土 研 資 料 第1185号
マイクロフィルム 第384号
昭 和 53 年 1 月 増 刊

土 木 研 究 所 資 料

総プロ「新耐震設計法の開発」研究報告

新 耐 震 設 計 法 (案)

昭 和 52 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所

はしがき

「新耐震設計法の研究」は，建設省の総合技術開発プロジェクトの一環として，昭和47年度より研究開発に着手し昭和51年度に終了したもので，本報告書はその成果を集大成したものである。

総合技術開発プロジェクトは，建設技術に関する主要な研究開発のうち行政上及び技術開発上重要であり，かつ，多数の研究領域にわたる総合的研究開発課題について，国，学会，民間団体等が緊密な協力体制のもとに計画的，かつ，組織的に研究開発を推進することにより，建設技術の向上を図っているものである。

この報告書は，「新耐震設計法の開発」にかかわる５ヶ年間にわたる研究成果にもとづき，また，学会，研究所，民間団体等の既存の研究成果をも併せて参考にし，構造物のより合理的な耐震設計法の開発を目標として研究開発された，新耐震設計法(案) 及び同解説である。

本耐震設計法(案)は，開発研究の成果として理論体系を重視しているため，一般の設計者がただちに利用可能なものとはなっていないが，これらの成果についてさらに検討が加えられ，土木構造物，建築物のそれぞれの技術基準等に反映されるとともに，一般の設計者に利用可能なものとして発展していくことを望むものである。

最後に，本研究開発の成果が，わが国の国土建設に益することを願って止まない。

なお，本報告書の作成にあたり，大臣官房技術調査室の多大な御指導を賜ったことを付記するとともに，「新耐震設計法の開発」の一環として多年にわたり，「構造物及び部材の耐震性向上に関する調査」を受託された財団法人国土開発技術研究センター，ならびに耐震技術開発研究委員会の委員各位に深甚なる謝意を表わすものである。

昭和52年３月

建設省土木研究所長

市　原　　薫

序　　論

この耐震設計法（案）は、建設省が実施している総合技術開発プロジェクトの一つである「新耐震設計法の開発」における6課題20テーマにおよぶ研究成果にもとづき、また、学界、研究所、民間団体等の既存の研究成果をも併せて参考にし、構造物のより合理的な耐震設計法の開発を目標として研究開発されたものである。

本設計法（案）は3編からなり、第Ⅰ編においては、土木構造物および建築物の耐震設計に共通な基本事項が示されてあり、第Ⅱ編および第Ⅲ編においては、第Ⅰ編の基本事項をうけて、それぞれ土木構造物および建築物の具体的な耐震設計法が示されている。

本設計法（案）の作成方針はつぎのとおりである。

(1)　基本事項の共通化

現在、一般的に使用されている耐震設計法は、過去の地震による構造物の被害の状況、強震観測網の充実に伴う工学的地震動の解明、構造物の種類と特性に応じた耐震構造計算法の変遷などが逐次反映し徐々に形成されたものである。従って、構造物の耐震設計法はその構造種別、用途等によって相違があり、また、構造物の種類の多様化に伴い耐震設計法も複雑化してきている。

このような状況に対処するため、個々の構造物についてなされている現行の耐震設計法を一覧し、土木部門と建築部門の基本的な部分について共通化を図り基本事項として整理した。

(2)　設計手順の明確化

従来の耐震設計法では、計算技法の手順が慣行として余りに定着しているため、ややもすると耐震設計の基本的手順に対する認識が不足する恐れがあった。

本設計法（案）では地震力特性、構造諸特性、安全度の照査などの手順を常に念頭におき、いたずらに慣行的技法を盲目的に行うのではなく、適切な耐震設計を行いうるよう設計手順の明確化を図った。

(3)　設計作業の合理化

耐震設計の設計作業は地盤特性、構造諸特性に応じた適切な内容であることが望ましい。本設計法（案）は耐震計算法の種類の選択に関する方針を示し、いたずらに複雑な計算法にとらわれることなく最新の技術的知見にもとづいた適格な計算法が選択できることとし、設計作業の合理化を図り得るものとした。

目　　次

	本文頁	解説頁
第Ⅰ編　（基本事項関係）	1	51
1　対象の範囲	1	51
2　用語の定義	1	51
3　耐震設計の基本方針	2	52
3－1　耐震設計の基本手順	2	53
3－2　耐震計算法	2	54
3－2－1　耐震計算法の種類	2	54
3－2－2　耐震計算法の選択	3	54
3－2－3　耐震計算上の注意事項	3	55
3－3　安全性の照査	3	56
4　標準設計地震入力および地震荷重	3	59
4－1　既往の地震	3	59
4－2　地震動の工学的特性	3	61
4－2－1　地震動の工学的特性の設定	3	61
4－2－2　地震動強度の地域特性	3	83
4－2－3　建設地点における工学的な地震動強度	3	85
4－3　設計に考慮する地震荷重	4	86
4－3－1　概　　説	4	86
4－3－2　震度法に用いる設計震度	4	86
4－3－3　修正震度法に用いる設計震度	4	86
4－3－4　応答変位法に用いる振幅	4	87
4－3－5　動的解析に用いる地震入力	4	88
5　地盤調査および地盤の耐震性	5	89
5－1　総　　説	5	89
5－2　土質調査	5	90
5－2－1　概　　説	5	90
5－2－2　動的土質定数を求める試験	5	91
5－3　地盤調査	5	91
5－3－1　概　　説	5	91
5－3－2　地盤の動的特性の調査	5	92
5－3－3　地盤の動的解析	5	94
5－3－4　地盤種別の調査	5	95

