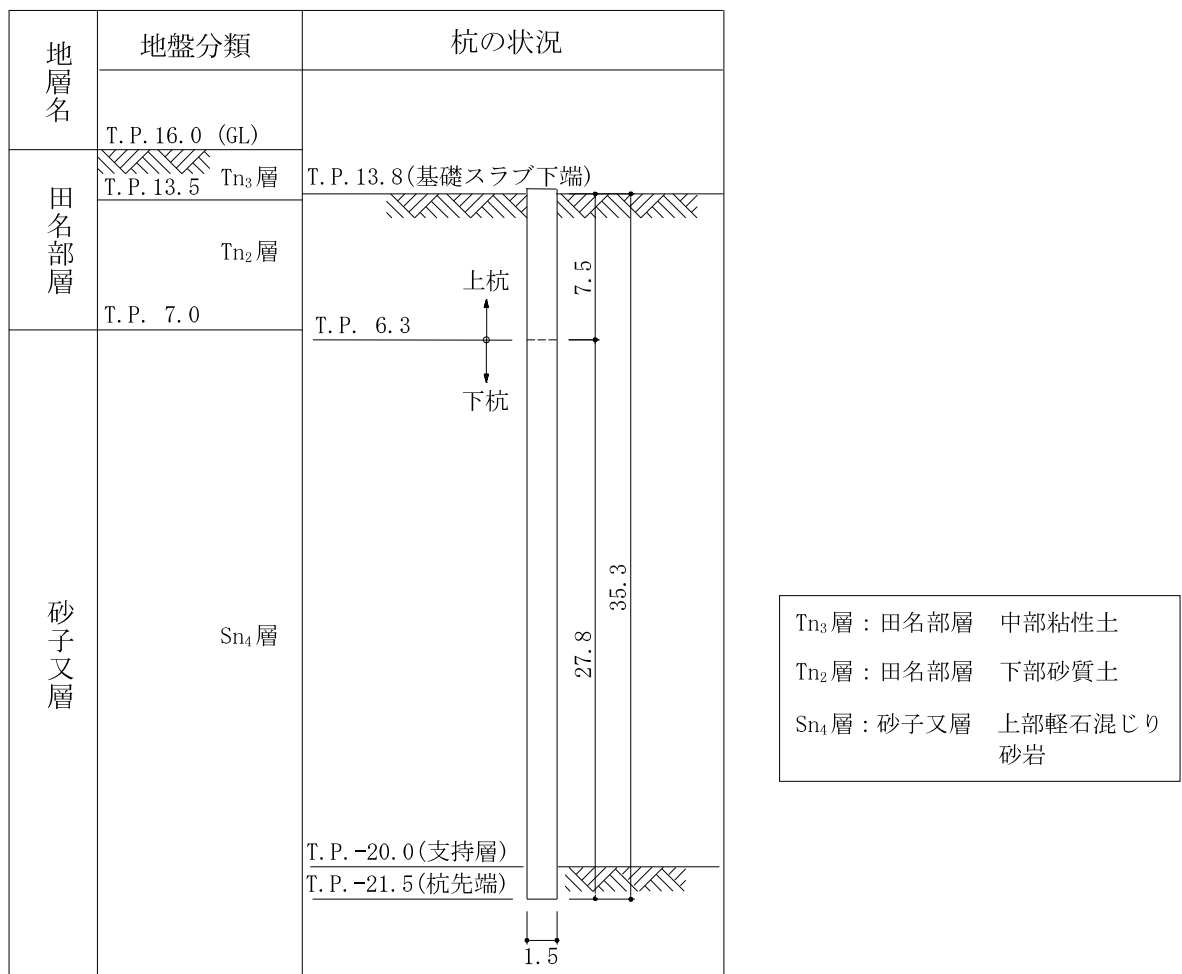


図 6.4-1 杭の概要図 (単位：m)

(2) 支持力に対する検討

長期及び短期において杭に作用する軸力を算定し、杭の許容鉛直支持力又は許容引抜き抵抗以下であることを確認する。

a. 長期

長期許容鉛直支持力に対する検討結果を表 6.4-1 に示す。これより、杭に作用する長期軸力は長期許容鉛直支持力以下であることを確認した。

表 6.4-1 長期許容鉛直支持力に対する検討結果

荷重ケース		A
建屋総重量	(kN)	1624550
杭総本数	(本)	358
長期軸力	(kN/本)	$1624550 / 358 = 4538$
長期許容鉛直支持力	(kN/本)	8000
支持力の検討	(kN/本)	$4538 < 8000$ 可

b. 短期

短期において杭に作用する軸力が、杭の短期許容鉛直支持力又は短期許容引抜き抵抗以下であることを確認する。このとき杭に作用する軸力は、基礎スラブを剛体、基礎スラブ下の杭反力分布を三角形分布と仮定し、貯蔵建屋の転倒モーメントを軸力に換算し、建屋総重量から求まる軸力と組み合わせて算定する。

杭の短期軸力（下向きを正とする。）の算定結果を表 6.4-2 に、短期許容鉛直支持力に対する検討結果を短辺方向（EW 方向）について表 6.4-3 に示す。これより、杭に作用する短期軸力は短期許容鉛直支持力以下であることを確認した。また、最小軸力時においても杭に引抜き力は生じていないことから短期許容引抜き抵抗に対する検討は省略する。

表 6.4-2 杭の短期軸力の算定結果（EW 方向）

（単位：kN/本）

概念図				
	短期軸力	最大	荷重ケース B	5186
		最小	荷重ケース B'	2596

表 6.4-3 短期許容鉛直支持力に対する検討結果（EW 方向）

（単位：kN/本）

荷重ケース	B
短期最大軸力	5186
短期許容鉛直支持力	16000
支持力の検討	5186 < 16000 可

(3) 水平力に対する検討

上部構造及び基礎スラブに作用する地震力を考慮し、杭に生じる応力に対して断面設計を行う。

a. 応力解析

設計用地震力に対する杭応力は、弾性支承ばりモデルにより、貯蔵建屋の設計用地震力を各々の杭頭に均等配分して作用させて求める。

弾性支承ばりモデルの概念図を図 6.4-2 に示す。なお、弾性支承ばりモデルの水平ばねは設計用地盤モデルについて下式で評価する。このとき、杭体は弾性でモデル化するが、水平ばねに関してはその非線形性を考慮する。

杭の応力解析結果を短辺方向（EW 方向）について図 6.4-3 に示す。

$$K_{Hi} = \alpha_{HH}^{4/3} \cdot k_h \cdot D = \alpha_{HH}^{4/3} \cdot \frac{1.3 \cdot E_s}{(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{E_s \cdot D^4}{E_p \cdot I_p} \right)^{1/2} \quad (6.1)$$

$$E_s = 2 \cdot G \cdot (1 + \nu) \quad (6.2)$$

ここで、

K_{Hi} : 単位長さ当たりの水平ばね (kN/m²)

α_{HH} : 杭頭における水平ばねの群杭係数

$k_h \cdot D$: Francisのばね (kN/m²)

E_s : 地盤のヤング係数 (kN/m²)

ν : 地盤のポアソン比

D : 杭径 (m)

$E_p \cdot I_p$: 杭体の曲げ剛性 (kN・m²)

G : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m²)

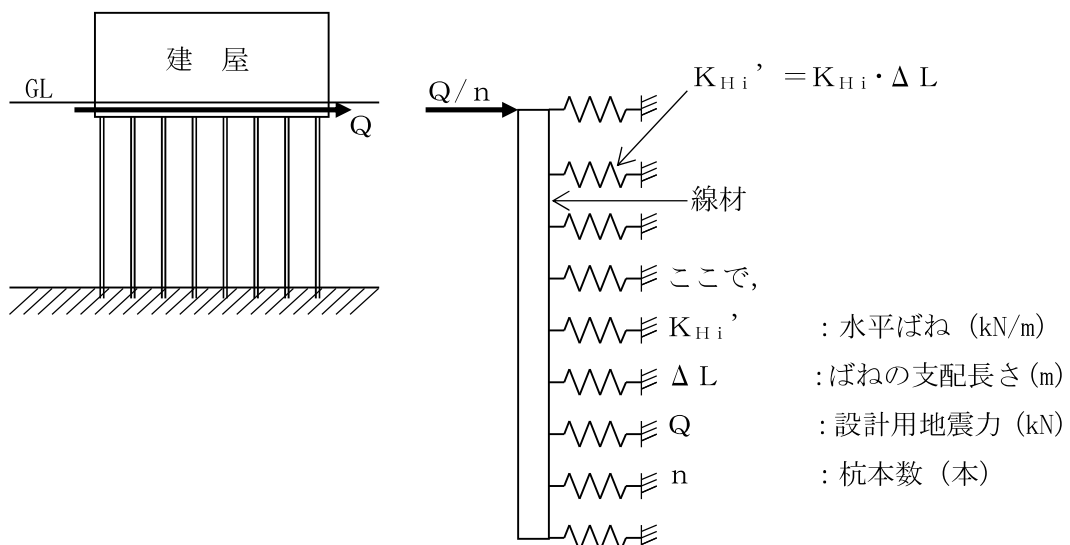


図 6.4-2 設計用地震力に対する杭応力の解析モデル（概念図）

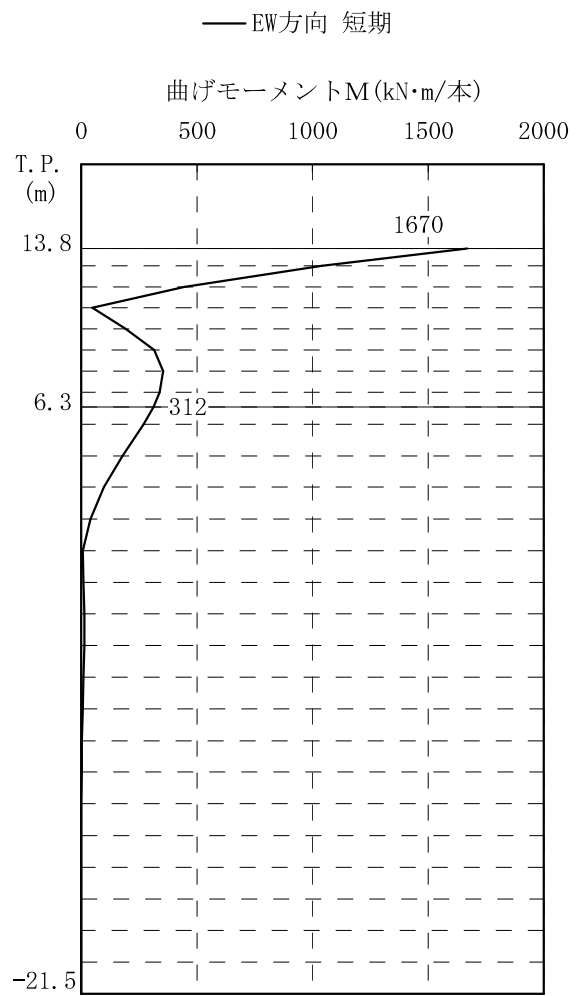
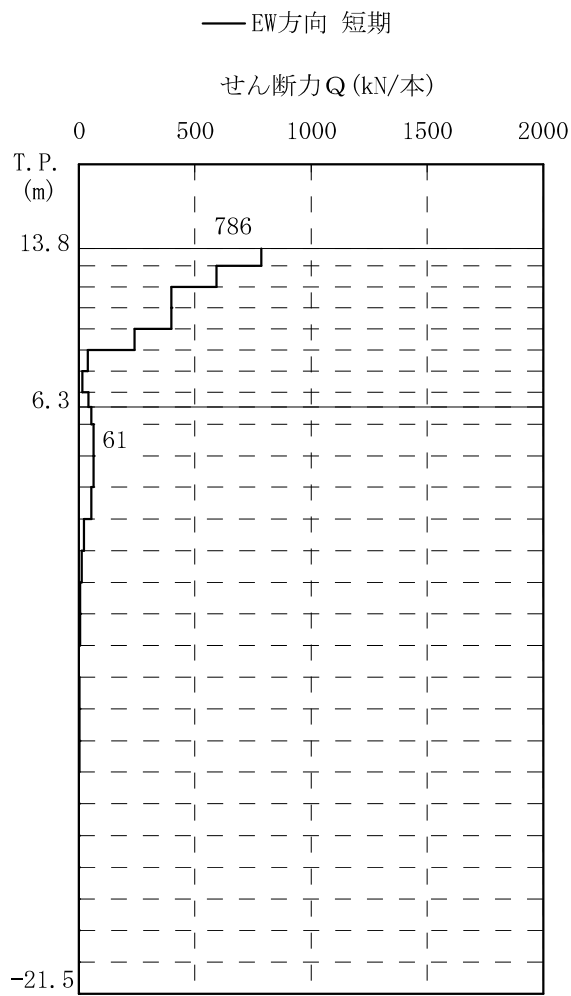


図 6.4-3 杭の応力解析結果 (EW 方向)

b. 断面算定

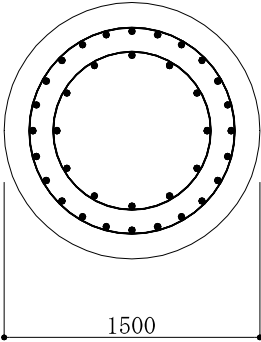
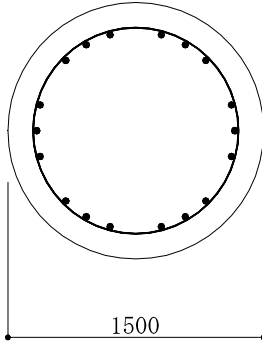
「(2) 支持力に対する検討」で算定した軸力並びに「(3) 水平力に対する検討」で算定した曲げモーメント及びせん断力に対して、「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準」の柱材の式を用いて鉄筋量の算定を行う。

杭の断面算定結果を長期及び短期の短辺方向(EW方向)について表6.4-4に示す。

断面算定表(表6.4-4)に用いる記号の説明

- D : 杭径
- b : 等価正方形断面の幅
- j : 等価正方形断面の応力中心距離 ($j = 0.875 \cdot d$, $d = 0.9 \cdot b$)
- N : 軸力(圧縮を正とする。)
- M : 曲げモーメント
- Q_D : 設計用せん断力 ($Q_D = 1.5 \cdot \kappa \cdot Q$, $\kappa = 4/3$)
- Q : せん断力
- A : 杭の軸断面積
- σ_c : 杭の軸応力度
- f_c : コンクリートの許容圧縮応力度
- f_t : 主筋の許容引張応力度
- p_g : 主筋全断面積のコンクリート全断面積に対する比
- a_g : 主筋全断面積
- p_w : 帯筋比
- Q_{AS} : 短期許容せん断力 ($Q_{AS} = b \cdot j \cdot \{c f_s + 0.5 \cdot w f_t \cdot (p_w - 0.002)\}$)
- $c f_s$: コンクリートの許容せん断応力度
- $w f_t$: 帯筋の許容引張応力度

表 6.4-4 杭の断面算定表 (EW 方向)

部材位置		上 杭			下 杭	
荷重ケース		長 期*	短 期		短 期	
		A	B	B'	B	B'
		—	最大軸力	最小軸力	最大軸力	最小軸力
断面形状	D (mm)	1500	1500	1500	1500	1500
	b (mm)	—	1335	1335	1335	1335
	j (mm)	—	1051	1051	1051	1051
設計応力	N (kN/本)	4538	5186	2596	5186	2596
	M (kN・m/本)	—	1670	1670	312	312
	Q _D (kN/本)	—	1572	1572	122	122
軸力検討	A ($\times 10^4 \text{mm}^2$)	176.71	176.71	176.71	176.71	176.71
	$\sigma_c = N/A$ (N/mm ²)	2.57	2.93	1.47	2.93	1.47
	σ_c / f_c	0.43	0.25	0.13	0.25	0.13
軸力・曲げモーメント	$N / (D^2 \cdot f_c)$	—	0.20	0.10	0.20	0.10
	$M / (D^3 \cdot f_c)$	—	0.05	0.05	0.01	0.01
	$N / (D^2 \cdot f_t)$	—	0.01	0.01	0.01	0.01
	$M / (D^3 \cdot f_t)$	—	0.01	0.01	0.01	0.01
	p _g (%)	—	0.00	0.00	0.00	0.00
	a _g (mm ²)	—	0	0	0	0
	設計配筋	—	36-D38		18-D38	
	断面積 (mm ²)	—	41040		20520	
対せん断力検討	帯筋	—	2-D19@100		D19@300	
	p _w (%)	—	0.85		0.14	
	Q _{AS} (kN/本)	—	2835	2835	1262	1262
	判定	可	可	可	可	可
配筋図						

注記* : 下杭の長期軸力は上杭と同じであるため、下杭の長期に対する検討は省略する。

6.5 ランウェイガーダの設計

ランウェイガーダは、各柱間ごとの単純支持ばりとして設計する。また、地震時水平力に対しては、ランウェイガーダのフランジが抵抗するものとする。

ランウェイガーダの荷重の組合せを表 6.5-1 に示す。

表 6.5-1 ランウェイガーダの荷重の組合せ

荷重ケース	荷 重 の 方 向		許容応力度
	鉛 直	水 平	
1	$cDL + 1.2 \cdot CL$	$0.1 \cdot CL$	長期
2	$cDL + CL$	$0.329^* \cdot (cDL + CL)$	短期

注 : cDL は、ランウェイガーダ自重を示す。

CL は、クレーン全重量による荷重を示す。

注記* : クレーン位置の設計用水平震度

クレーン概略図を図 6.5-1, ランウェイガーダ平面図を図 6.5-2, ランウェイガーダ断面図を図 6.5-3 に示す。

ランウェイガーダの部材応力を表 6.5-2 に示す。

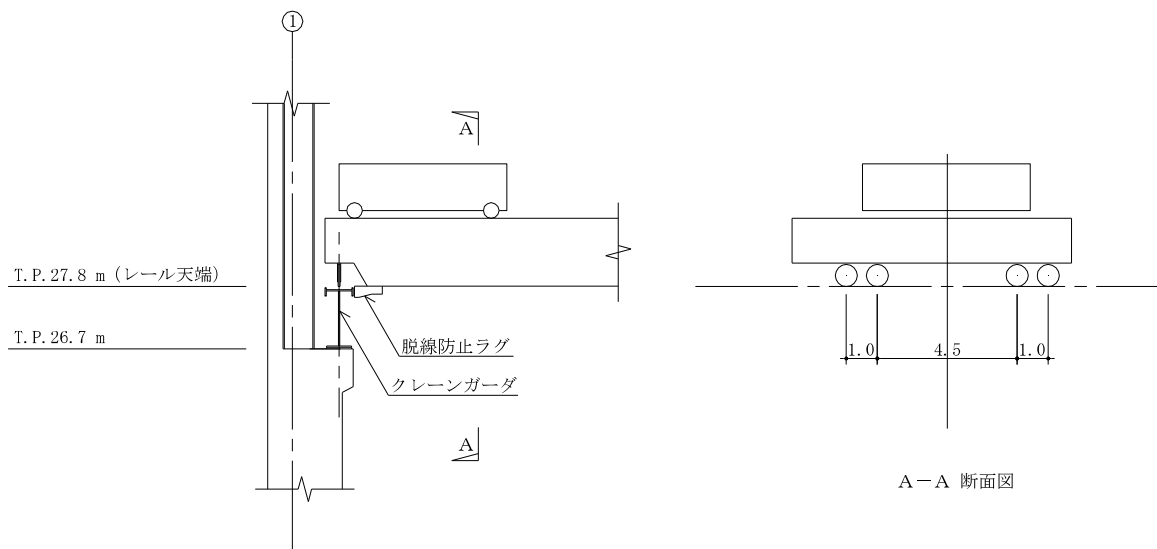


図 6.5-1 クレーン概略図 (単位 : m)