5－4　地盤の地震時安定性 …… 5 …… 95
5－4－1　概　　説 …… 6 …… 95
5－4－2　砂質地盤の安定性の調査 …… 6 …… 96
5－4－3　粘性土地盤の安定性の調査 …… 6 …… 96
6　コンクリート部材の耐震性能 …… 6 …… 98
6－1　コンクリートおよび鋼材の材料特性 …… 6 …… 98
6－1－1　コンクリート …… 6 …… 98
6－1－2　鉄筋およびＰＣ鋼材 …… 6 …… 99
6－2　鉄筋コンクリート土木構造部材の耐震性能 …… 6 …… 100
6－2－1　概　　説 …… 6 …… 100
6－2－2　設計上配慮すべき基本事項 …… 6 …… 100
6－2－3　耐力および変形性能 …… 7 …… 101
6－3　鉄筋コンクリート建築構造部材の耐震性能 …… 7 …… 104
6－3－1　概　　説 …… 7 …… 104
6－3－2　設計上配慮すべき基本事項 …… 7 …… 105
6－3－3　耐力および変形性能 …… 7 …… 106
6－4　鉄骨鉄筋コンクリート建築構造部材の耐震性能 …… 7 …… 115
6－4－1　概　　説 …… 7 …… 115
6－4－2　設計上配慮すべき基本事項 …… 7 …… 115
6－4－3　耐力および変形性能 …… 8 …… 117
6－5　プレストレストコンクリート建築構造部材の耐震性能 …… 8 …… 120
6－5－1　概　　説 …… 8 …… 120
6－5－2　設計上配慮すべき基本事項 …… 8 …… 120
6－5－3　耐力および変形性能 …… 8 …… 121
7　鋼部材の耐震性能 …… 8 …… 125
7－1　鋼材の材料特性 …… 8 …… 125
7－2　鋼土木構造部材の耐震性能 …… 8 …… 126
7－2－1　概　　説 …… 8 …… 126
7－2－2　設計上配慮すべき基本事項 …… 9 …… 126
7－2－3　耐力および変形性能 …… 9 …… 126
7－3　鋼建築構造部材の耐震性能 …… 9 …… 133
7－3－1　概　　説 …… 9 …… 133
7－3－2　設計上配慮すべき基本事項 …… 9 …… 133
7－3－3　耐力および変形性能 …… 9 …… 134
8　その他の構造部材等の耐震性能 …… 10 …… 136

8－1　総　　説 …… 10 …… 136
8－2　在来工法による木造建築部材の耐震性能 …… 10 …… 136
8－2－1　概　　説 …… 10 …… 136
8－2－2　設計上配慮すべき基本事項 …… 10 …… 137
8－2－3　耐力および変形性能 …… 10 …… 137
8－3　建築非構造部材の耐震性能 …… 10 …… 140
8－3－1　概　　説 …… 10 …… 140
8－3－2　設計上配慮すべき基本事項 …… 10 …… 141
8－3－3　耐力および変形性能 …… 10 …… 142
8－4　埋設管の耐震性能 …… 11 …… 143

第Ⅱ編　（土木構造物関係） …… 15 …… 147
1　総　　論 …… 15 …… 147
1－1　総　　説 …… 15 …… 147
1－2　耐震設計における構造物の用途、種別 …… 15 …… 151
1－3　耐震設計に用いる各種の係数等 …… 15 …… 152
1－3－1　概　　説 …… 15 …… 152
1－3－2　震度法に用いる係数等 …… 15 …… 152
1－3－3　修正震度法に用いる係数等 …… 17 …… 154
1－3－4　応答変位法に用いる振幅等 …… 17 …… 155
1－3－5　動的解析法に用いる地震入力 …… 18 …… 157
1－4　建設時における地震の影響 …… 18 …… 159
2　基礎の耐震設計法 …… 18 …… 160
2－1　総　　説 …… 18 …… 160
2－2　地震の影響 …… 18 …… 160
2－3　支持地盤および許容支持力 …… 19 …… 160
2－4　応力、変位および安定計算法 …… 19 …… 169
2－4－1　概　　説 …… 19 …… 169
2－4－2　直接基礎 …… 19 …… 170
2－4－3　ケーソン基礎 …… 19 …… 172
2－4－4　くい基礎 …… 19 …… 176
2－4－5　矢板式基礎 …… 19 …… 179
2－4－6　多柱式基礎 …… 20 …… 181
3　コンクリート構造物および鋼構造物の耐震設計法 …… 20 …… 184
3－1　総　　説 …… 20 …… 184