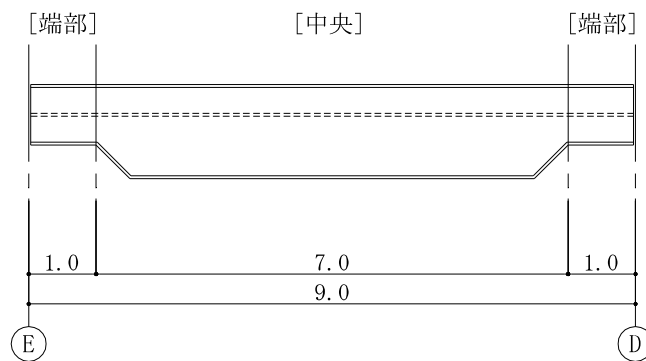


図 6.5-2 ランウェイガード平面図 (単位 : m)

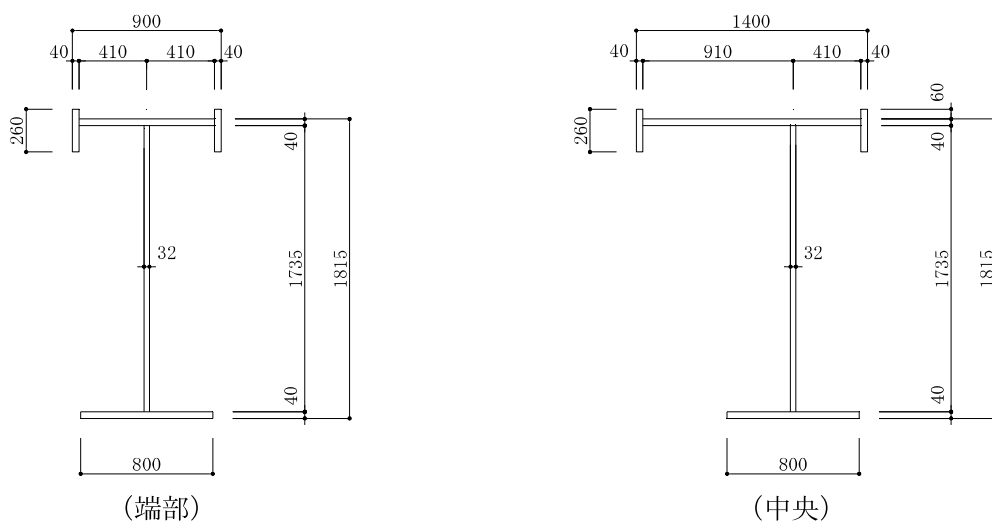


図 6.5-3 ランウェイガード断面図 (単位 : mm)

表 6.5-2 ランウェイガーダの部材応力

位置	荷重方向	応 力	荷重ケース	荷重ケース
			1	2
中央	鉛 直	曲げモーメント (kN・m)	3235	2738
		せん断力 (kN)	519	435
	水 平	曲げモーメント (kN・m)	249	1345
		せん断力 (kN)	42	402

ランウェイガーダの断面算定結果を表 6.5-3 に示す。

ランウェイガーダの断面算定表（表 6.5-3）に用いる記号の説明

- f_b : 許容曲げ応力度
- f_s : 許容せん断応力度
- M : 曲げモーメント
- Z : 断面係数
- σ_b : 曲げ応力度（ x は鉛直方向， y は水平方向を示す。）
- Q : せん断力
- A_s : せん断断面積
- τ : せん断応力度

表 6.5-3 ランウェイガーダの断面算定表

位置	荷重 ケース	荷重方向	許容応力度		曲げモーメントに対する検討							せん断力に対する検討			
			f_b (N/mm ²)	f_s (N/mm ²)	M (kN・m)	Z ($\times 10^6$ mm ³)	σ_{bx} (N/mm ²)	σ_{by} (N/mm ²)	$\frac{\sigma_{bx}}{f_b}$	$\frac{\sigma_{by}}{f_b}$	$\frac{\sigma_{bx}}{f_b} + \frac{\sigma_{by}}{f_b}$	Q (kN)	A_s ($\times 10^3$ mm ²)	τ (N/mm ²)	$\frac{\tau}{f_s}$
中央	1	鉛直(x)	121	90	3235	117.41	27.56	—	0.23	—	0.30	519	55.52	9.35	0.11
		水平(y)	156	90	249	24.70	—	10.09	—	0.07		42	52.80	0.80	0.01
	2	鉛直(x)	181	135	2738	117.41	23.32	—	0.13	—	0.37	435	55.52	7.84	0.06
		水平(y)	235	135	1345	24.70	—	54.46	—	0.24		402	52.80	7.62	0.06

注：鉄骨の材料は SN400B とする。

7. 保有水平耐力の検討

必要保有水平耐力に対して、保有水平耐力が安全余裕を有していることを確認する。

7.1 必要保有水平耐力

必要保有水平耐力は、次式より算定する。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud} \quad (7.1)$$

$$Q_{ud} = n \cdot C_i \cdot W_i \quad (7.2)$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0 \quad (7.3)$$

ここで、

Q_{un} : 各層の必要保有水平耐力 (kN)

D_s : 各層の構造特性係数

F_{es} : 各層の形状特性係数

Q_{ud} : 地震力によって各層に生じる水平力 (kN)

n : 施設の重要度分類に応じた係数 ($n=1.0$)

C_i : 地震層せん断力係数

W_i : 当該層以上の重量 (kN)

Z : 地震地域係数 ($Z=1.0$)

R_t : 振動特性係数 ($R_t=1.0$)

A_i : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数

C_0 : 標準せん断力係数 ($C_0=1.0$)

7.2 保有水平耐力

各層の保有水平耐力は、耐震壁の保有水平耐力を加え合わせたものとする。ただし、NS 方向の D, E 通り (T.P. 39.3 m~T.P. 43.5 m) のフレーム部の保有水平耐力は、各部材の終局強度に基づく荷重増分解析より算定する。

(1) 耐震壁

耐震壁の保有水平耐力は、次式に示すせん断強度と、曲げ強度より求まる曲げ降伏時のせん断力のうちいずれか小さい方とする。

a. せん断終局強度

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 \cdot p_{te}^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{M / (Q \cdot D) + 0.12} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh}} + 0.1 \cdot \sigma_0 \right\} \cdot t_e \cdot j \quad (7.4)$$

ここで、

Q_{su} : 耐震壁のせん断終局強度 (N)

p_{te} : 等価引張鉄筋比 (%) (= $100 \cdot a_t / (t_e \cdot d)$)

a_t : I 形断面の場合は引張側柱内の主筋断面積, 長方形断面の場合は端部の曲げ補強筋の断面積 (mm^2)

t_e : I 形断面を長さ断面積とが等しい等価長方形断面に置き換えた時の幅 (mm) ただし, t_e は壁厚 t の 1.5 倍以下とする。

d : I 形断面の場合は, $D - D_c / 2$ (D_c は圧縮側柱のせい), 長方形断面の場合は, $0.95 \cdot D$ (mm)

D : 耐震壁の全長 (mm)

F_c : コンクリートの圧縮に対する材料強度 (N/mm^2)

$M / (Q \cdot D)$: せん断スパン比 (ただし, 1 未満の時は 1 とし, 3 を超える時は 3 とする。)

σ_{wh} : 水平せん断補強筋の材料強度 (N/mm^2)

p_{wh} : t_e を厚さと考えた場合の水平せん断補強筋比 (小数)

σ_0 : 全断面積に対する平均軸方向応力度 (N/mm^2) (圧縮を正とする。)

j : 応力中心距離で $(7/8) \cdot d$ (mm)

b. 曲げ降伏時のせん断力

$$Q_{mu} = Q + \frac{M_u}{M} \quad (7.5)$$

$$M_u = a_t \cdot \sigma_y \cdot l_w + 0.5 \cdot a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot l_w + 0.5 \cdot N \cdot l_w \quad (7.6)$$

ここで、

Q_{mu} : 曲げ降伏時のせん断力 (N)

M_u : 曲げ終局強度 (N・mm)

Q : 設計用地震力によるせん断力 (N)

M : 設計用地震力による曲げモーメント (N・mm)

- a_t : 引張側柱の主筋全断面積 (mm²)
- σ_y : 引張側柱の主筋の材料強度 (N/mm²)
- l_w : I型断面耐震壁の場合の両側柱中心間距離で長方形断面の場合は
0.9・Dとする。(mm)
- a_w : 耐震壁のタテ筋の断面積 (mm²)
- σ_{wy} : 耐震壁のタテ筋の材料強度 (N/mm²)
- N : 耐震壁の軸方向力 (N)

(2) フレーム

T.P. 39.3 m～T.P. 43.5 m の NS 方向フレーム部は、次式に示す各部材の終局強度に基づく荷重増分解析より、保有水平耐力を算定する。

a. はりの曲げ終局強度

$$M_u = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (7.7)$$

ここで、

- M_u : はりの曲げ終局強度 (N・mm)
- a_t : 引張鉄筋断面積 (mm²)
- σ_y : 引張鉄筋の材料強度 (N/mm²)
- d : はりの有効せい (mm)

b. はりのせん断終局強度

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 \cdot p_t^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wy} \cdot p_w} \right\} \cdot b \cdot j \quad (7.8)$$

ここで、

- Q_{su} : はりのせん断終局強度 (N)
- p_t : 引張鉄筋比 (%)
- F_c : コンクリートの圧縮に対する材料強度 (N/mm²)
- $M / (Q \cdot d)$: せん断スパン比
(ただし、1 未満の時は 1 とし、3 を超える時は 3 とする。)
- d : はりの有効せい (mm)
- σ_{wy} : せん断補強筋の材料強度 (N/mm²)
- p_w : せん断補強筋比 (小数)
- b : はり幅 (mm)
- j : 応力中心距離で (7/8) ・ d (mm)

c. 柱の曲げ終局強度

・ $N_{max} \geq N > 0.4 \cdot b \cdot D \cdot F_c$ のとき

$$M_u = (0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.12 \cdot b \cdot D^2 \cdot F_c) \cdot \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - 0.4 \cdot b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (7.9)$$

・ $0.4 \cdot b \cdot D \cdot F_c \geq N \geq 0$ のとき

$$M_u = 0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \cdot \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (7.10)$$

・ $0 > N \geq N_{min}$ のとき

$$M_u = 0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4 \cdot N \cdot D \quad (7.11)$$

ここで、

M_u : 柱の曲げ終局強度 (N・mm)

N_{max} : 中心圧縮時終局強度 ($= b \cdot D \cdot F_c + a_g \cdot \sigma_y$) (N)

N_{min} : 中心引張時終局強度 ($= -a_g \cdot \sigma_y$) (N)

N : 柱軸方向力 (N)

a_t : 引張主筋断面積 (mm²)

a_g : 柱主筋全断面積 (mm²)

b : 柱断面幅 (mm)

D : 柱断面せい (mm)

σ_y : 鉄筋の引張に対する材料強度 (N/mm²)

F_c : コンクリートの圧縮に対する材料強度 (N/mm²)

d. 柱のせん断終局強度

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 \cdot p_t^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wy} \cdot p_w} + 0.1 \cdot \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j \quad (7.12)$$

ここで、

σ_0 : 平均軸方向応力度 ($= N / (b \cdot D)$)。ただし、 $0.4 \cdot F_c$ 以下とする。(N/mm²)

D : 柱断面せい (mm)

他の記号については (7.8) 式に同じ。

7.3 安全余裕の確認

各層の必要保有水平耐力と保有水平耐力 (Q_u) の算定結果を表 7.3-1 に示す。

以上の検討の結果, 保有水平耐力は必要保有水平耐力の 2.4 倍以上の安全余裕を有している。

表 7.3-1 必要保有水平耐力と保有水平耐力の比較

T. P. (m)	NS方向			EW方向		
	Q_{un} ($\times 10^4$ kN)	Q_u ($\times 10^4$ kN)	$\frac{Q_u}{Q_{un}}$ *	Q_{un} ($\times 10^4$ kN)	Q_u ($\times 10^4$ kN)	$\frac{Q_u}{Q_{un}}$ *
43.5	2.23	5.73	2.56	2.43	24.03	9.88
39.3	5.55	30.74	5.53	7.22	26.73	3.70
33.22	8.28	60.10	7.25	8.39	35.01	4.17
29.22	27.67	67.25	2.43	27.67	92.32	3.33
16.3						

注記* : 安全余裕

8. 基準地震動 S_s に対する機能保持検討

8.1 検討概要

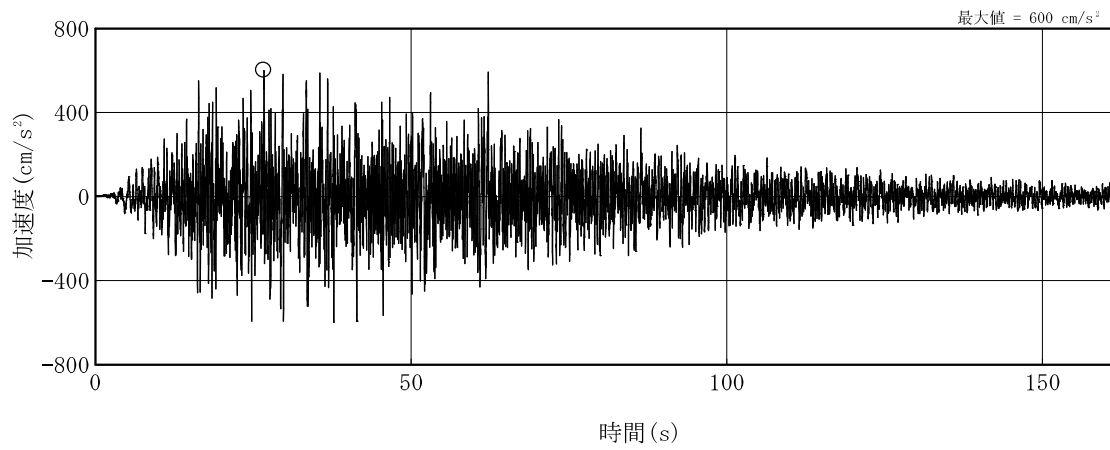
貯蔵建屋は、Sクラスの金属キャスクを収納し、その間接支持構造物であるため、基準地震動 S_s に対して安全機能が保持できることを確認する。

8.2 地震応答解析

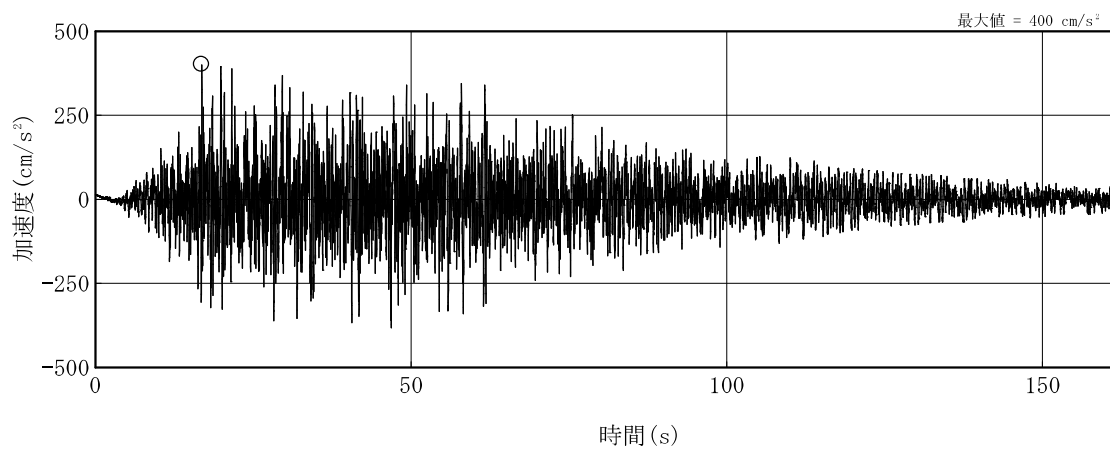
8.2.1 検討用地震動

貯蔵建屋の検討用地震動は、水平方向及び鉛直方向それぞれに対して、基準地震動 S_s として作成した設計用模擬地震波 S_s-A , S_s-B1 , S_s-B2 , S_s-B3 及び S_s-B4 を用いる。なお、 S_s-B4 の鉛直動については一関東評価用地震動として作成した模擬地震波を用いる。

これらの設計用模擬地震波の加速度波形を図 8.2-1～図 8.2-5 に、加速度応答スペクトルを図 8.2-6 及び図 8.2-7 に示す。



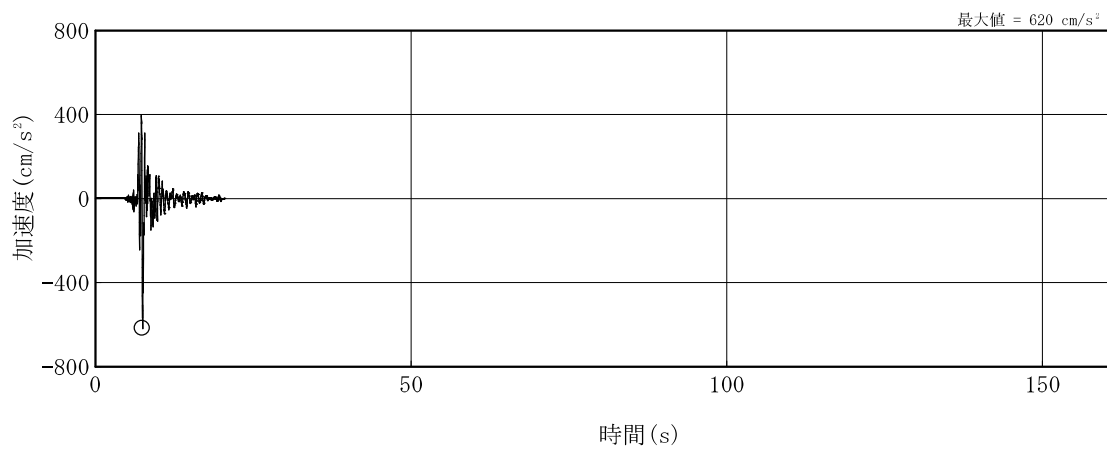
(1) Ss-AH



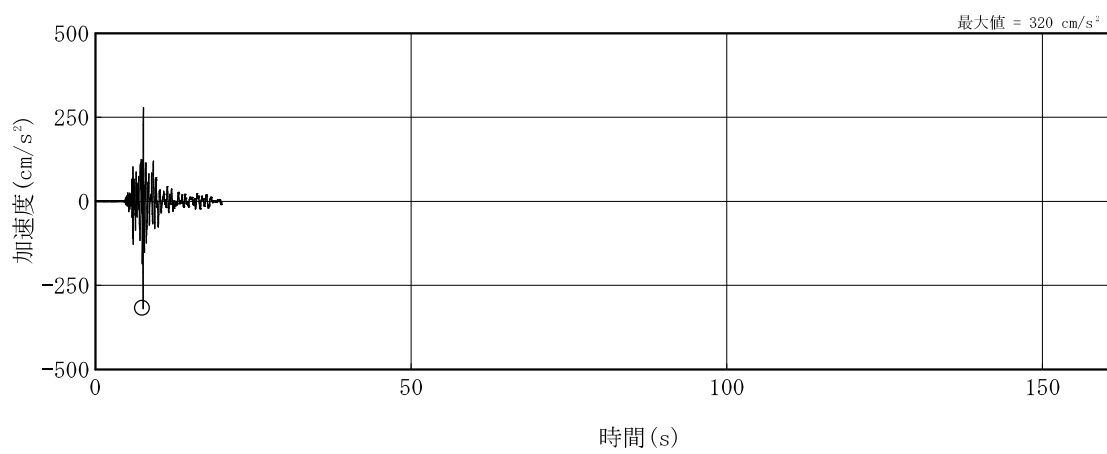
(2) Ss-AV

注：○印は最大値を，記号「H」は水平方向，「V」は鉛直方向を示す。

図 8.2-1 設計用模擬地震波の加速度波形 (Ss-A)



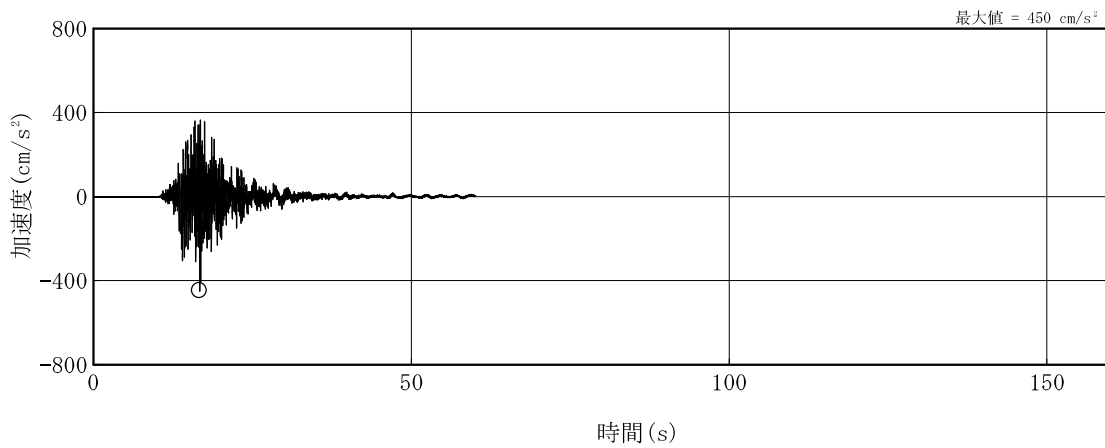
(1) Ss-B1H



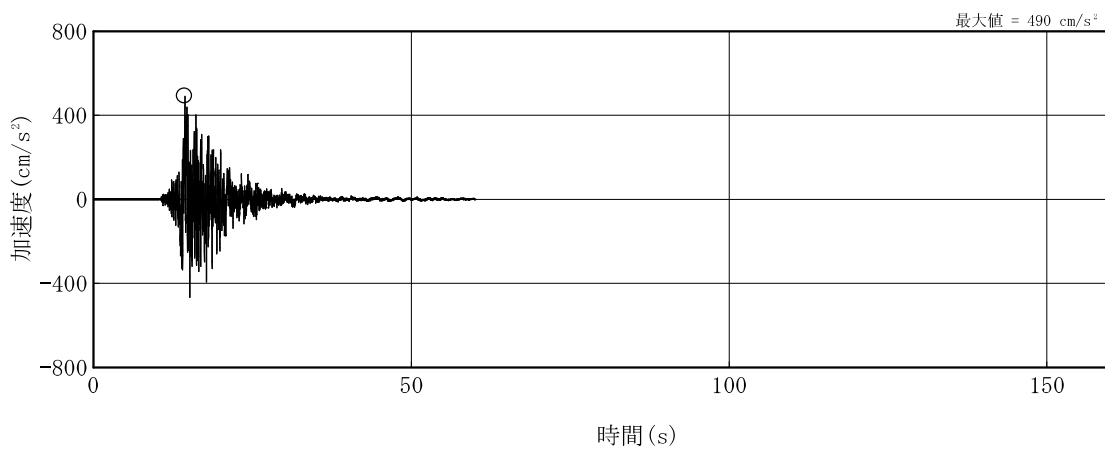
(2) Ss-B1V

注：○印は最大値を，記号「H」は水平方向，「V」は鉛直方向を示す。

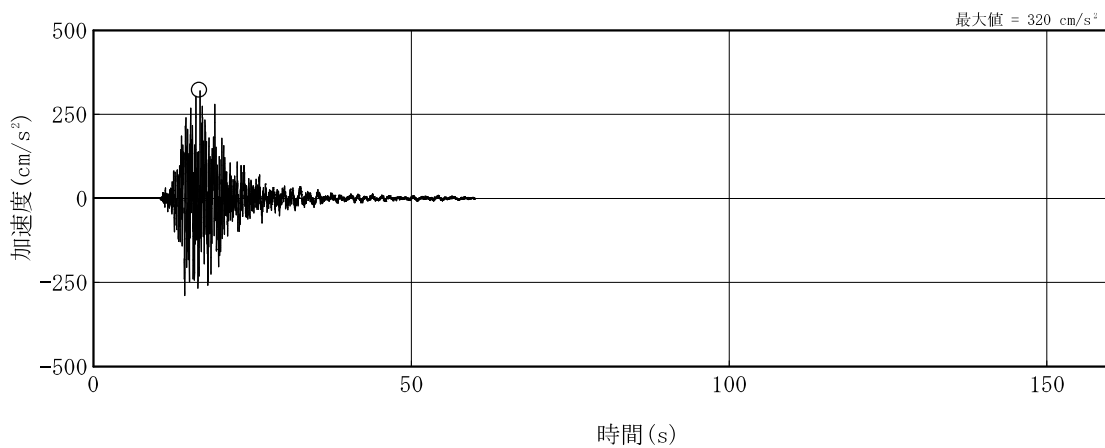
図 8.2-2 設計用模擬地震波の加速度波形 (Ss-B1)



(1) Ss-B2H1



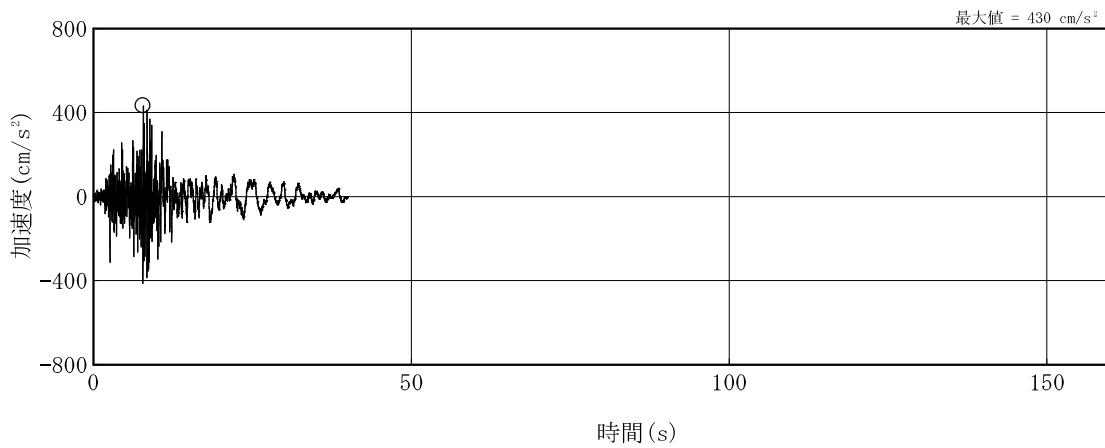
(2) Ss-B2H2



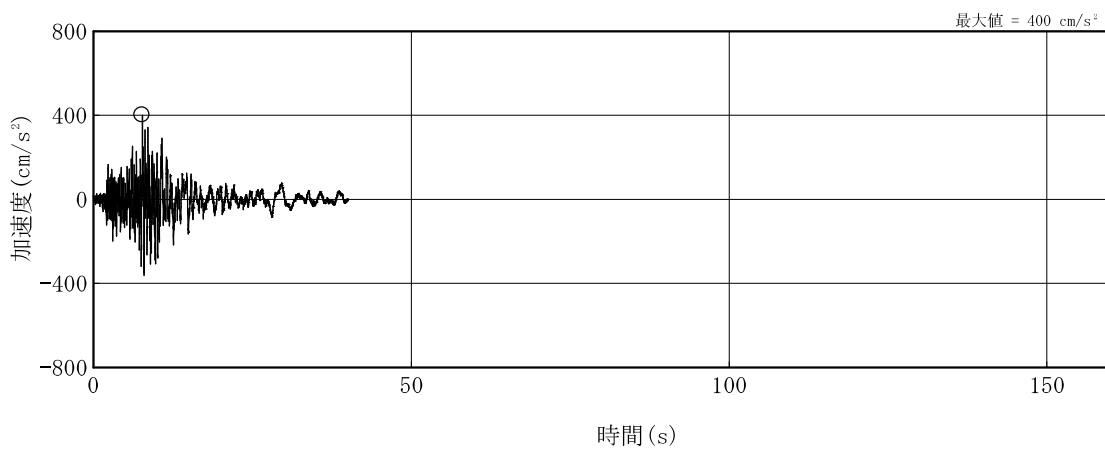
(3) Ss-B2V

注：○印は最大値を，記号「H」は水平方向，「V」は鉛直方向を示す。

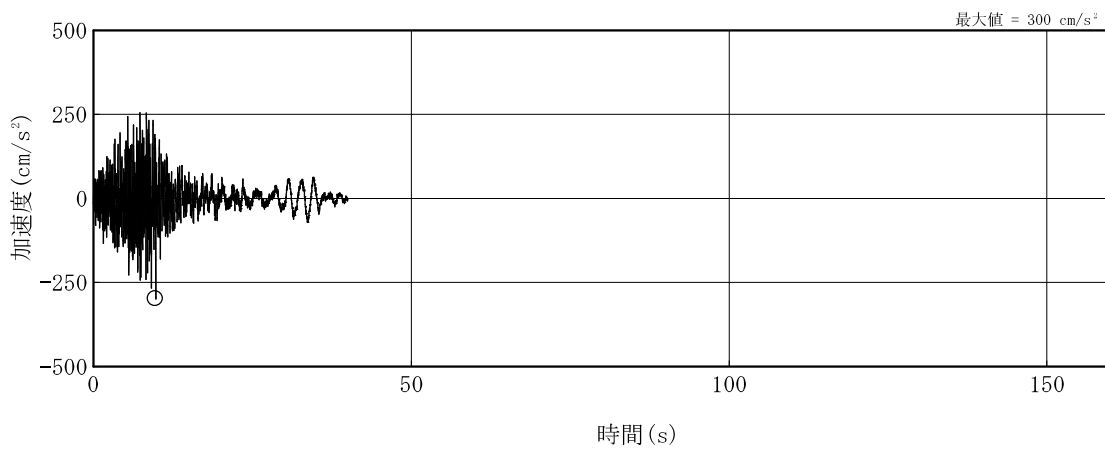
図 8.2-3 設計用模擬地震波の加速度波形 (Ss-B2)



(1) Ss-B3H1



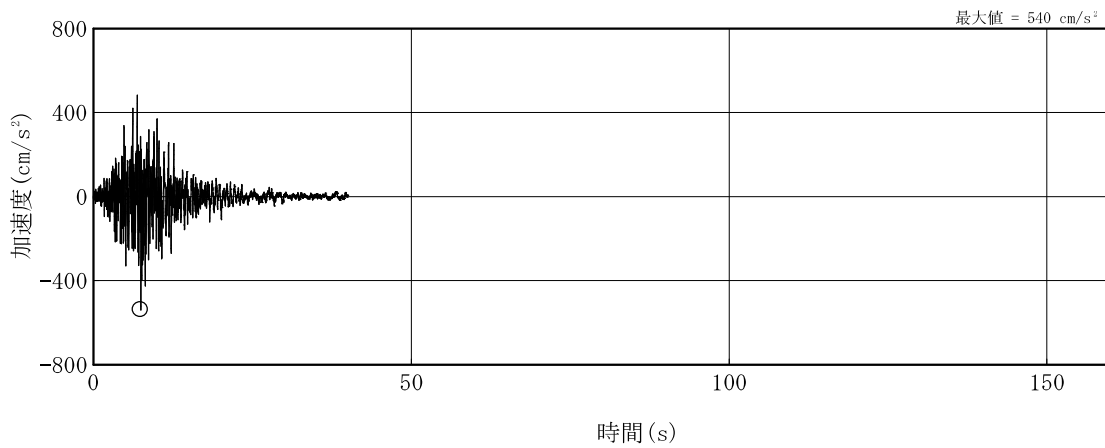
(2) Ss-B3H2



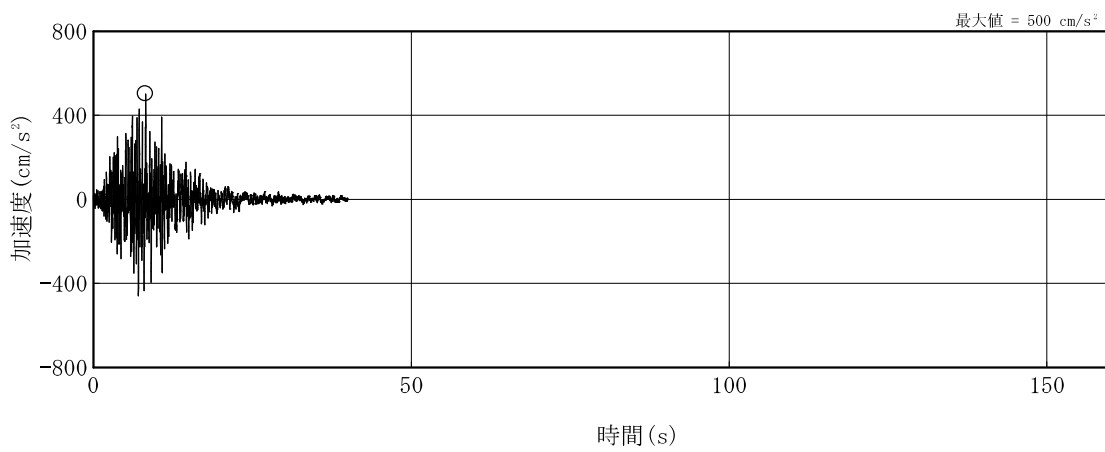
(3) Ss-B3V

注：○印は最大値を，記号「H」は水平方向，「V」は鉛直方向を示す。

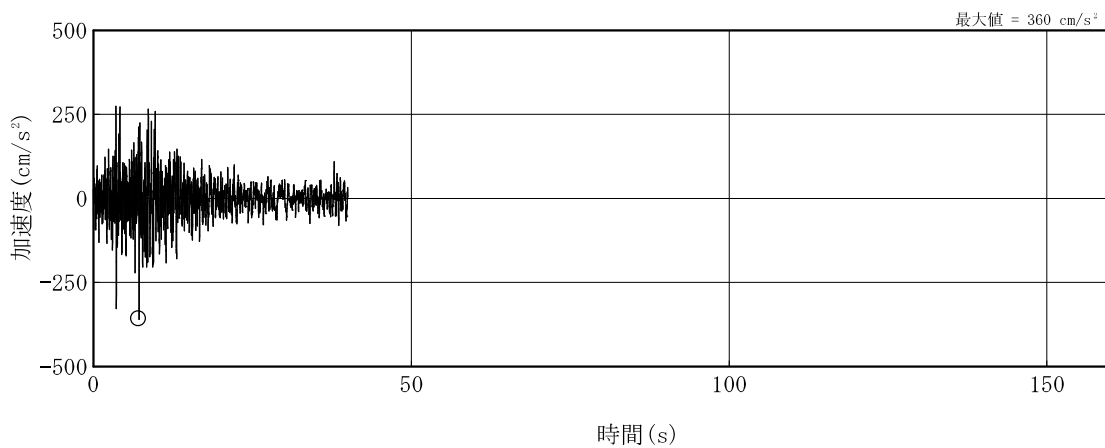
図 8.2-4 設計用模擬地震波の加速度波形 (Ss-B3)



(1) Ss-B4H1



(2) Ss-B4H2



(3) 一関東評価用地震動(鉛直方向)

注：○印は最大値を，記号「H」は水平方向を示す。

図 8.2-5 設計用模擬地震波の加速度波形 (Ss-B4)

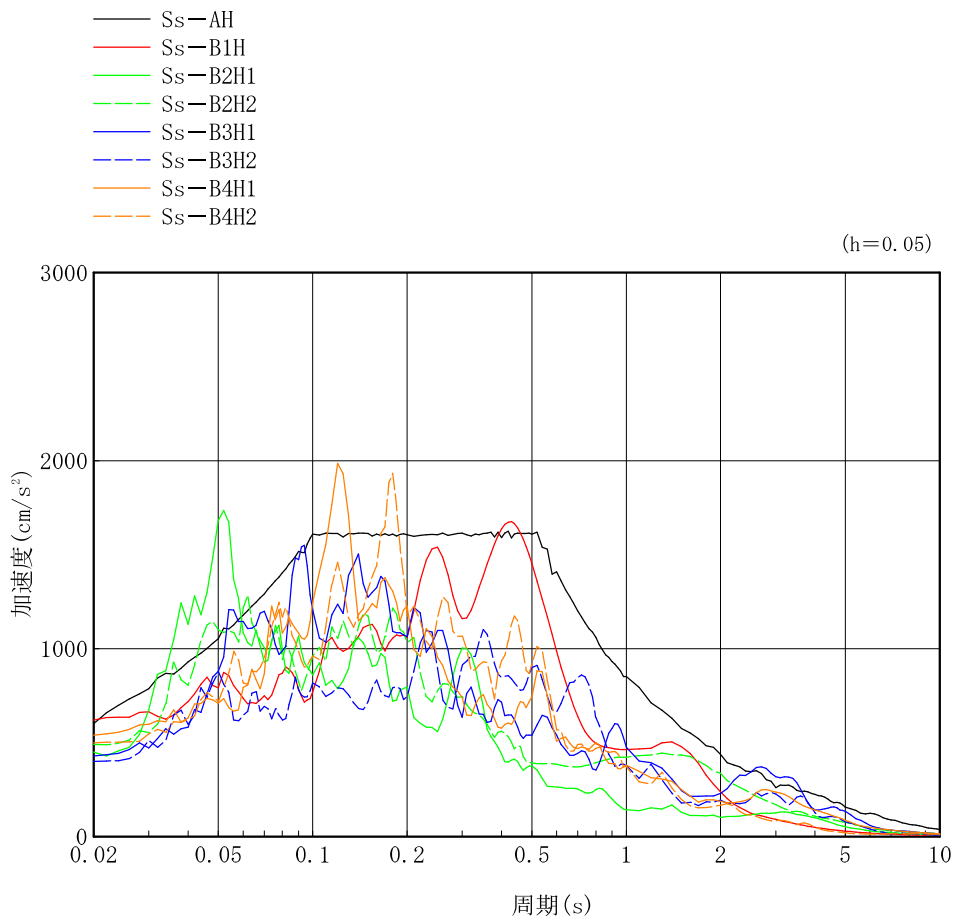


図 8.2-6 設計用模擬地震波の加速度応答スペクトル (水平方向)