3－2　地震の影響 …… 20 …… 184
3－3　応力および変位の計算法 …… 20 …… 184
3－3－1　橋　梁（鉄筋コンクリート橋脚、橋台） …… 20 …… 184
3－3－2　橋　梁（鋼製橋脚） …… 21 …… 199
3－3－3　コンクリートダム …… 21 …… 201
3－3－4　槽　　類 …… 22 …… 204
3－3－5　そ　の　他 …… 22 …… 206
4　土構造物の耐震設計法 …… 22 …… 208
4－1　地震の影響 …… 22 …… 208
4－2　安定計算法 …… 22 …… 208
4－2－1　概　　説 …… 22 …… 208
4－2－2　フィルタイプ構造物 …… 22 …… 209
4－2－3　人　工　島 …… 23 …… 210
4－2－4　造成地盤 …… 23 …… 211
4－2－5　切取斜面 …… 23 …… 211
4－3　地盤改良 …… 23 …… 212
4－4　安　全　度 …… 23 …… 214
5　地中構造物の耐震設計法 …… 23 …… 216
5－1　地震の影響 …… 23 …… 216
5－2　周辺地盤の安定 …… 23 …… 216
5－3　応力および変位の計算法 …… 24 …… 217
5－3－1　概　　説 …… 24 …… 217
5－3－2　地下埋設管 …… 24 …… 218
5－3－3　水底トンネル、共同溝 …… 24 …… 224
5－3－4　地下構造物 …… 24 …… 227
5－4　安　全　度 …… 24 …… 227
6　既存構造物の耐震安全度 …… 24 …… 230
6－1　耐震性評価システム …… 24 …… 230
6－2　耐震補強システム …… 24 …… 230
7　構造細目 …… 24 …… 232
7－1　基　　礎 …… 24 …… 232
7－2　下部構造および落橋防止構造 …… 24 …… 239
7－2－1　鉄筋コンクリート橋脚、橋台 …… 24 …… 239
7－2－2　落橋防止構造 …… 25 …… 244
7－3　土構造物 …… 25 …… 245

7－4　地中構造物 …… 25 …… 246
7－4－1　概　説 …… 25 …… 246
7－4－2　継手構造 …… 26 …… 246

第Ⅰ編　（建築物関係） …… 29 …… 251
1　総　　論 …… 29 …… 251
1－1　対象の範囲 …… 29 …… 251
1－2　耐震設計の目標 …… 29 …… 251
1－3　耐震設計の基本手順 …… 29 …… 254
1－4　耐震設計区分 …… 29 …… 256
1－4－1　耐震設計区分の種類 …… 29 …… 256
1－4－2　耐震設計区分の選定 …… 29 …… 258
1－5　耐震設計の方法 …… 29 …… 258
1－5－1　区分Ⅰ－Aによる耐震設計 …… 29 …… 258
1－5－2　区分Ⅰ－Bによる耐震設計 …… 30 …… 259
1－5－3　区分Ⅱ－Aによる耐震設計 …… 30 …… 259
1－5－4　区分Ⅱ－Bによる耐震設計 …… 31 …… 260
1－5－5　区分Ⅲ－Aによる耐震設計 …… 31 …… 262
1－5－6　区分Ⅲ－Bによる耐震設計 …… 32 …… 263
1－6　耐震設計に用いる各種の係数等 …… 32 …… 264
1－6－1　地域係数 …… 32 …… 264
1－6－2　標準ベースシヤ係数 …… 32 …… 266
1－6－3　地盤種別 …… 34 …… 268
1－6－4　1次固有周期の算定 …… 35 …… 274
1－6－5　水平力分布 …… 35 …… 275
1－6－6　用途係数 …… 36 …… 293
1－6－7　構造特性の分布の不均一度の許容値 …… 36 …… 296
1－6－8　変形制限 …… 36 …… 297
1－6－9　構造特性係数 …… 36 …… 298
1－6－10　保有耐力の算定 …… 36 …… 301
1－6－11　許容応力度および許容断面力 …… 37 …… 301
2　鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計法 …… 37 …… 303
2－2　総　　説 …… 37 …… 303
2－2　設計区分 …… 37 …… 310
2－3　構造特性係数 …… 37 …… 312