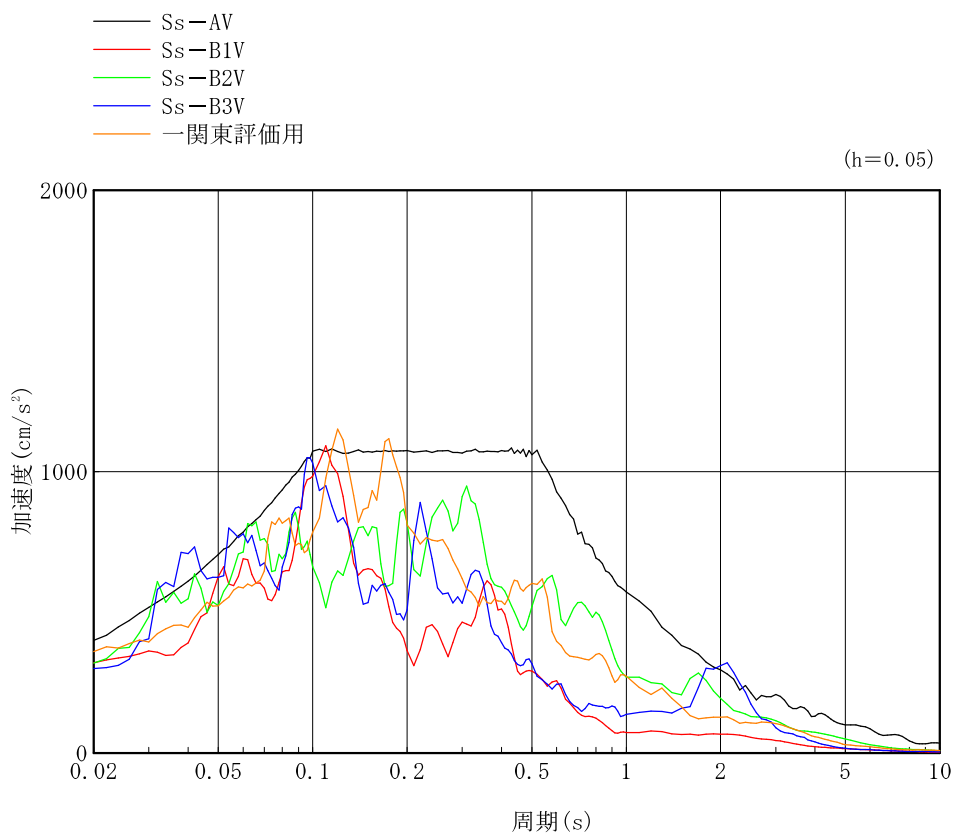


図 8.2-7 設計用模擬地震波の加速度応答スペクトル (鉛直方向)

8.2.2 入力地震動

(1) 解析概要

入力地震動は，解放基盤表面で定義された基準地震動 S_s から，一次元波動論に基づき求めた。

本敷地の解放基盤表面は，T.P. -218 m に想定されていることから，解析に用いる地盤モデルは図 8.2-8 及び図 8.2-9 に示すものとし，解放基盤表面に基準地震動 S_s を入力して求めた基礎底面位置の応答波を建屋－杭－地盤連成系モデルへの入力地震動とする。

地盤定数を表 8.2-1～表 8.2-5 に示す。

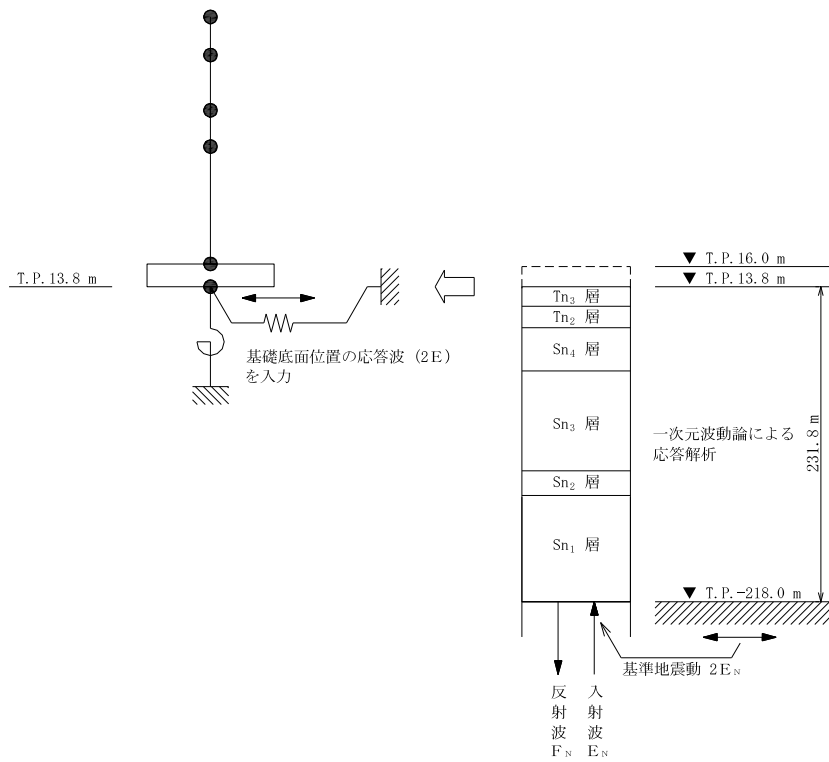


図 8.2-8 建屋—杭—地盤連成系の地震応答解析モデル（水平動）

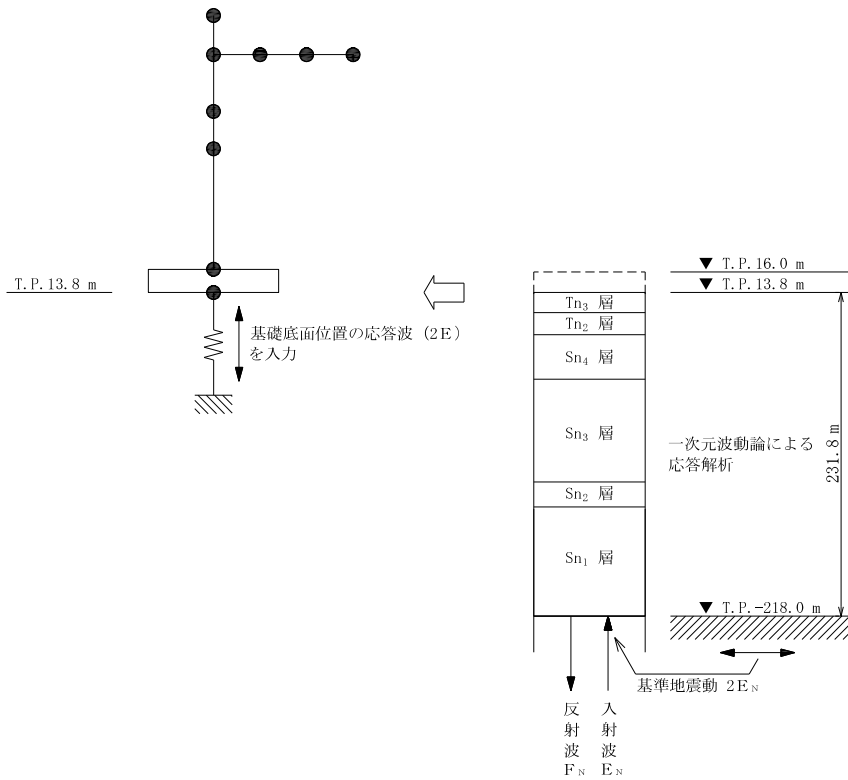


図 8.2-9 建屋—杭—地盤連成系の地震応答解析モデル（鉛直動）

表 8.2-1 地盤定数 (Ss-A)

T.P. (m)	地層名	地盤分類	S波速度 V_s (m/s)	P波速度 V_p (m/s)	初期 ポアソン比 ν	密度 γ (g/cm ³)	ヤング 係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰 定数 h (%)
13.8	田名部層	Tn ₃	370	1610	0.47	1.91	753	256	3
13.5		Tn ₂	400	1450	0.45	1.92	879	301	3
7.0	砂子又層	Sn ₄	400	1540	0.45	1.82	835	286	6
-39.5									
-122.0		Sn ₂	700	1960	0.41	2.01	2814	984	3
-140.0		Sn ₁	620	1830	0.42	1.77	1953	678	3
-218.0		解放 基盤	800	2020	0.41	1.99	3593	1274	—

表 8.2-2 地盤定数 (Ss-B1)

T.P. (m)	地層名	地盤分類	S波速度 V_s (m/s)	P波速度 V_p (m/s)	初期 ポアソン比 ν	密度 γ (g/cm ³)	ヤング 係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰 定数 h (%)
13.8	田名部層	Tn ₃	370	1610	0.47	1.91	753	256	3
13.5		Tn ₂	400	1450	0.45	1.92	879	301	3
7.0	砂子又層	Sn ₄	400	1540	0.45	1.82	835	286	6
-39.5		Sn ₃	540	1800	0.44	1.83	1520	524	4
-122.0		Sn ₂	700	1960	0.41	2.01	2814	984	3
-140.0		Sn ₁	660	1850	0.42	1.77	2179	762	2
-218.0		解放 基盤	800	2020	0.41	1.99	3593	1274	—

表 8.2-3 地盤定数 (Ss-B2)

T. P. (m)	地層名	地盤分類	S波速度 V_s (m/s)	P波速度 V_p (m/s)	初期 ポアソン比 ν	密度 γ (g/cm ³)	ヤング 係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰 定数 h (%)
13.8	田名部層	Tn ₃	370	1610	0.47	1.91	753	256	2
13.5		Tn ₂	420	1460	0.45	1.92	980	338	2
7.0	砂子又層	Sn ₄	420	1550	0.45	1.82	955	327	4
-39.5		Sn ₃	540	1800	0.44	1.83	1520	524	2
-122.0		Sn ₂	700	1960	0.41	2.01	2814	984	2
-140.0		Sn ₁	620	1830	0.42	1.77	1953	678	2
-218.0		解放 基盤	800	2020	0.41	1.99	3593	1274	—

表 8.2-4 地盤定数 (Ss-B3)

T. P. (m)	地層名	地盤分類	S波速度 V_s (m/s)	P波速度 V_p (m/s)	初期 ポアソン比 ν	密度 γ (g/cm ³)	ヤング 係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰 定数 h (%)
13.8	田名部層	Tn ₃	370	1610	0.47	1.91	753	256	2
13.5		Tn ₂	420	1460	0.45	1.92	980	338	2
7.0	砂子又層	Sn ₄	420	1550	0.45	1.82	955	327	4
-39.5		Sn ₃	570	1810	0.44	1.83	1711	590	3
-122.0		Sn ₂	740	1980	0.41	2.01	3144	1107	2
-140.0		Sn ₁	660	1850	0.42	1.77	2179	762	2
-218.0		解放 基盤	800	2020	0.41	1.99	3593	1274	—

表 8.2-5 地盤定数 (Ss-B4)

T. P. (m)	地層名	地盤分類	S波速度 V_s (m/s)	P波速度 V_p (m/s)	初期 ポアソン比 ν	密度 γ (g/cm ³)	ヤング 係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰 定数 h (%)
13.8	田名部層	Tn ₃	370	1610	0.47	1.91	753	256	3
13.5		Tn ₂	400	1450	0.45	1.92	879	301	2
7.0	砂子又層	Sn ₄	420	1550	0.45	1.82	955	327	4
-39.5		Sn ₃	570	1810	0.44	1.83	1711	590	2
-122.0		Sn ₂	740	1980	0.41	2.01	3144	1107	3
-140.0		Sn ₁	660	1850	0.42	1.77	2179	762	2
-218.0		解放 基盤	800	2020	0.41	1.99	3593	1274	—

(2) 解析結果

以上の条件より計算される地盤の最大応答加速度分布を、水平動については図 8.2-10 に、鉛直動については図 8.2-11 に示す。また、入力地震動の加速度波形を図 8.2-12～図 8.2-16 に、加速度応答スペクトルを図 8.2-17 及び図 8.2-18 に示す。

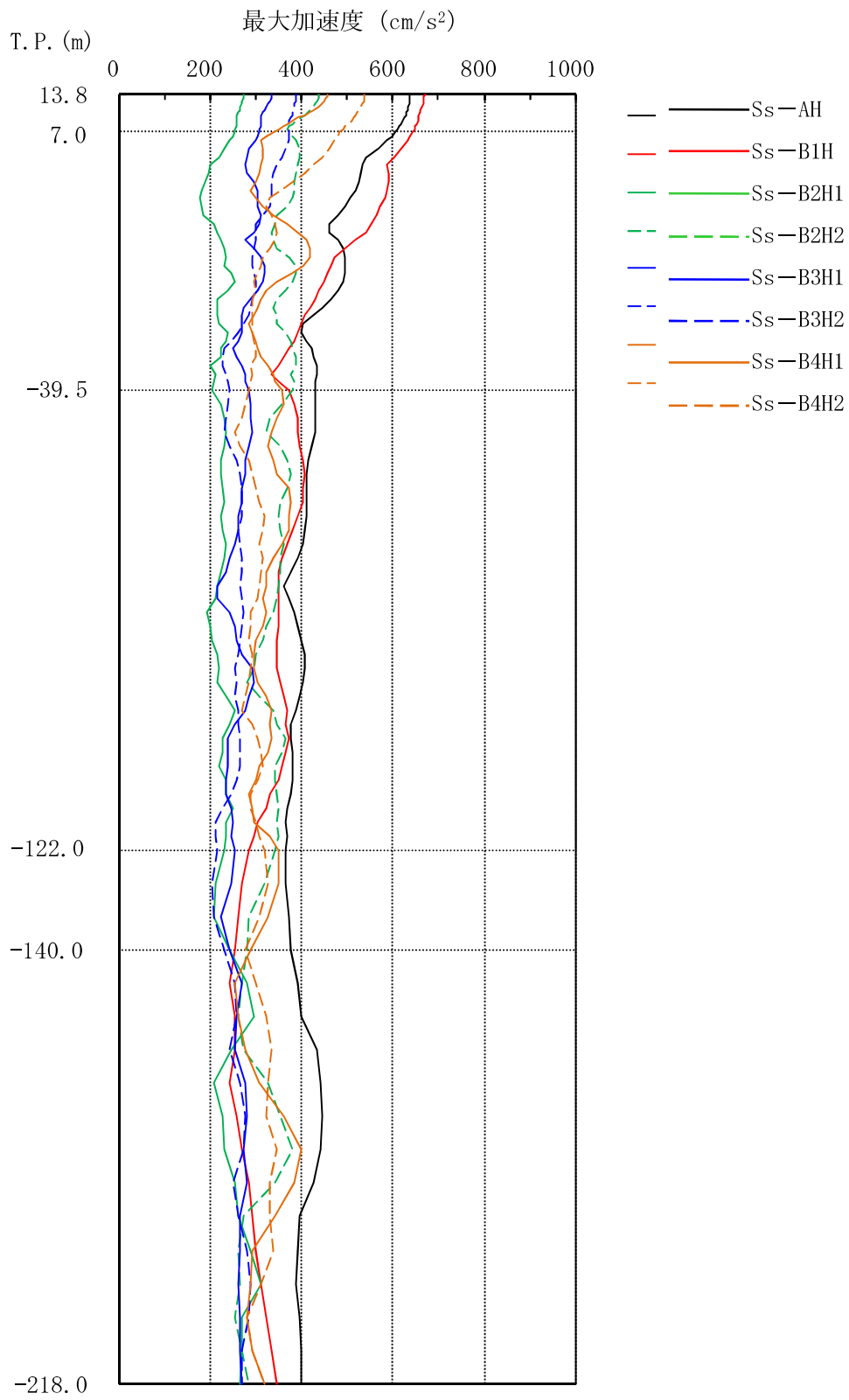


図 8.2-10 地盤の最大応答加速度分布 (水平方向)