2－4　保有層せん断力の算定 …… 38 …… 314
2－5　部材設計および構造規定 …… 39 …… 316
3　鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計法 …… 39 …… 318
3－1　総　　説 …… 39 …… 318
3－2　設計区分 …… 39 …… 318
3－3　構造特性係数 …… 39 …… 318
3－4　保有層せん断力の算定 …… 40 …… 321
3－5　部材設計および構造規定 …… 41 …… 322
4　鋼構造建築物の耐震設計法 …… 41 …… 328
4－1　総　　説 …… 41 …… 328
4－2　設計区分 …… 41 …… 328
4－3　構造特性係数 …… 41 …… 328
4－4　保有層せん断力の算定 …… 42 …… 330
4－5　部材設計および構造規定 …… 42 …… 330
4－6　変形制限 …… 42 …… 330
5　プレストレストコンクリート造建築物の耐震計法 …… 42 …… 332
5－1　総　　説 …… 42 …… 332
5－2　設計区分 …… 42 …… 339
5－3　構造特性係数 …… 42 …… 339
5－4　保有層せん断力の算定 …… 43 …… 340
5－5　部材設計および構造規定 …… 44 …… 342
6　在来工法木造建築物の耐震設計法 …… 44 …… 342
6－1　総　　説 …… 44 …… 342
6－2　設計区分 …… 44 …… 345
6－3　構造特性係数 …… 44 …… 346
6－4　保有層せん断力の算定 …… 44 …… 347
6－5　部材設計および構造規定 …… 44 …… 347
7　建築非構造部材の耐震設計法 …… 44 …… 355
7－1　総　　説 …… 44 …… 355
7－2　耐震上配慮を要する非構造部材 …… 44 …… 355
7－3　荷重および層間変位 …… 45 …… 355
7－4　構法の選択および部材の設計 …… 45 …… 356
8　基礎および擁壁の耐震設計法 …… 45 …… 356
8－1　総　　説 …… 45 …… 356
8－2　基礎の設計 …… 45 …… 357

8－3　擁壁の設計 …… 44 …… 358
9　既存建築物の耐震安全度 …… 44 …… 359
9－1　耐震性評価システム …… 44 …… 359
9－2　耐震補強システム …… 46 …… 359

新耐震設計法(案)

昭和52年3月

第　Ⅰ　編

（基本事項関係）

1. 対象の範囲

本耐震設計法は、土木構造物および建築物を対象とする。

2. 用語の定義

本耐震設計法に用いる用語を、つぎのように定義する。

(1) 耐震設計法

構造物等を耐震的に設計するための、整合性のある設計諸過程の総称。

(2) 耐震計算法

耐震設計法の主要な部分をなす設計過程であって、構造物等の諸元の決定は主としてこの過程で行われる。また安全性の照査も、通常この過程に含まれる。

(3) 地盤の特性

構造物の耐震性に影響のある地盤の力学的特性。

(4) 構造物系

構造物本体およびその支持地盤の総称。

(5) 地震応答

地震動に起因した構造物系の挙動。

(6) 地震荷重

耐震計算法において用いられる工学的に評価された地震力。

(7) 震度法

地震荷重を構造物に静的に作用させて計算する耐震計算法。

(8) 修正震度法

構造物および地盤の地震応答を考慮し、地震荷重を定めて行う耐震計算法。

(9) 応答変位法

構造物の地震時における挙動を、周辺地盤の変位によって主として支配されるものとして解析する計算法。

(10) 動的解析法

構造物、地盤を動力学的にモデル化し、解析する計算法。

(11) 構造規定

構造物の性能を確保するために定められた構造細目、構造細則などの総称。

(12) 構造規定による設計

構造規定の定めるところに従って構造物の諸元、材料等を決定する設計。

(13) 地震動強度

地震時の地震動の強さの総称で、加速度、速度および変位の大きさを表わす指標。

(14) 設計水平震度

耐震計算に用いられる水平震度。ここで水平震度とは、構造物の任意の高さの水平面に作用する水平方向の地震荷重をその高さの水平面に集中していると仮定しうる構造物の重量で除した値をいう。

(15) 標準設計水平震度

耐震計算に用いる水平震度の標準値。

(16) ベースシヤ係数

構造物の地表面より上の水平面に作用する地震荷重の総和を地表面より上の構造物の重量で除した値。

(17) 地盤種別

地盤の特性に応じて、工学的に評価された地盤の種別。

(18) 地震活動

ある地域での地震発生頻度および地震動強度。

(19) 強震記録

工学的あるいは理学的強震計で得られた地震動記録。

(20) 模擬地震波

建設地点の地盤の特性、地震活動度、建設しようとする構造物の構造特性などを勘案して人工的に作られた地震波。

(21) 部材の保有耐力

部材の有する終局耐力。

(22) 流動化（または液状化）

飽和した砂質地盤が、地震動による間げき水圧の急激な上昇により、せん断強度を失い、土の構造の流動的な破壊が生ずること。

3. 耐震設計の基本方針

構造物の耐震設計にあたっては、当該構造物の構造諸特性、用途、種別、規模、立地条件、類似構造物および地盤の震害経験等を考慮し、本耐震設計法に示す耐震計算法を用いて安全性の照査を行う。