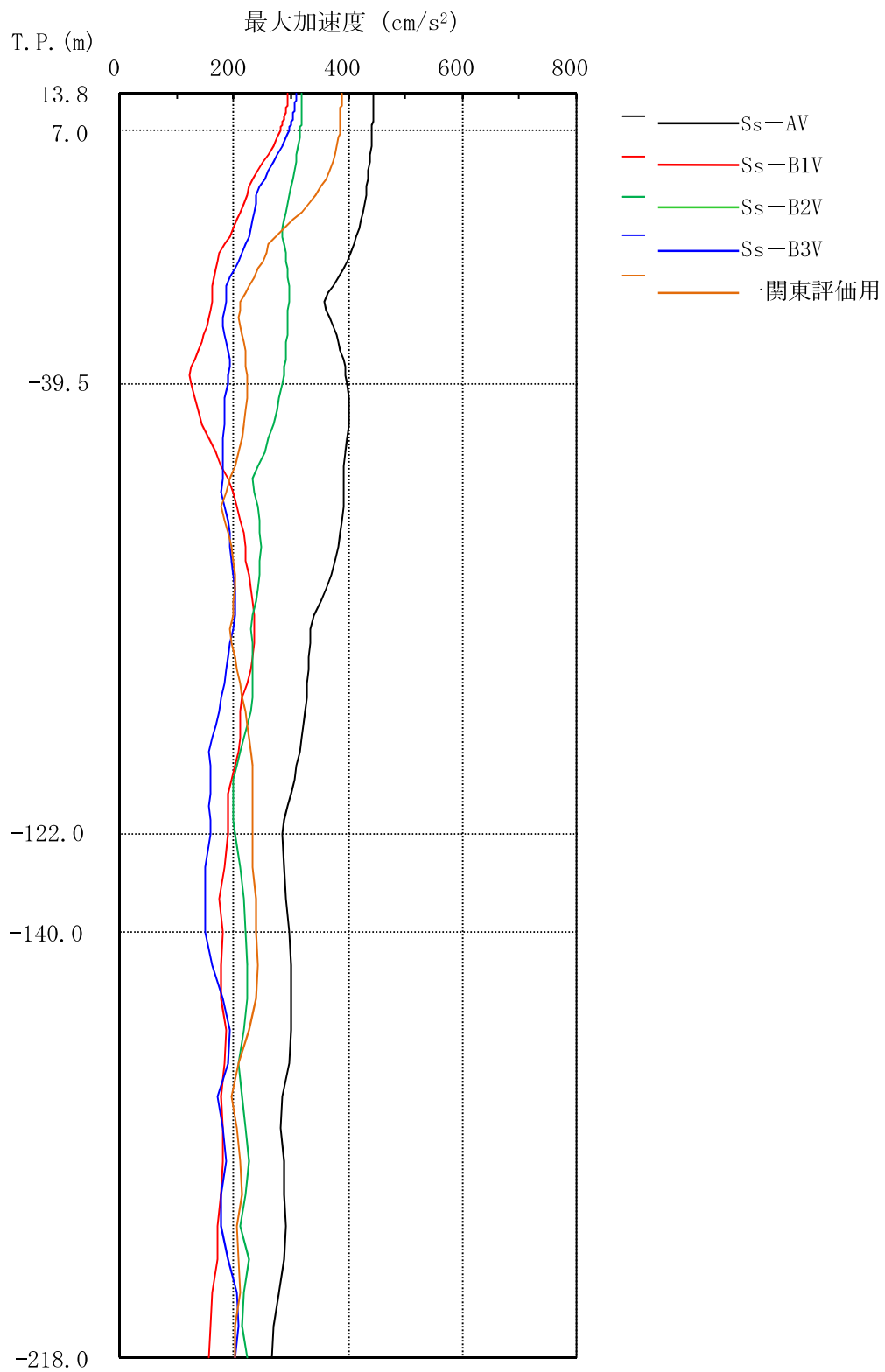
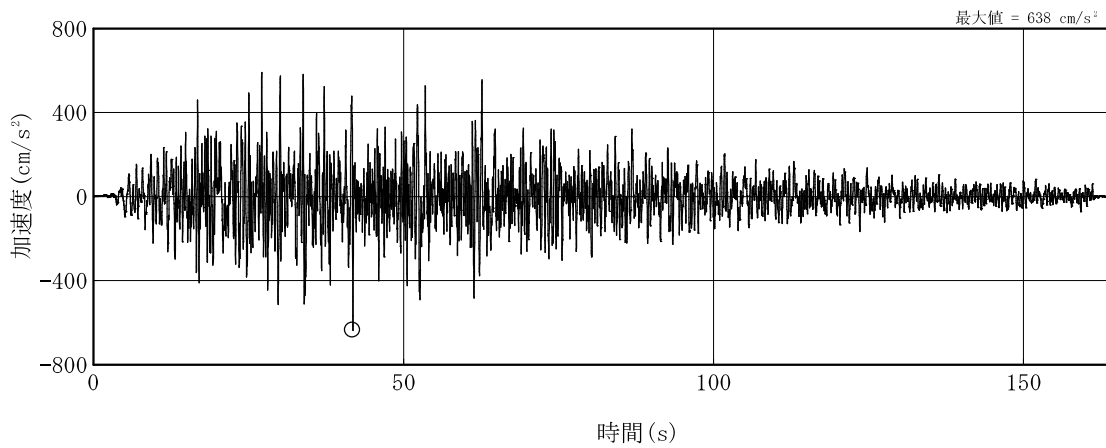
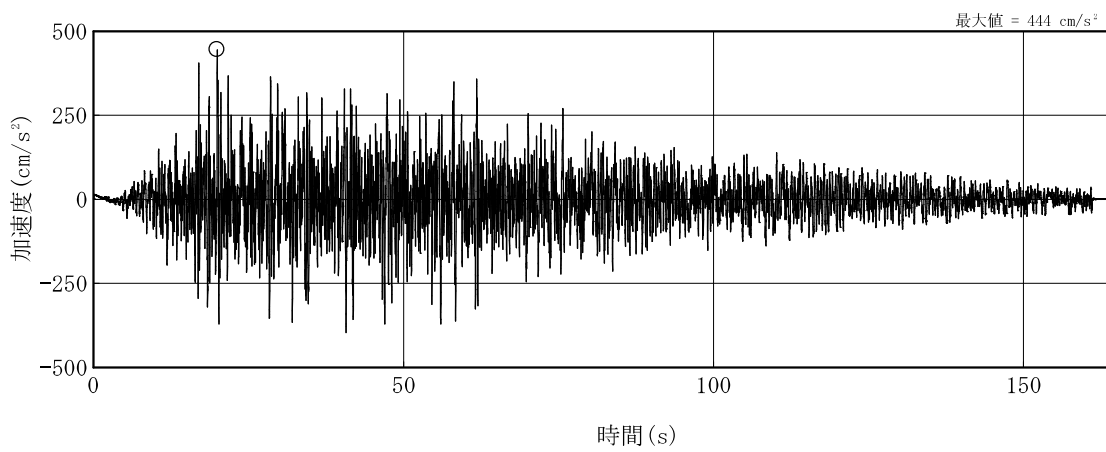


図 8.2-11 地盤の最大応答加速度分布 (鉛直方向)



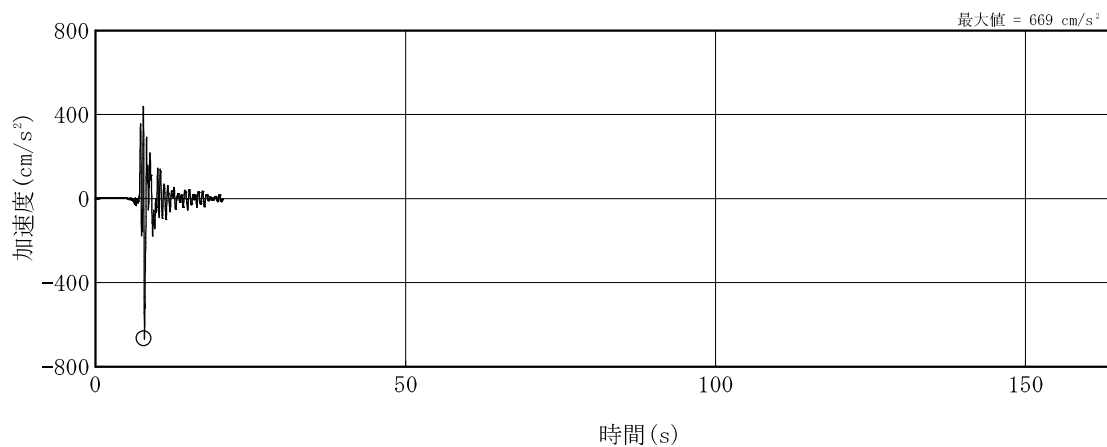
(1) Ss-AH



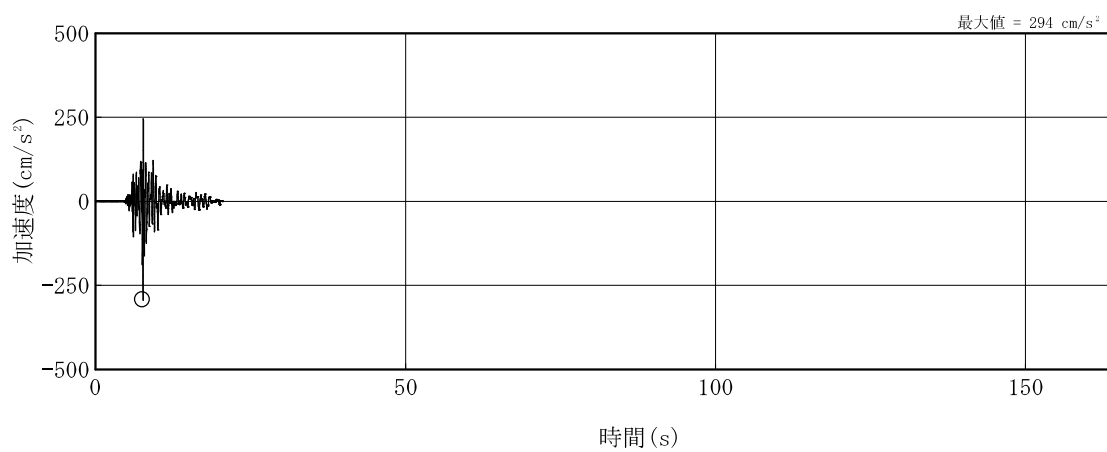
(2) Ss-AV

注：○印は最大値を，記号「H」は水平方向，「V」は鉛直方向を示す。

図 8.2-12 入力地震動の加速度波形 (Ss-A)



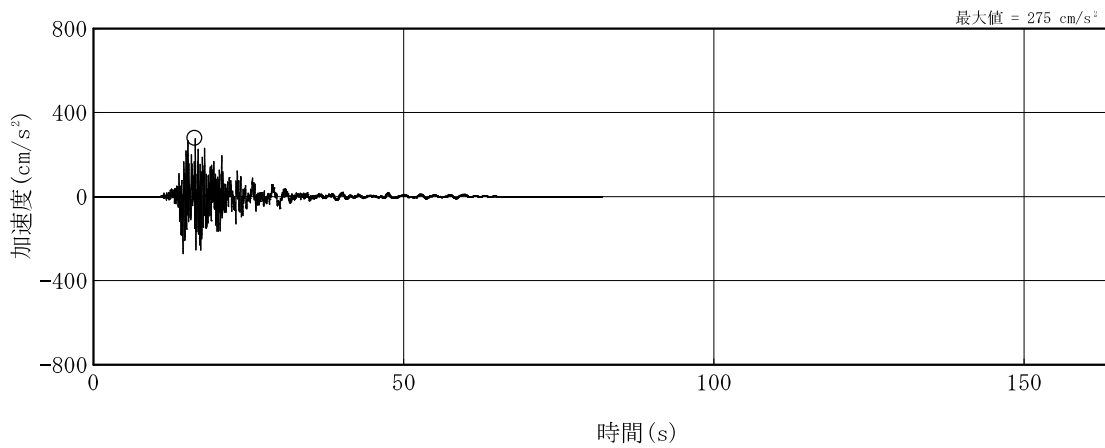
(1) Ss-B1H



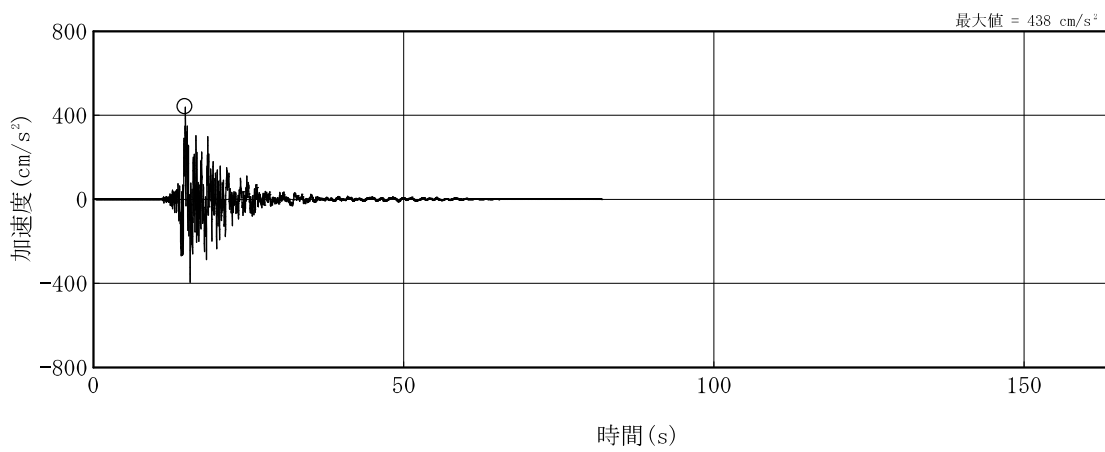
(2) Ss-B1V

注：○印は最大値を，記号「H」は水平方向，「V」は鉛直方向を示す。

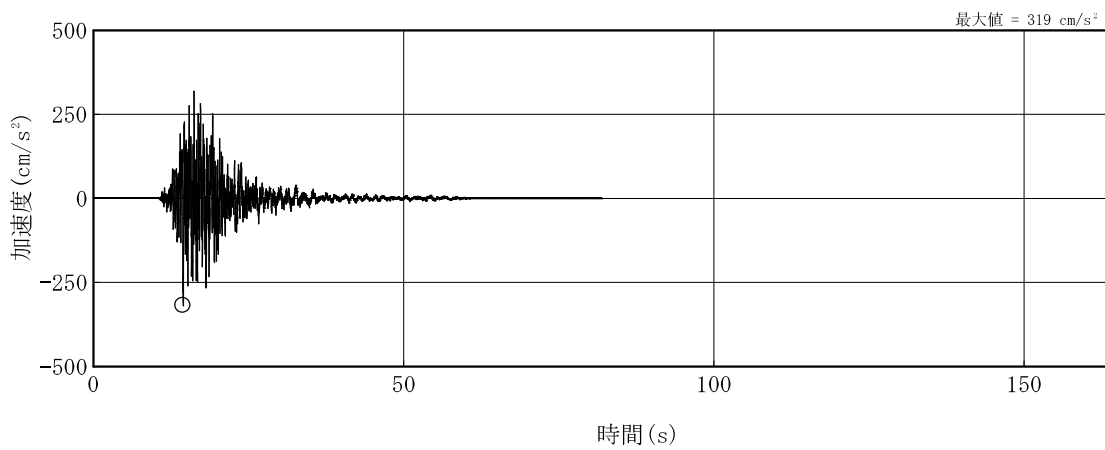
図 8.2-13 入力地震動の加速度波形 (Ss-B1)



(1) Ss-B2H1



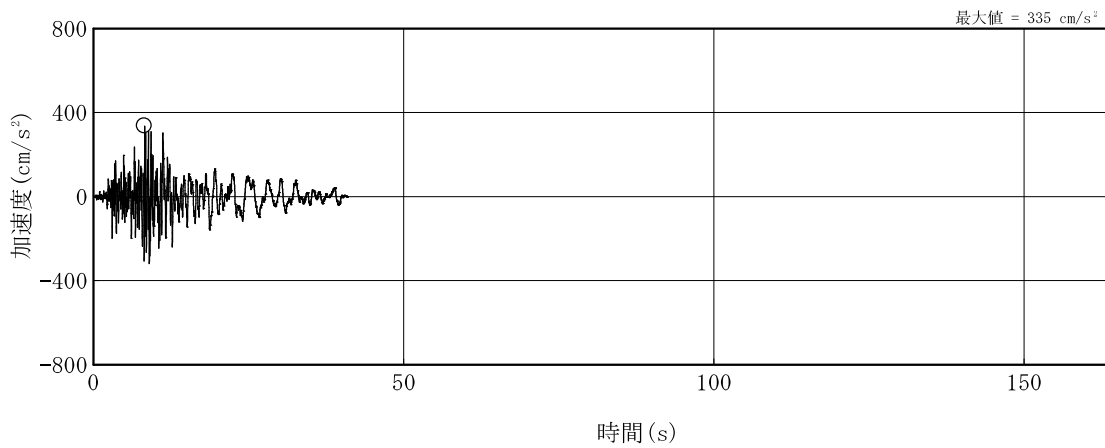
(2) Ss-B2H2



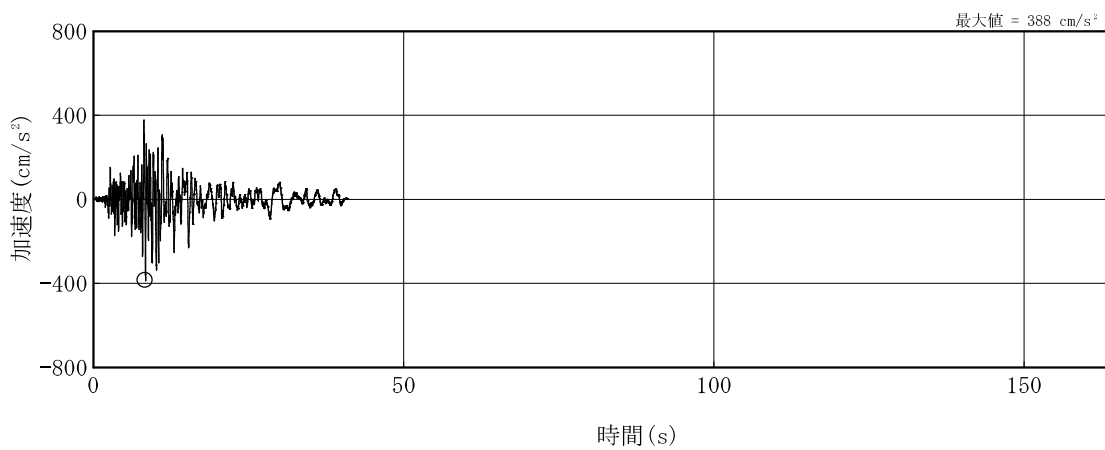
(3) Ss-B2V

注：○印は最大値を，記号「H」は水平方向，「V」は鉛直方向を示す。

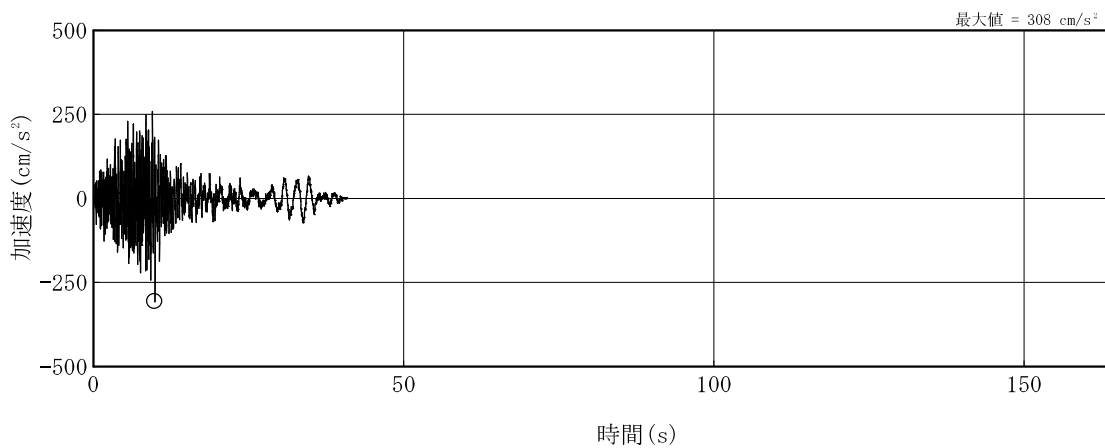
図 8.2-14 入力地震動の加速度波形 (Ss-B2)