3-1 耐震設計の基本手順

耐震設計は原則として以下の手順に従って行う。

1) 地域特性を考慮した工学的な地震動強度の設定

2) 建設地点の地盤特性、および構造物系の地震応答を考慮した地震荷重の設定

3) 構造物の諸元の決定

4) 安全性の照査

上記手順のうち必要な段階において、当該構造物の用途、種別、規模、立地条件、類似構造物および地盤の震害経験等を勘案する。

3-2 耐震計算法

3-2-1 耐震計算法の種類

本耐震設計法において用いる耐震計算法は、原則として次のいずれか、あるいはこれらを組み合わせたものとする。

i) 震度法

ii) 修正震度法

iii) 応答変位法

iv) 動的解析法

a) 応答スペクトル法

b) 時刻歴応答解析法

3-2-2 耐震計算法の選択

構造物の設計にあたっては、当該構造物の用途、種別、規模、立地条件、類似構造物および地盤の震害経験、構造諸特性の解明の度合、構造規定の整備状況、施工精度等を勘案して、3-2-1 に示す耐震計算法を選定する。ただし、構造規定のみによって所要の耐震性を確保しうることが明らかなものは構造規定による。

3-2-3 耐震計算上の注意事項

耐震計算にあたっては、当該計算法の規定のほか次の事項を配慮する。

i) 当該構造物の構造形式上の特殊性

ii) 当該構造物の変形性能

iii) 地震荷重の作用方向

3-3 安全性の照査

安全性の照査は 3-2 に示した耐震計算法の計算過程において、許容応力、許容変位、終局耐力、終局変位などを用いて行う。ただし、構造規定によって所要の耐震性を確保しうることが明らかなものはそれによる。

4. 標準設計地震入力および地震荷重

4-1 既往の地震

構造物の建設地点付近における地震動強度の設定に際しては、既往の地震発生状況を、必要に応じて考慮する。

4-2 地震動の工学的特性

4-2-1 地震動の工学的特性の設定

地震動の工学的特性は、強震記録等を勘案して設定する。

4-2-2 地震動強度の地域特性

工学的な地震動強度の地域特性は、比較的広範囲の地域を対象とした地震活動を考慮して、地域係数によって表わす。

4-2-3 建設地点における工学的な地震動強度

構造物の建設地点における工学的な地震動強度の設定にあたっては、4-2-2 にいう地域係数のほか、

原則として当該地点およびその周辺地盤の特性を考慮する。

4-3　設計に考慮する地震荷重

4-3-1　概　説

構造物の設計に考慮する地震荷重は、耐震計算法の種類に応じ、本節に示す方法によって算定する。

4-3-2　震度法に用いる設計震度

震度法に用いる設計震度は次式による。

$$K_H = \triangle_1 \cdot \triangle_2 \cdot \triangle_3 \cdot K_0 \qquad (4\text{-}3\text{-}1)$$

ここに、

K_H：設計水平震度

K_0：標準設計水平震度

$\triangle_1$：4-2-2 にいう地域係数

$\triangle_2$：地盤の特性による補正係数

$\triangle_3$：その他の補正係数

4-3-3　修正震度法に用いる設計震度

修正震度法に用いる設計震度は次式による。

$$K = \triangle_1 \cdot \triangle_2 \cdot \triangle_4 \cdot \triangle_5 \cdot \triangle_6 \cdot K_0 \qquad (4\text{-}3\text{-}2)$$

ここに、

K：設計水平震度、またはベースシヤ係数

K_0：標準設計水平震度、または標準ベースシヤ係数

$\triangle_1$：4-2-2 にいう地域係数

$\triangle_2$：地盤の特性による補正係数

$\triangle_4$：地盤の特性ごとに定まる構造物の応答特性に応じた補正係数

$\triangle_5$：構造特性別補正係数

$\triangle_6$：その他の補正係数

4-3-4　応答変位法に用いる振幅

応答変位法による計算に用いる振幅は、地震時の地盤の変位を基準として設定する。

4-3-5　動的解析に用いる地震入力

i) 動的解析に用いる地震入力は 4-2 に基づいて設定する。

ii) 応答スペクトル法に用いる設計震度は、当該構造物の地震応答を支配する主要な次数の固有振動について、その固有振動数、固有関数、刺激係数、ならびに各次固有振動数に対応する応答スペクトルの値等から算出する。

iii) 時刻歴応答解析法に用いる入力地震波は、建設地点の地盤条件に適した過去の強震記録、またはそれらを修正したもの、あるいは適切な模擬地震波のうちのいくつかとする。ただし、用いられた地震波による当該構造物の弾性応答の下限値は、各種構造物ごとに定められた最低値がある場合は、これを下まわってはならない。

5. 地盤調査および地盤の耐震性

5-1 総 説

i) 構造物の耐震設計にあたっては、地盤の動的性質および耐震性に関する既往の成果を参照し、必要に応じて、当該地盤の特性および地盤や構造物を構成する土の特性に関する調査を実施し、これらの結果に基づいて地震荷重を設定し、耐震計算を行う。

ii) 構造物を支持する地盤は、常時荷重を安全に支持し、かつ地震時においても構造物の安定が確保できる地盤とする。

5-2 土質調査

5-2-1 概 説

構造物の建設地点の地盤を構成する土および土構造物を構成する土に関して、通常の土質調査、土質試験の他に、必要に応じて土の動的特性を求める調査、試験を行う。耐震設計に用いる動的土質定数は、調査、試験の結果を総合的に検討して適切に定める。

5-2-2 動的土質定数を求める試験

動的土質定数を求める試験は、既往の研究成果を参照し、試験結果の利用法、土質条件、現場条件等を勘案して適切な方法を用いて行う。

5-3 地盤調査

5-3-1 概 説

構造物の耐震性を検討するために、当該地盤に関して通常の地盤調査の他に、必要に応じて地盤の動的特性の調査を行う。

5-3-2 地盤の動的特性の調査

地盤の動的特性の調査は、原則として次のものから適切な項目を選んで実施する。

i) 既往資料による予備調査

ii) 一般の地表調査およびボーリング調査

iii) 地表およびボーリング孔内での動的調査

iv) サンプリング

v) 流動化（または液状化）判定のための原位置試験

vi) その他の調査、試験

5-3-3 地盤の動的解析

地盤の動的解析は、特に必要となる場合に実施するが、この際、4-3-5に示す地震入力を考慮し、想定する地盤の地震時の挙動を適切に把握できる方法で行う。

5-3-4 地盤種別の調査

地盤種別の調査は、本節に示す地盤調査によるものを原則とする。この際、地質構成、せん断波速度、地盤の周期特性等の地盤の特性を考慮し、これらを総合的に検討して判別する。

5-4 地盤の地震時安定性

5-4-1　概　説

地震時にせん断抵抗を大幅に失う土層に関しては、耐震設計においては一般にその支持抵抗を期待しない。

さらに、地震時にすべり変位等が発生する可能性のある場合は、その影響も考慮して構造物の安全性の照査を行う。

5-4-2　砂質地盤の安定性の調査

砂質地盤の安定性の調査は、原則として次の流動化に関する調査法から適切な方法を選んで行う。

i) 流動化の簡易調査法

ii) 流動化の詳細調査法

5-4-3　粘性土地盤の安定性の調査

粘性土地盤の安定性の調査は、適切な調査、試験によって行う。

6. コンクリート部材の耐震性能

6-1　コンクリートおよび鋼材の材料特性

6-1-1　コンクリート

コンクリートは、所要の強度と耐久性を有するものとする。

設計計算に用いるコンクリートの応力～ひずみ関係、弾性定数等は、コンクリートの品質および耐震計算の目的に応じて定める。

6-1-2　鉄筋およびPC鋼材

鉄筋およびPC鋼材は、所要の引張強さ、降伏点および変形性能（伸び、曲げ等）を有するものとする。

設計計算に用いる鉄筋およびPC鋼材の応力～ひずみ関係、弾性定数等は、鉄筋およびPC鋼材の品質に応じ、かつ耐震計算の目的に応じて定める。

6-2　鉄筋コンクリート土木構造部材の耐震性能

6-2-1　概　説

鉄筋コンクリート土木構造部材の設計にあたっては、一般に常時作用する荷重に対して必要な強度と機能を満足し、かつ地震に対して必要な強度と機能をそなえるように配慮する。ただし、構造規定によって所要の耐震性を確保しうることが明らかなものはそれによってよい。

6-2-2　設計上配慮すべき基本事項

鉄筋コンクリート土木構造部材の設計にあたっては、次の事項について配慮する。

i) 地震時における部材各部の応力度が所定の値をこえないこと。

ii) 曲げ耐力に比して十分なせん断耐力を付与すること。

iii) できるだけ捩りを受けにくい構造とすること。

iv) 地震の影響により有害なひびわれや残留変形を生じないようにすること。

v) 基礎地盤の影響を無視できないときは、それを適正に考慮すること。

6-2-3　耐力および変形性能

鉄筋コンクリート土木構造部材の設計においては、4-3に示す地震荷重に対して、部材の安全性を照査し、かつ部材の諸元、配筋等の決定にあたっては、その保有耐力を発揮するまでに、ぜい性破壊を生じないようなじん性をもたせるよう考慮する。