(1) Ss-B3H1



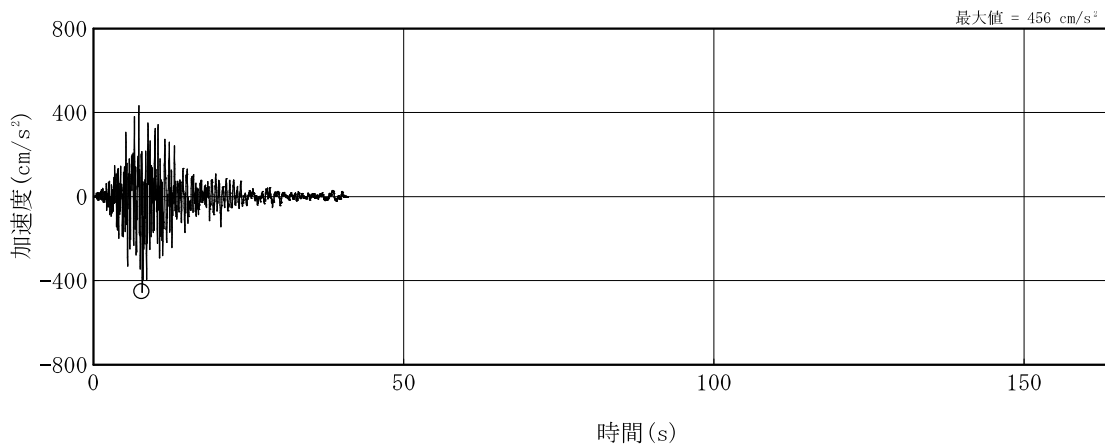
(2) Ss-B3H2



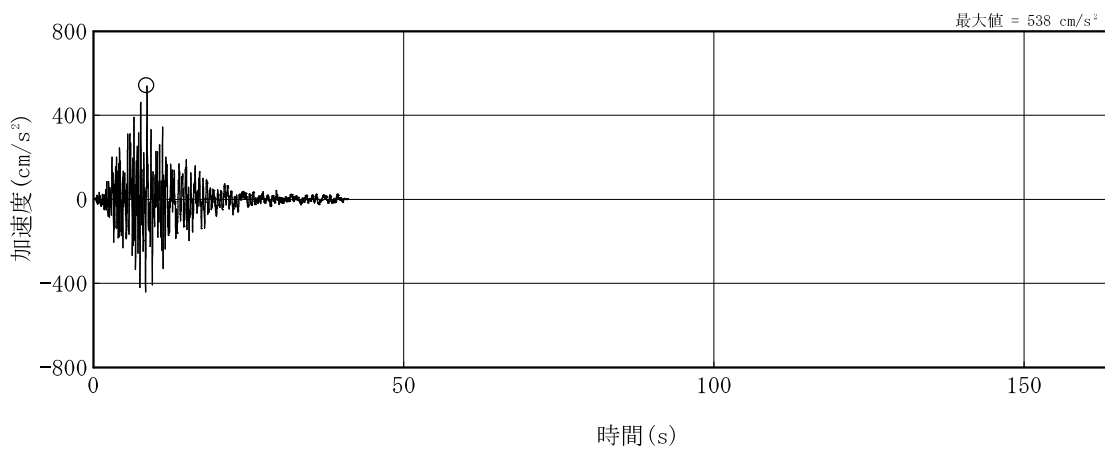
(3) Ss-B3V

注：○印は最大値を，記号「H」は水平方向，「V」は鉛直方向を示す。

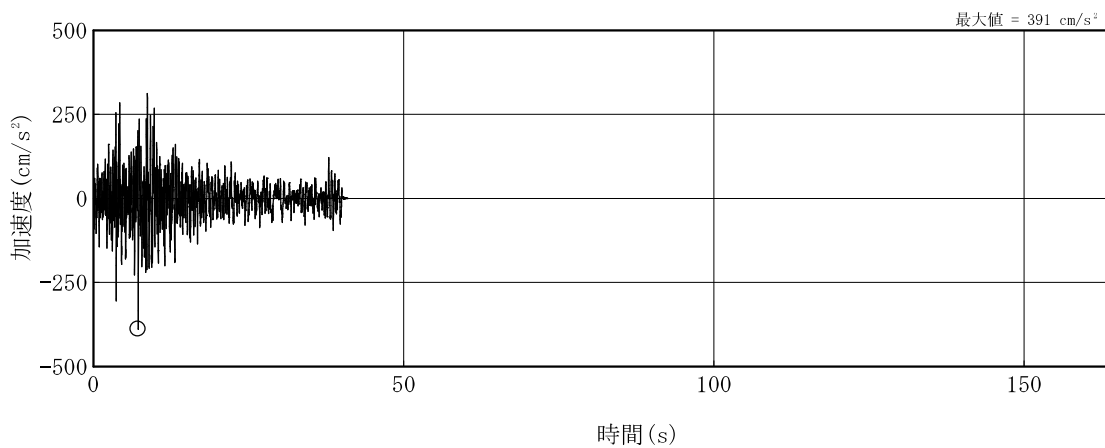
図 8.2-15 入力地震動の加速度波形 (Ss-B3)



(1) Ss-B4H1



(2) Ss-B4H2



(3) 一関東評価用地震動 (鉛直方向)

注：○印は最大値を，記号「H」は水平方向を示す。

図 8.2-16 入力地震動の加速度波形 (Ss-B4)

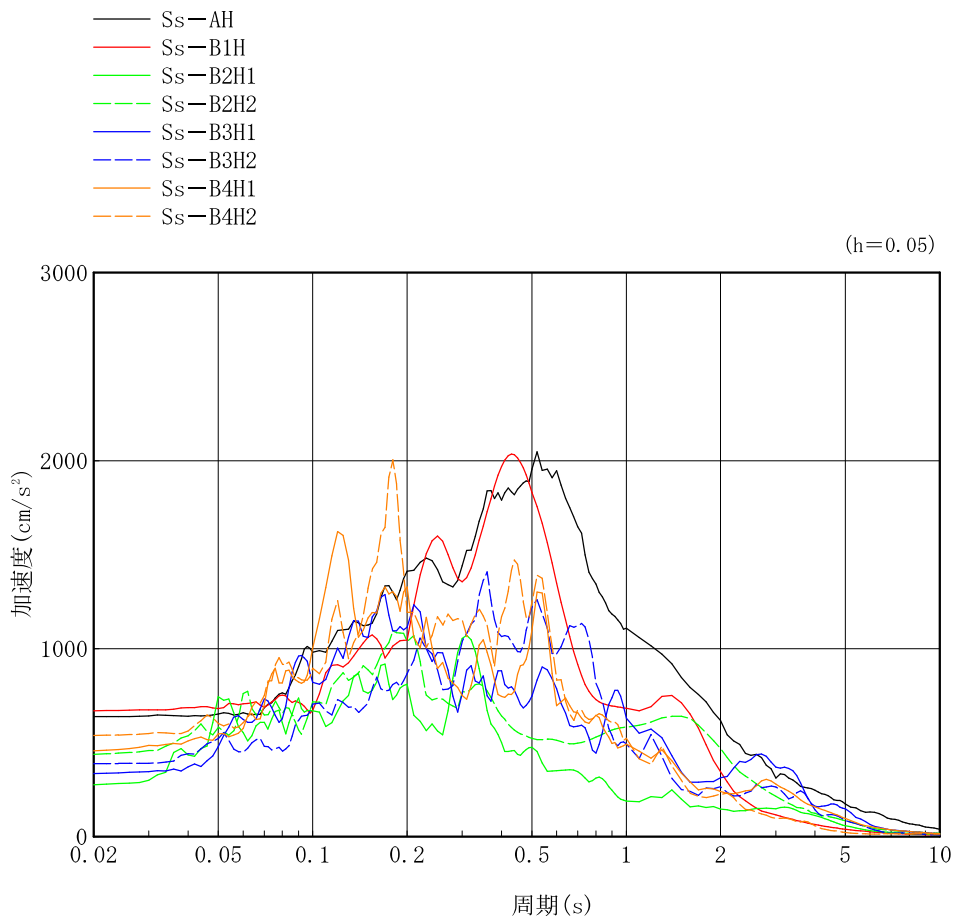


図 8.2-17 入力地震動の加速度応答スペクトル (水平方向)

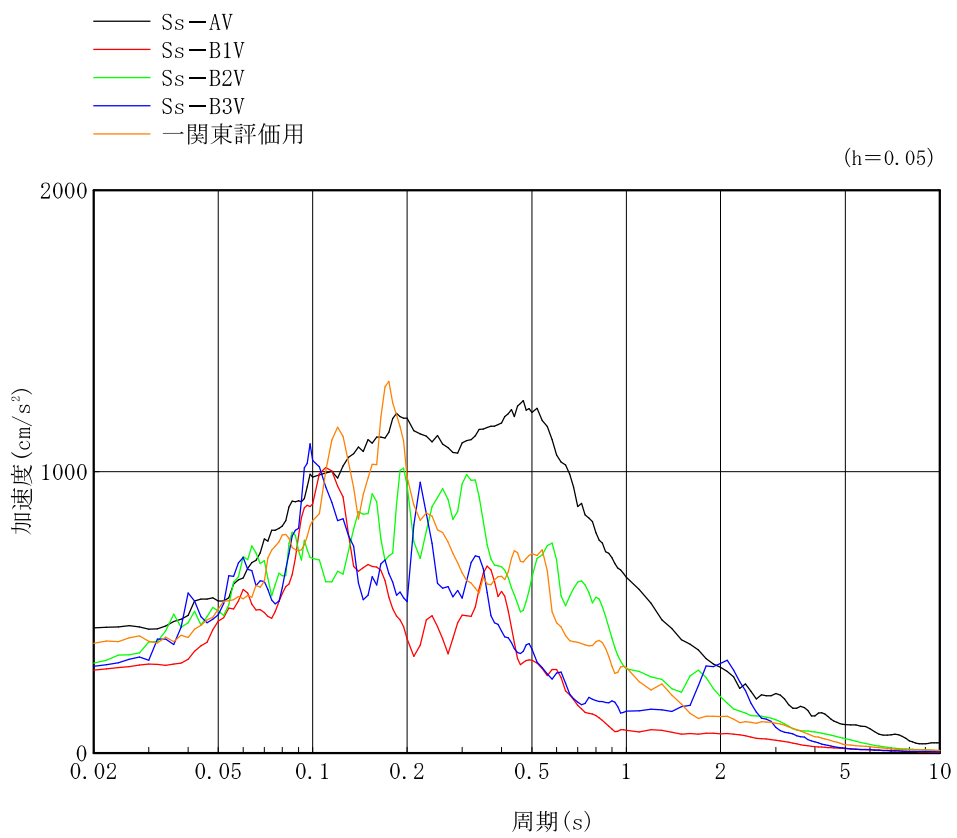


図 8.2-18 入力地震動の加速度応答スペクトル (鉛直方向)

8.2.3 地震応答解析モデル

(1) 地震応答解析モデルの概要

貯蔵建屋の地震応答計算に用いる水平方向の地震応答解析モデルは、建屋を曲げ変形とせん断変形をする質点系とし、杭と地盤の相互作用を考慮した水平ばね及び回転ばねで評価した建屋－杭－地盤連成系モデルとする。鉛直方向の解析モデルは、軸変形をする建屋部及び曲げ変形とせん断変形をする受入区域の屋根部から成る質点系とし、杭と地盤の相互作用を考慮した鉛直ばねで評価した建屋－杭－地盤連成系モデルとする。

水平ばね、回転ばね及び鉛直ばねは群杭効果を考慮して評価している。いずれのばねも振動数に依存した複素剛性として得られるが、図 8.2-19 に示すようにばね定数として実部の代表値 (K_c) を、また、減衰係数 (C_c) として建屋 1 次形の固有円振動数に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。

地震応答解析モデル及びデータ諸元を、NS 方向については図 8.2-20 及び表 8.2-6 に、EW 方向については図 8.2-21 及び表 8.2-7 に、鉛直方向については図 8.2-22 及び表 8.2-8 に示す。また、地盤ばねの諸元を表 8.2-9～表 8.2-11 に示す。

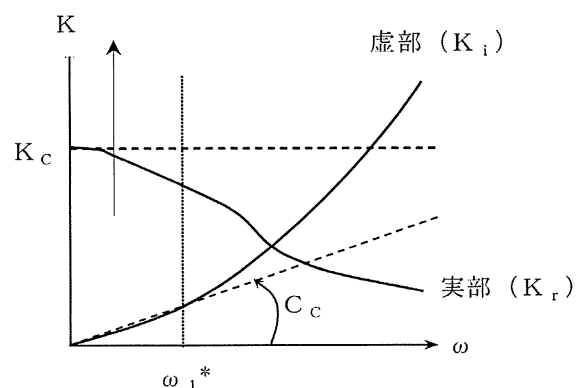
ここで解析に用いるコンクリートの物性値及び建屋の減衰定数は次のとおりとする。

設計基準強度 : $F_c = \square \text{ N/mm}^2$ (上部躯体, 基礎スラブ)

ヤング係数 : $E = 2.52 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (上部躯体, 基礎スラブ)

ポアソン比 : $\nu = 0.2$

建屋の減衰定数 : 5 % (鉄筋コンクリート部分)
2 % (鉄骨部分)



注記* : 建屋－杭－地盤連成系の建屋 1 次形の固有円振動数を示す。

図 8.2-19 杭－地盤ばねの近似

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

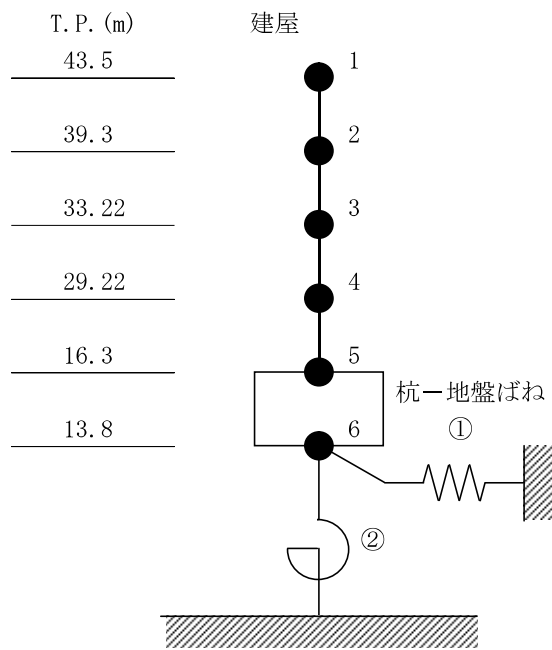


図 8.2-20 地震応答解析モデル (NS 方向)

表 8.2-6 建屋モデル諸元 (NS 方向)

建 屋				
質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (×10 ⁵ kN・m ²)	せん断断面積 A _s (m ²)	断面二次モーメント I (×10 ³ m ⁴)
1	26540	259.9	—	—
2	55990	778.6	3.6	—
3	48110	949.8	114.8	93.9
4	348330	5005.2	244.9	225.8
5	872610	12742.0	338.2	570.9
6	257970	3763.1	8282.0	12080.2
総重量 1609550 kN				

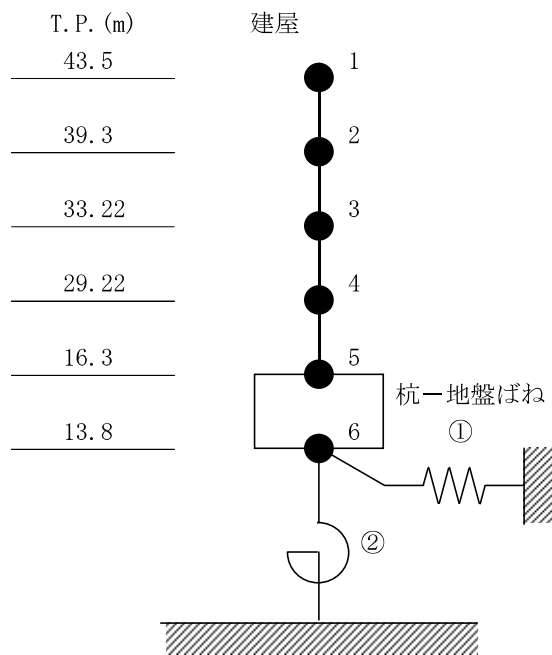


図 8.2-21 地震応答解析モデル (EW 方向)

表 8.2-7 建屋モデル諸元 (EW 方向)

建 屋				
質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}^2$)	せん断面積 A_s (m^2)	断面二次モーメント I ($\times 10^3 \text{m}^4$)
1	26540	2.2	—	—
2	55990	114.7	52.0	0.43
3	48110	42.4	91.9	35.0
4	348330	1102.4	147.1	38.3
5	872610	2863.6	262.3	204.1
6	257970	842.8	8282.0	2704.6
総重量 1609550 kN				

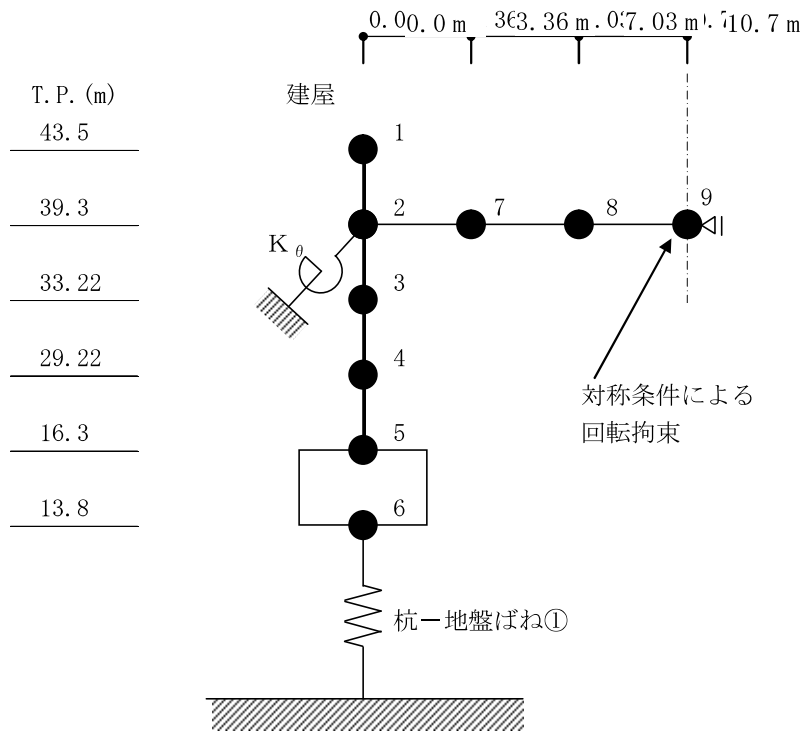


図 8.2-22 地震応答解析モデル（鉛直方向）

表 8.2-8 建屋モデル諸元（鉛直方向）

建 屋							
質点番号	質点重量 W (kN)	軸断面積 A _v (m ²)	質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (×10 ³ kN・m ²)	せん断断面積 A _s (×10 ⁻¹ m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)
1	26540	—	9	3740	—	—	—
		75.4				8.36	2.13
2	—	234.2	8	7480	33.9	8.36	2.13
3	48110	392.7	7	8030	36.5	8.36	2.13
4	348330	688.5	2	36740	27.0	8.36	2.13
5	872610	8282.0				—	—
6	257970	—				—	—
総重量 1609550 kN							
K _θ = 4.27 × 10 ⁷ (kN・m/rad)							

表 8.2-9 杭と地盤の相互作用を考慮した地盤ばね (Ss-A 及び Ss-B1)

方向及び成分		ばね定数 K_c		減衰係数 C_c	
NS 方向	水平成分	8.331×10^7	kN/m	2.410×10^6	kN・s/m
	回転成分	7.795×10^{11}	kN・m/rad	9.400×10^9	kN・s・m/rad
EW 方向	水平成分	1.135×10^8	kN/m	2.410×10^6	kN・s/m
	回転成分	2.428×10^{11}	kN・m/rad	2.317×10^9	kN・s・m/rad
鉛直方向	鉛直成分	3.139×10^8	kN/m	6.201×10^6	kN・s/m

表 8.2-10 杭と地盤の相互作用を考慮した地盤ばね (Ss-B2 及び Ss-B3)

方向及び成分		ばね定数 K_c		減衰係数 C_c	
NS 方向	水平成分	9.171×10^7	kN/m	2.413×10^6	kN・s/m
	回転成分	8.584×10^{11}	kN・m/rad	9.347×10^9	kN・s・m/rad
EW 方向	水平成分	1.244×10^8	kN/m	2.414×10^6	kN・s/m
	回転成分	2.652×10^{11}	kN・m/rad	2.304×10^9	kN・s・m/rad
鉛直方向	鉛直成分	3.520×10^8	kN/m	6.169×10^6	kN・s/m

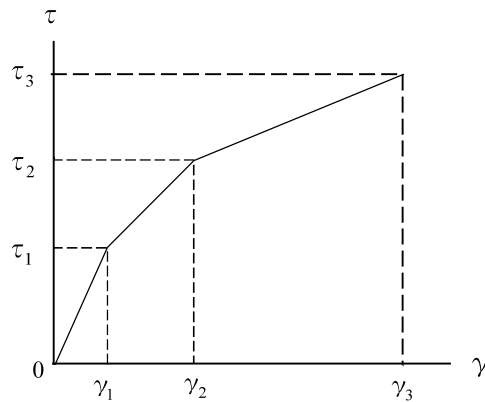
表 8.2-11 杭と地盤の相互作用を考慮した地盤ばね (Ss-B4)