6-3　鉄筋コンクリート建築構造部材の耐震性能

6-3-1　概　説

鉄筋コンクリート建築構造部材は、常時作用する荷重に対して必要な強度と機能を有し、かつ、地震の影響に対しても必要な強度と変形性能を保有するものとする。

6-3-2　設計上配慮すべき基本事項

鉄筋コンクリート建築構造部材の設計においては、次の事項について配慮するものとする。

i) 柱およびはり部材は、それらの曲げ破壊以前にせん断破壊ならびに付着破壊が生じないこと。

ii) 柱・はり接合部は、それに接続する柱またははり材が曲げ終局状態に達する時に十分な余力をもつものとすること。

iii) 柱、はりならびにその接合部は所要の変形量の範囲内において、その耐力を保持しうる変形性能を保有すること。

iv) 耐震壁は、それが含まれる構面等の挙動を考慮して決定される耐力下において、せん断破壊をせずに必要な変形性能を保有すること。

v) 床を構成する部材ならびにその接合部は、地震時に生じる床面内の力に対して、十分な剛性と強度を保有すること。

6-3-3　耐力および変形性能

鉄筋コンクリート建築構造部材の設計においては、4-3に示す地震荷重に対して部材の安全性を照査し、かつ部材の諸元、配筋等の決定にあたっては、その保有耐力を発揮するまでに、ぜい性破壊を生じないようなじん性をもたせるよう考慮する。

6-4　鉄骨鉄筋コンクリート建築構造部材の耐震性能

6-4-1　概　説

鉄骨鉄筋コンクリート建築構造部材は、常時作用する荷重に対して必要な強度と機能を有し、かつ地震の影響に対しても必要な強度と変形性能を保有するものとする。

6-4-2　設計上配慮すべき基本事項

鉄骨鉄筋コンクリート建築構造部材の設計においては、次の事項について配慮する。

i) 柱およびはり材は、それらの曲げ破壊以前においてせん断破壊ならびにせん断付着破壊が生じないこと。

ii) 柱・はり接合部は、それに接続する柱またははり材が曲げ終局状態に達するときに、十分な余力をもつものとすること。

iii) 柱、はりならびにその接合部は、所要の変形量の範囲内においてその耐力を保持しうる変形性能を保有すること。

iv) 耐震壁は、それが含まれる構面等の挙動を考慮して決定される耐力時において、必要な変形性能を保有すること。

v) 床を構成する部材ならびにその接合部は、地震時に生じる床面内の力に対して十分な剛性と強度を保有すること。

6-4-3　耐力および変形性能

鉄骨鉄筋コンクリート建築構造部材の設計においては、4-3に示す地震荷重に対して、部材の安全性を照査し、かつ部材の諸元、鋼材の配置等の決定にあたっては、その保有耐力を発揮するまでに、ぜい性破壊を生じないようなじん性をもたせるよう考慮する。

6-5　プレストレストコンクリート建築構造部材の耐震性能

6-5-1　概　説

プレストレストコンクリート建築構造部材は、常時作用する荷重に対して必要な強度と機能を有し、かつ地震の影響に対しても必要な強度と変形性能を保有するものとする。

6-5-2　設計上配慮すべき基本事項

プレストレストコンクリート建築構造部材の設計においては、次の事項について配慮する。

i) 柱およびはり部材は、それらの曲げ破壊以前にせん断破壊等のぜい性破壊が生じないこと。

ii) 柱・はり接合部は、それに接続する柱またははり材が曲げ終局状態に達するときに、十分な余力をもつものとすること。

iii) 柱、はりならびにその接合部は、所要の変形量の範囲内においてその耐力を保持し得る変形性能を保有すること。

iv) 耐震壁は、それが含まれる構面等の挙動を考慮して決定される耐力時において、せん断破壊を生ぜずに、必要な変形性能を保有すること。

v) 床を構成する部材およびその接合部は、地震時に生じる床面内の力に対して、十分な剛性と強度を保有すること。

6-5-3　耐力および変形性能

プレストレストコンクリート建築構造部材の設計においては、4-3に示す地震荷重に対して部材の安全性を照査し、かつ部材の諸元、配筋等の決定にあたっては、その保有耐力を発揮するまでに、ぜい性破壊を生じないようなじん性をもたせるよう考慮する。

7.　鋼部材の耐震性能

7-1　鋼材の材料特性

耐震設計を行う鋼構造物に使用する鋼材は、所要の降伏点、引張強度、ぜい性強さ、疲れ強さ、変形性能等の機械的性質を満足するものとする。

7-2　鋼土木構造部材の耐震性能

7-2-1　概　説

鋼土木構造部材の耐震設計においては、地震荷重に対して必要な強度と機能をそなえるように配慮

する。

7-2-2　設計上配慮すべき基本事項

鋼土木構造部材の耐震設計においては、一般に使用限界状態と終局限界状態の2つの限界状態を満足しなければならない。この場合、部材および構造系の特性に十分留意することが望ましい。