方向及び成分		ばね定数 K_c		減衰係数 C_c	
NS 方向	水平成分	8.891×10^7	kN/m	2.410×10^6	kN・s/m
	回転成分	8.245×10^{11}	kN・m/rad	9.176×10^9	kN・s・m/rad
EW 方向	水平成分	1.201×10^8	kN/m	2.411×10^6	kN・s/m
	回転成分	2.547×10^{11}	kN・m/rad	2.263×10^9	kN・s・m/rad
鉛直方向	鉛直成分	3.379×10^8	kN/m	6.056×10^6	kN・s/m

(2) 建屋の復元力特性

a. 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ度関係 (τ － γ 関係)

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ度関係 (τ － γ 関係) は, 「原子力発電所耐震設計技術規程 (J E A C 4 6 0 1－2008)」に基づき, トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ度関係を図 8.2－23 に示す。



- τ_1 : 第一折点のせん断応力度
- τ_2 : 第二折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第一折点のせん断ひずみ度
- γ_2 : 第二折点のせん断ひずみ度
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ度 ($\gamma_3=4.0\times 10^{-3}$)

図 8.2－23 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ度関係

b. 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ度関係の履歴特性

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ度関係の履歴特性は、「原子力発電所耐震設計技術規程（J E A C 4 6 0 1－2008）」に基づき、最大点指向型モデルとする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ度関係の履歴特性を図 8.2－24 に示す。

- ・ 0-A 間 : 弾性範囲
- ・ A-B 間 : 負側スケルトンの経験した最大点に向う。
ただし、負側最大点が第一折点を越えていない時は第一折点に向う。
- ・ B-C 間 : 負側最大点指向
- ・ 安定状態は面積を持たない。

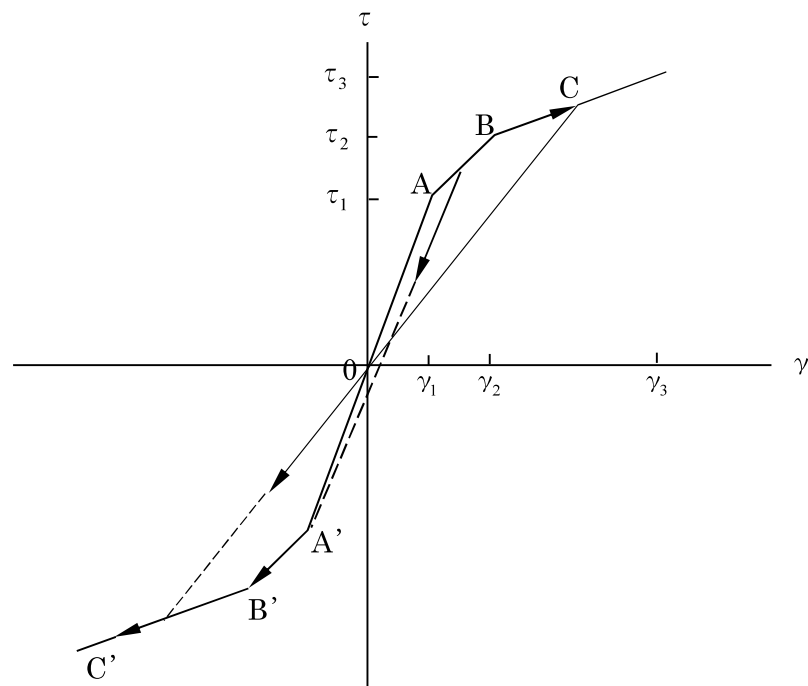
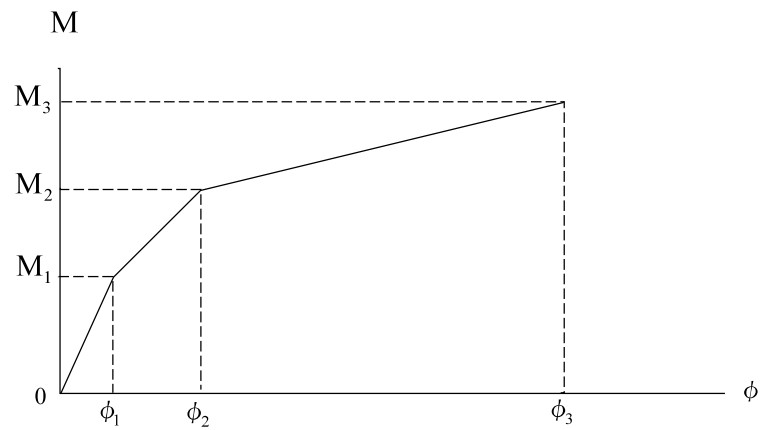


図 8.2－24 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ度関係の履歴特性

c. 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- ϕ 関係)

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- ϕ 関係) は, 「原子力発電所耐震設計技術規程 (J E A C 4 6 0 1 -2008)」に基づき, トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係を図 8.2-25 に示す。



M_1 : 第一折点の曲げモーメント

M_2 : 第二折点の曲げモーメント

M_3 : 終局点の曲げモーメント

ϕ_1 : 第一折点の曲率

ϕ_2 : 第二折点の曲率

ϕ_3 : 終局点の曲率

図 8.2-25 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係

d. 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性は、「原子力発電所耐震設計技術規程（J E A C 4 6 0 1－2008）」に基づき、ディグレイディングトリリニア型モデルとする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性を図8.2-26に示す。

- 0-A間 : 弾性範囲
- A-B間 : 負側スケルトンの経験した最大点に向う。
ただし、負側最大点が第一折点を越えていない時は第一折点に向う。
- B-C間 : 最大点指向型で、安定ループは最大曲率に応じた等価粘性減衰を与える平行四辺形をしたディグレイディングトリリニア型とする。平行四辺形の折点は最大値から $2 \cdot M_1$ を減じた点とする。

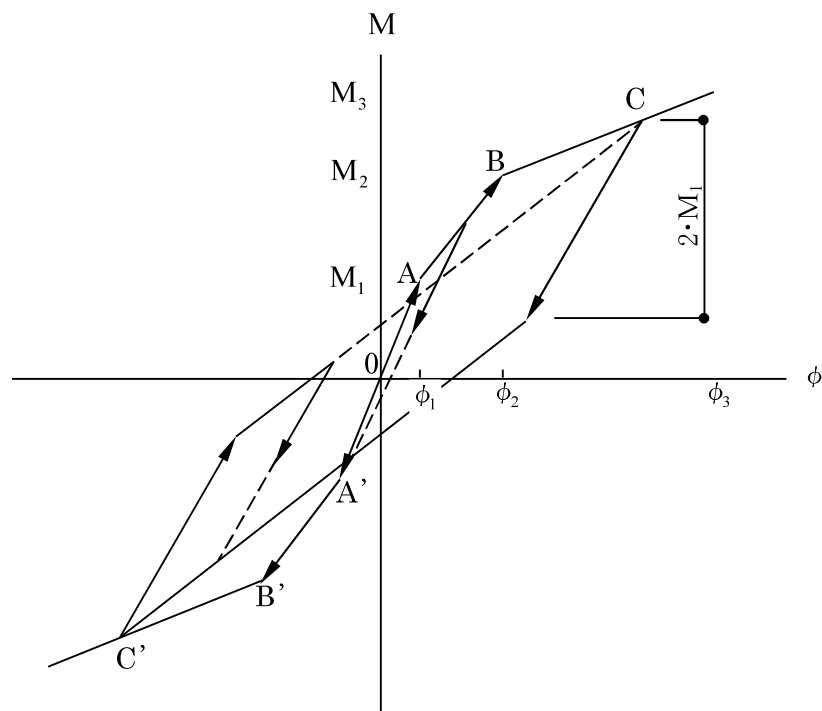


図 8.2-26 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

e. フレーム部の復元力特性

NS 方向の D, E 通り 4 層 (T.P. 39.3 m~43.5 m) のフレーム部のせん断力-層間変形角の関係は, 柱はりの各部材の終局強度に基づく荷重増分解析を基に, エネルギー等価法によりトリニア型スケルトン曲線とする。せん断力-層間変形角の関係を図 8.2-27 に示す。なお, 履歴特性はディグレイディングトリニア型モデルとする。

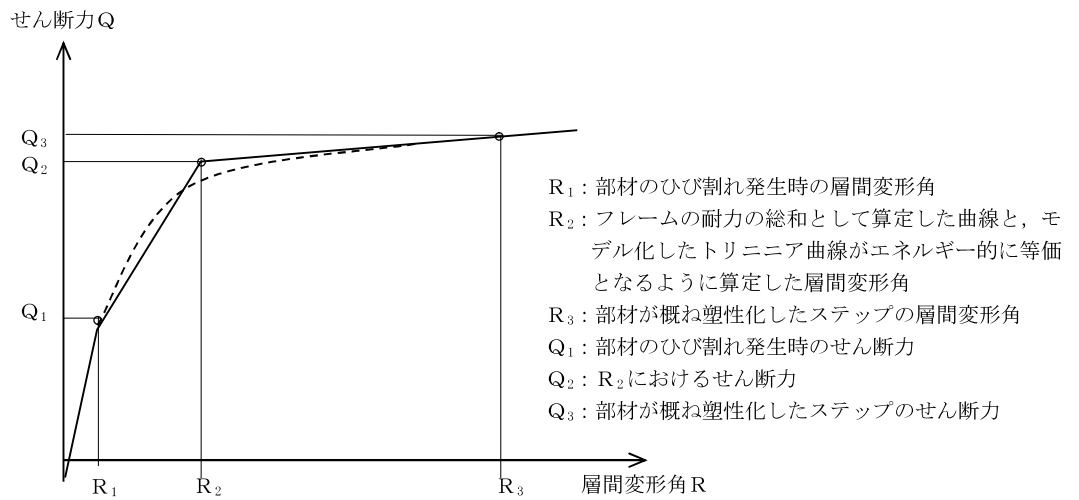


図 8.2-27 フレーム部のせん断力-層間変形角の関係

(3) 復元力特性の諸元

耐震壁について算定したせん断応力度のスケルトン曲線の諸元を表 8.2-12 及び表 8.2-13 に、曲げモーメントのスケルトン曲線の諸元を表 8.2-14 及び表 8.2-15 に示す。また、フレーム部について算定したせん断力のスケルトン曲線を表 8.2-16 に示す。

表 8.2-12 せん断応力度のスケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係, NS 方向)

NS 方向	せん断応力度 τ (N/mm ²)		せん断ひずみ度 γ ($\times 10^{-3}$)	
3 層 T. P. 39.3 ~ 33.22 m				
第一折点	τ_1	1.953	γ_1	0.186
第二折点	τ_2	2.636	γ_2	0.558
終局点	τ_3	3.089	γ_3	4.000
2 層 T. P. 33.22 ~ 29.22 m				
第一折点	τ_1	1.943	γ_1	0.185
第二折点	τ_2	2.624	γ_2	0.555
終局点	τ_3	2.836	γ_3	4.000
1 層 T. P. 29.22 ~ 16.3 m				
第一折点	τ_1	2.102	γ_1	0.200
第二折点	τ_2	2.838	γ_2	0.601
終局点	τ_3	3.124	γ_3	4.000

表 8.2-13 せん断応力度のスケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係, EW 方向)

EW 方向	せん断応力度 τ (N/mm ²)		せん断ひずみ度 γ ($\times 10^{-3}$)	
4 層 T. P. 43.5 ~ 39.3 m				
第一折点	τ_1	1.953	γ_1	0.186
第二折点	τ_2	2.636	γ_2	0.558
終局点	τ_3	4.804	γ_3	4.000
3 層 T. P. 39.3 ~ 33.22 m				
第一折点	τ_1	1.953	γ_1	0.186
第二折点	τ_2	2.630	γ_2	0.558
終局点	τ_3	3.718	γ_3	4.000
2 層 T. P. 33.22 ~ 29.22 m				
第一折点	τ_1	1.943	γ_1	0.185
第二折点	τ_2	2.609	γ_2	0.555
終局点	τ_3	3.550	γ_3	4.000
1 層 T. P. 29.22 ~ 16.3 m				
第一折点	τ_1	2.102	γ_1	0.200
第二折点	τ_2	2.838	γ_2	0.601
終局点	τ_3	4.337	γ_3	4.000

表 8.2-14 曲げモーメントのスケルトン曲線 (M-φ関係, NS方向)

NS方向	曲げモーメント M(kN・m)		曲率 φ(1/m)	
3層 T.P. 39.3~33.22 m				
第一折点	M ₁	5.055×10 ⁶	φ ₁	2.137×10 ⁻⁶
第二折点	M ₂	9.914×10 ⁶	φ ₂	2.363×10 ⁻⁵
終局点	M ₃	1.696×10 ⁷	φ ₃	4.299×10 ⁻⁴
2層 T.P. 33.22~29.22 m				
第一折点	M ₁	1.153×10 ⁷	φ ₁	2.027×10 ⁻⁶
第二折点	M ₂	2.118×10 ⁷	φ ₂	2.266×10 ⁻⁵
終局点	M ₃	3.896×10 ⁷	φ ₃	3.587×10 ⁻⁴
1層 T.P. 29.22~16.3 m				
第一折点	M ₁	2.729×10 ⁷	φ ₁	1.897×10 ⁻⁶
第二折点	M ₂	6.322×10 ⁷	φ ₂	1.888×10 ⁻⁵
終局点	M ₃	1.154×10 ⁸	φ ₃	2.009×10 ⁻⁴

表 8.2-15 曲げモーメントのスケルトン曲線 (M-φ関係, EW方向)

EW方向	曲げモーメント M(kN・m)		曲率 φ(1/m)	
4層 T.P. 43.5~39.3 m				
第一折点	M ₁	2.498×10 ⁵	φ ₁	2.288×10 ⁻⁵
第二折点	M ₂	1.374×10 ⁶	φ ₂	2.863×10 ⁻⁴
終局点	M ₃	1.687×10 ⁶	φ ₃	3.312×10 ⁻³
3層 T.P. 39.3~33.22 m				
第一折点	M ₁	3.342×10 ⁶	φ ₁	3.787×10 ⁻⁶
第二折点	M ₂	5.498×10 ⁶	φ ₂	3.938×10 ⁻⁵
終局点	M ₃	7.854×10 ⁶	φ ₃	7.523×10 ⁻⁴
2層 T.P. 33.22~29.22 m				
第一折点	M ₁	3.897×10 ⁶	φ ₁	4.034×10 ⁻⁶
第二折点	M ₂	7.274×10 ⁶	φ ₂	4.340×10 ⁻⁵
終局点	M ₃	1.063×10 ⁷	φ ₃	8.452×10 ⁻⁴
1層 T.P. 29.22~16.3 m				
第一折点	M ₁	2.082×10 ⁷	φ ₁	4.047×10 ⁻⁶
第二折点	M ₂	4.766×10 ⁷	φ ₂	3.744×10 ⁻⁵
終局点	M ₃	6.164×10 ⁷	φ ₃	7.446×10 ⁻⁴

表 8.2-16 せん断力のスケルトン曲線 (Q-δ関係, NS方向, 4層)

NS方向	せん断力 Q(kN)		層間変形 δ(m)	
4層 T.P. 43.5~39.3 m				
第一折点	Q ₁	14700	δ ₁	0.002
第二折点	Q ₂	58700	δ ₂	0.019
第三折点	Q ₃	65800	δ ₃	0.224

8.2.4 材料物性の不確かさ

解析においては、「8.2.2 入力地震動」及び「8.2.3 地震応答解析モデル」に示す物性値及び定数を基本ケースとし、材料物性の不確かさを考慮する。

材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、「8.2.5 地震応答解析結果」の基本ケースの結果に基づいて、建屋応答への影響の大きい地震動に対して実施する。

選定する地震動は、基本ケースの地震応答解析のいずれかの応答値が最大となる地震動として、水平方向はSs-A及びSs-B1、鉛直方向はSs-Aとする。

材料物性の不確かさとして、物理試験結果に基づく地盤剛性の標準偏差 $\pm 1\sigma$ の変動幅を考慮する。地盤剛性の不確かさを考慮した地盤物性を表8.2-17～表8.2-20に示す。これらに基づき算定した地盤の最大応答加速度分布を図8.2-28～図8.2-30に、入力地震動の加速度波形を図8.2-31～図8.2-33に、加速度応答スペクトルを図8.2-34及び図8.2-35に示す。地盤ばねの諸元を表8.2-21及び表8.2-22に示す。

表 8.2-17 地盤剛性の不確かさを考慮した地盤定数 (Ss-A, +1 σ)

T.P. (m)	地層名	地盤分類	S波速度 V _s (m/s)	P波速度 V _p (m/s)	初期 ポアソン比 ν	密度 γ (g/cm ³)	ヤング 係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰 定数 h (%)
13.8	田名部層	Tn ₃	460	2040	0.47	1.91	1208	410	2
13.5		Tn ₂	440	1610	0.45	1.92	1077	369	3
7.0	砂子又層	Sn ₄	430	1680	0.45	1.82	993	339	5
-39.5		Sn ₃	580	1950	0.44	1.83	1783	614	3
-122.0		Sn ₂	780	2170	0.41	2.01	3448	1208	3
-140.0		Sn ₁	660	1960	0.42	1.77	2233	778	3
-218.0		解放 基盤	800	2020	0.41	1.99	3593	1274	—

表 8.2-18 地盤剛性の不確かさを考慮した地盤定数 (Ss-A, -1σ)

T.P. (m)	地層名	地盤分類	S波速度 V_s (m/s)	P波速度 V_p (m/s)	初期 ポアソン比 ν	密度 γ (g/cm ³)	ヤング 係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰 定数 h (%)
13.8	田名部層	Tn ₃	220	1010	0.47	1.91	266	90	4
13.5		Tn ₂	350	1280	0.45	1.92	680	233	4
7.0	砂子又層	Sn ₄	360	1390	0.45	1.82	685	234	6
-39.5		Sn ₃	490	1640	0.44	1.83	1260	434	4
-122.0		Sn ₂	580	1710	0.41	2.01	1910	665	4
-140.0		Sn ₁	570	1690	0.42	1.77	1656	577	3
-218.0		解放 基盤	800	2020	0.41	1.99	3593	1274	—

表 8.2-19 地盤剛性の不確かさを考慮した地盤定数 (Ss-B1, +1σ)

T.P. (m)	地層名	地盤分類	S波速度 V _s (m/s)	P波速度 V _p (m/s)	初期 ポアソン比 ν	密度 γ (g/cm ³)	ヤング 係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰 定数 h (%)
13.8	田名部層	Tn ₃	460	2040	0.47	1.91	1208	410	2
13.5		Tn ₂	440	1610	0.45	1.92	1077	369	3
7.0	砂子又層	Sn ₄	430	1680	0.45	1.82	993	339	6
-39.5		Sn ₃	580	1950	0.44	1.83	1783	614	3
-122.0		Sn ₂	780	2170	0.41	2.01	3448	1208	3
-140.0		Sn ₁	700	1980	0.42	1.77	2501	876	2
-218.0		解放 基盤	800	2020	0.41	1.99	3593	1274	—

表 8.2-20 地盤剛性の不確かさを考慮した地盤定数 (Ss-B1, -1σ)

T.P. (m)	地層名	地盤分類	S波速度 V_s (m/s)	P波速度 V_p (m/s)	初期 ポアソン比 ν	密度 γ (g/cm ³)	ヤング 係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰 定数 h (%)
13.8	田名部層	Tn ₃	220	1010	0.47	1.91	266	90	4
13.5		Tn ₂	350	1280	0.45	1.92	680	233	4
7.0	砂子又層	Sn ₄	360	1390	0.45	1.82	685	234	6
-39.5									
		-122.0	Sn ₂	610	1720	0.41	2.01	2169	760
-140.0									
		-218.0	解放 基盤	800	2020	0.41	1.99	3593	1274

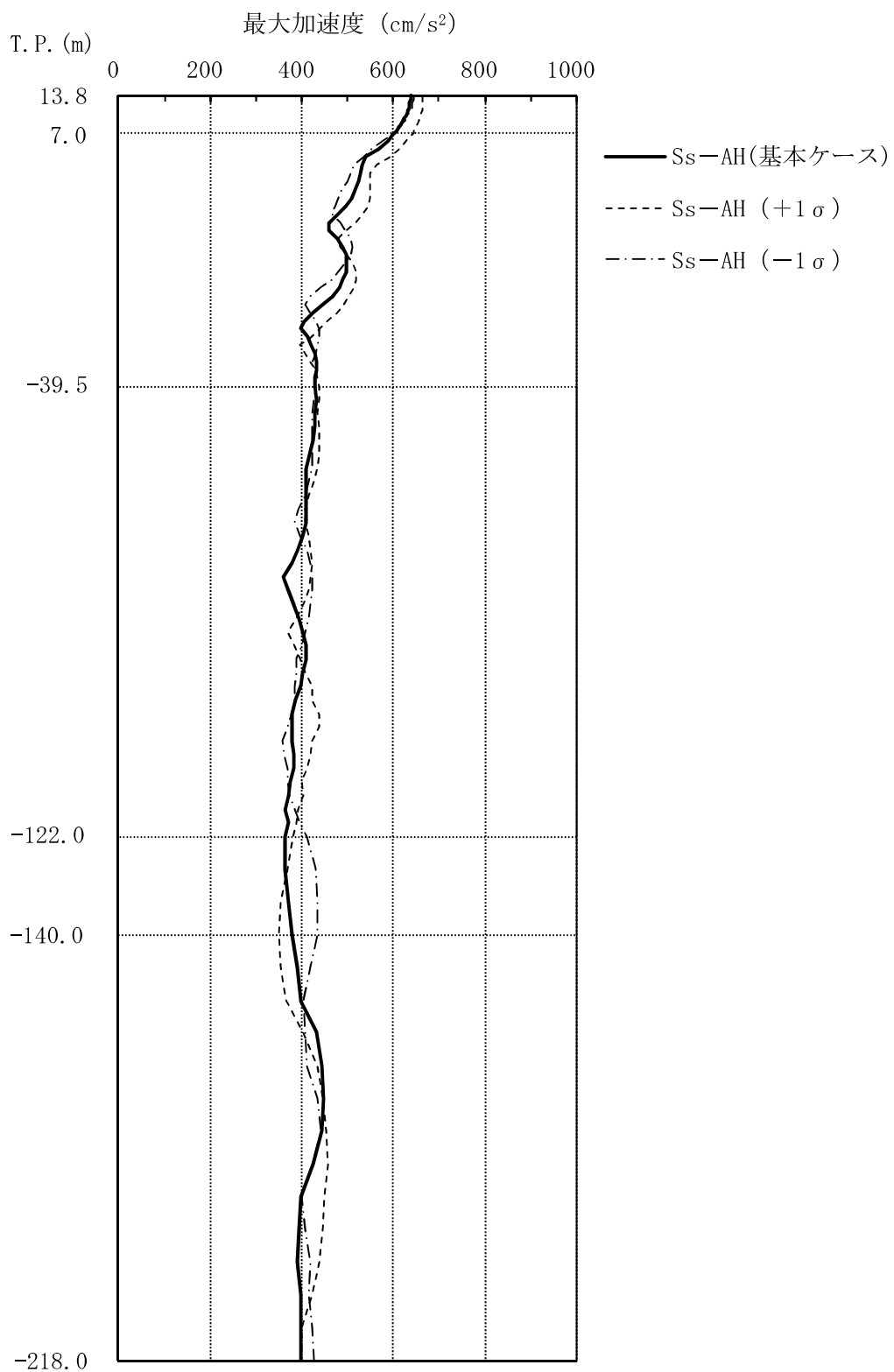


図 8.2-28 地盤剛性の不確かさを考慮した地盤の最大応答加速度分布 (水平方向, Ss-AH)

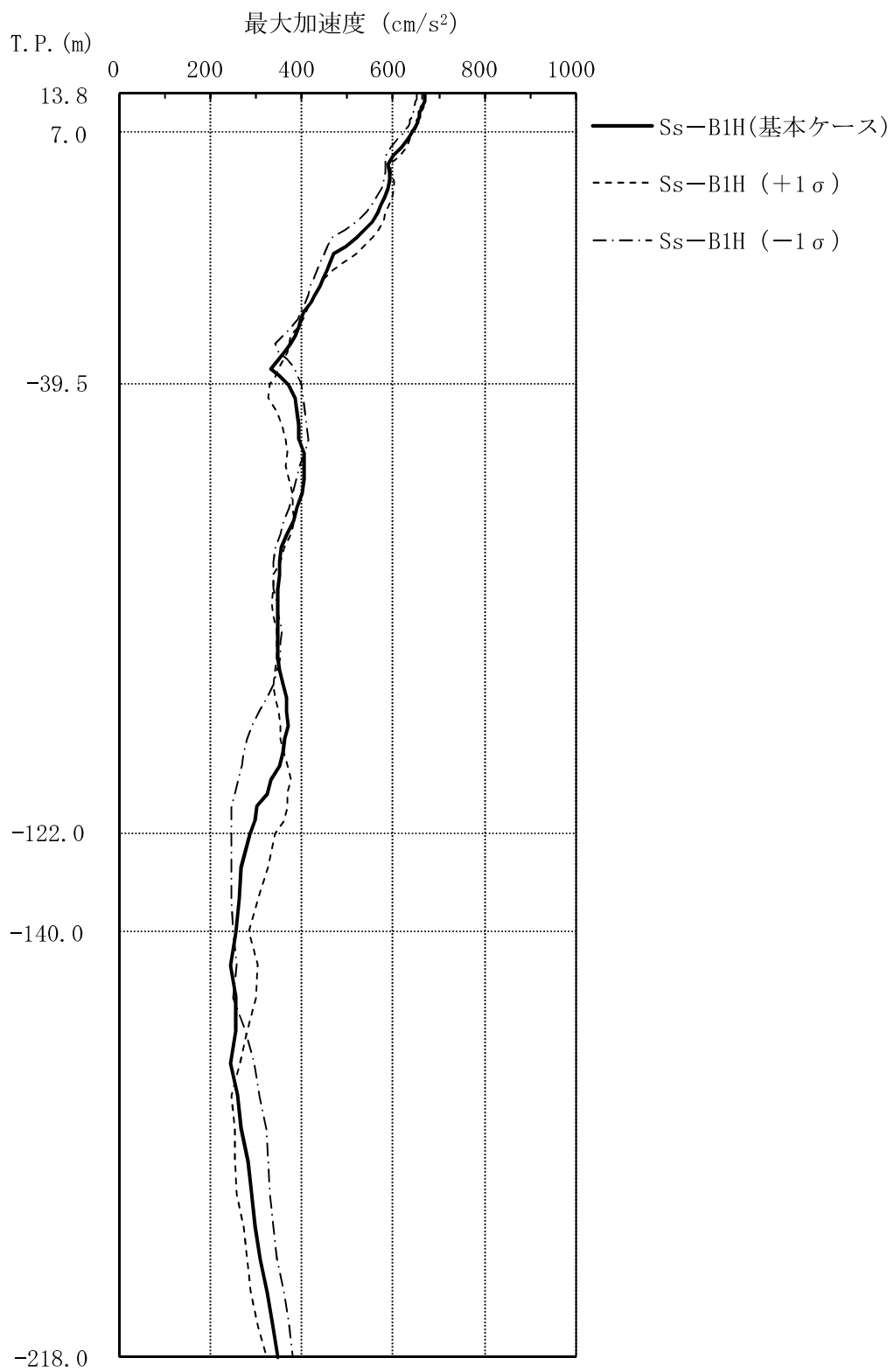


図 8.2-29 地盤剛性の不確かさを考慮した地盤の最大応答加速度分布 (水平方向, Ss-B1H)

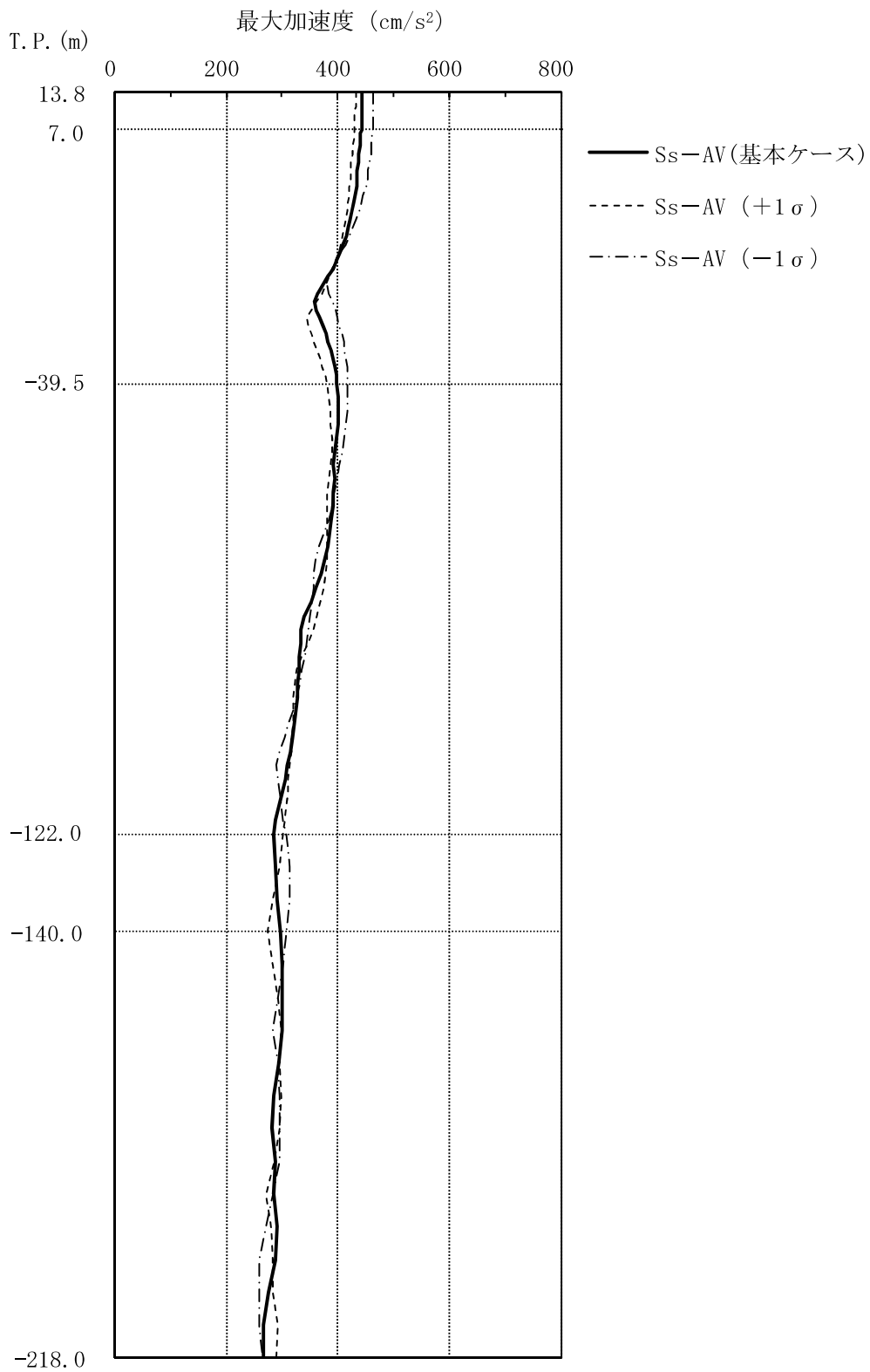
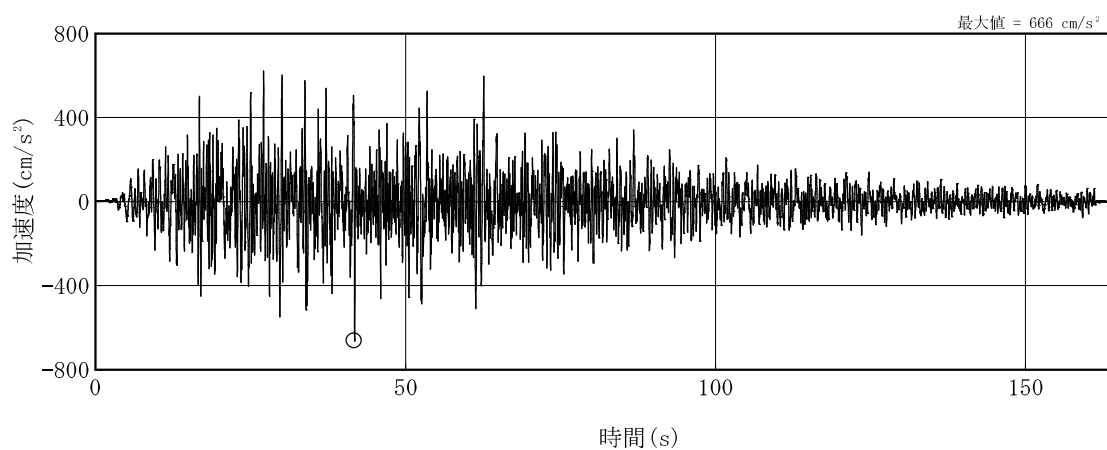
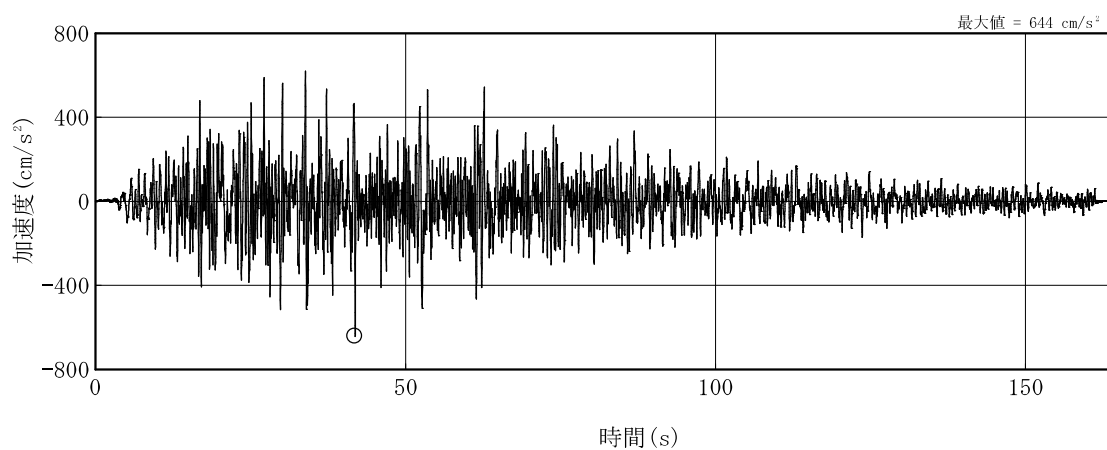


図 8.2-30 地盤剛性の不確かさを考慮した地盤の最大応答加速度分布 (鉛直方向, Ss-AV)



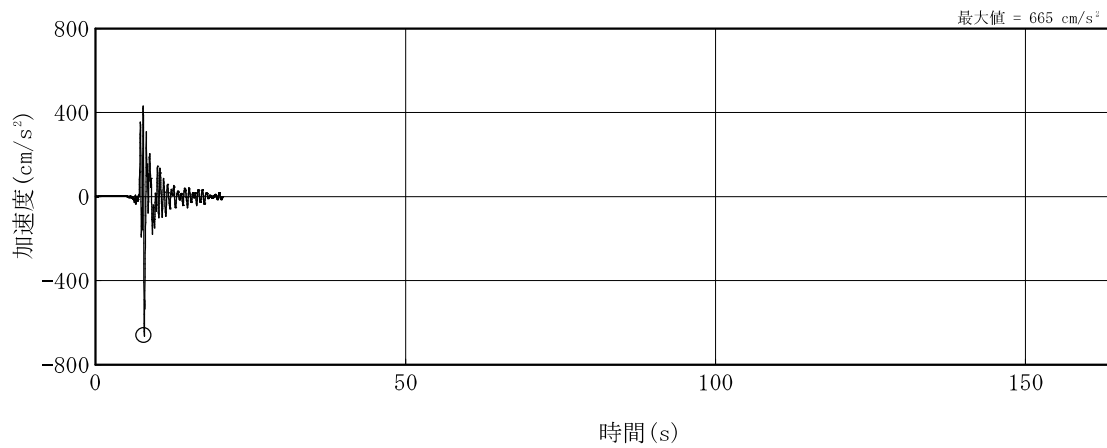
(1) Ss-AH (+1σ)



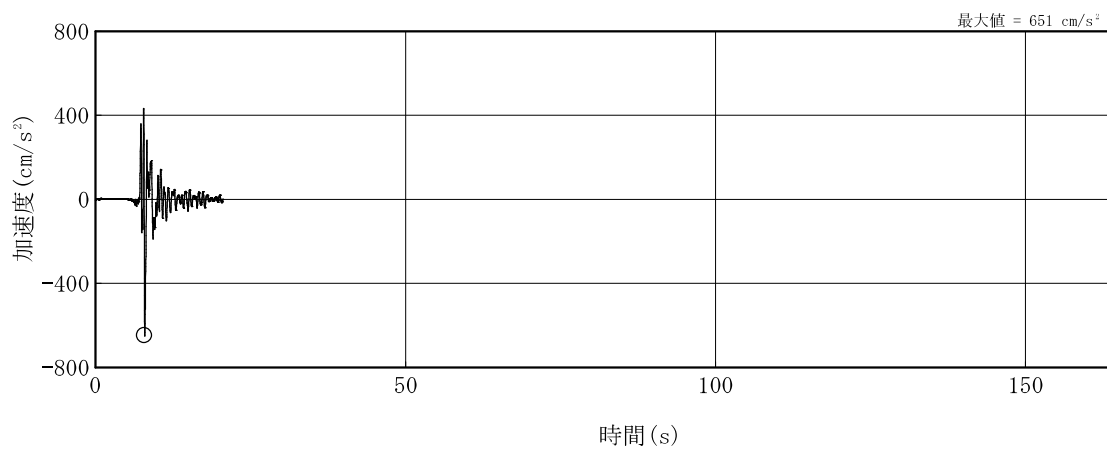
(2) Ss-AH (-1σ)

注：○印は最大値を，記号「H」は水平方向を示す。

図 8.2-31 地盤剛性の不確かさを考慮した入力地震動の加速度波形（水平方向，Ss-A）



(1) S_s-B1H (+1σ)



(2) S_s-B1H (-1σ)

注：○印は最大値を，記号「H」は水平方向を示す。

図 8.2-32 地盤剛性の不確かさを考慮した入力地震動の加速度波形（水平方向，S_s-B1）