7-2-3　耐力および変形性能

i) 鋼土木構造部材の使用限界状態は、原則として構造物が弾性挙動する領域に設定する。

この場合、使用限界状態の照査は、構造物が弾性挙動すると仮定して求める。

ii) 鋼土木構造部材の終局限界状態は、原則として、降伏点もしくは座屈強度をとる。また、構造系としての変形量が特に問題となる場合は、さらに変位を終局限界状態にとることができる。以上の終局限界状態の照査は、構造物が弾性挙動すると仮定して行う。

iii) ii)において、主要部材に厚肉構造を用いた構造物もしくは不静定次数の高い構造物に対しては、次に示すa)～c)のすべての条件を満たす場合にかぎり通常の鋼土木構造物に対して適用する地震時安全率を低減し、もしくは終局限界状態を塑性域にとることができる。

a)　主要部材が降伏後もしくは座屈後も安定した耐力および変形性能を保有する場合

b)　降伏もしくは座屈による部材剛度の低下が、構造物全体の耐力および安定性に有害な影響を及ぼさない場合

c)　構造物の添接部、支承部など構造物の弱点となりやすい部分が、部材の降伏もしくは座屈後においても安定した機能を保持する場合

7-3　鋼建築構造部材の耐震性能

7-3-1　概　説

鋼建築構造部材は常時作用する荷重に対して必要な強度と機能を有し、かつ地震荷重に対して必要な強度と変形性能を保有するものとする。

7-3-2　設計上配慮すべき基本事項

鋼建築構造部材の設計においては、次の事項について配慮するものとする。

i) 柱、はりおよびブレース材は所要の強度および変形性能を保有すること。

ii) 柱・はり接合部はそれに接続する柱またははり材が曲げ降伏状態に達するまでに局部変形やぜい性的破壊を起こさず、その後も十分な余力と変形性能を保有すること。

iii) 部材接合部は、応力の伝達に無理がなく、かつ十分な変形性能を保有すること。

iv) 床を構成する部材ならびにその接合部は地震時に生じる床面内の力に対して十分な剛性と強度を保有すること。

v) 柱脚については、構造計算上仮定した支持条件を満足するような設計を行うとともに、アンカーボルトやベースプレートの強度、変形ならびに基礎コンクリートの強度、変形等を検討すること。

7-3-3　耐力および変形性能

i) はり材の耐力は、原則として構成断面要素の局部座屈または横座屈が発生するときの荷重から算出する。

ii) 柱材の耐力は、

a) 構成断面要素の局部座屈、曲げ座屈、曲げ捩れ座屈等の座屈発生時の荷重。

b) 柱の横たわみと軸圧縮力によってもたらされる付加曲げ効果により荷重一変形曲線が極値に達する時の荷重

のうち小さい方の荷重から算定する。

iii) 鋼建築構造部材ならびにその接合部の変形性能は、その材質およびその幾何学的寸法諸元に応じて適切に評価する。

8. その他の構造部材等の耐震性能

8-1 総 説

本章においては、6章および7章において示した以外の各種構造部材等の耐震性能に関する原則的事項について示す。

8-2 在来工法による木造建築構造部材の耐震性能

8-2-1 概 説

在来工法木造建築構造部材ならびに接合部は、常時作用する荷重に対して必要な強度と機能を有し、かつ地震荷重に対して必要な強度と変形性能を保有するものとする。

8-2-2 設計上配慮すべき基本事項

在来工法木造建築構造部材の設計においては、次の事項について配慮する。

i) 土台、柱、はり、筋かい、方づえ、控柱、床組材および小屋組材は、この部分の応力に対し安全、かつ有効に抵抗し得ること。

ii) 部材接合部は、十分な強度を保有するとともに、必要な剛性とじん性をもつこと。

8-2-3 耐力および変形性能

在来工法木造建築構造部材の設計においては、4－3に示す地震荷重に対して部材の安全性を照査し、かつ部材の諸元、接合部の詳細等の決定にあたっては、その保有耐力を発揮するまでに、急激な破壊を生じないようなじん性をもたせるよう考慮する。

8-3 建築非構造部材の耐震性能

8-3-1 概 説

建築非構造部材はそれぞれに要求される本来の機能を備えるとともに、建築物が保持すべき諸機能のうち地震時に要求される最低限度の機能の確保に支障がないように設計する。

8-3-2 設計上配慮すべき基本事項

非構造部材の設計にあたっては、次の諸事項に留意する。

i) 急激な力学的破壊を防止する。

ii) 主体構造の動的挙動に基づいて設計用の震度、層間変位を決める。

iii) 適切な構法の選択を行う。

8-3-3 耐力および変形性能

建築非構造部材の耐力および変形性能は、構造計算によるほか、じん性の確保を目的に定めた構造規定による。

8-4　埋設管の耐震性能

埋設管の耐力および変形性能は原則として関連する規格により、必要に応じて試験を行い、これを確認するのがよい。

第　II　編

(土木構造物関係)

1. 総　論

1-1　総　説

種々の土木構造物に用いられている現行の耐震規定は、それぞれの構造物の過去の地震による震害の経験ならびに耐震設計に関する調査研究の成果をもとに逐次整備されてきたものである。土木構造物の耐震設計法はⅠ編の耐震設計に関する基本事項をうけて、個々の土木構造物の現行の耐震規定を尊重しながらとりまとめられたものである。しかしながら構造物の特殊性によっては本設計法を選択的に利用することが可能としている。

1-2　耐震設計における構造物の用途、種別

土木構造物の耐震設計にあたっては、構造物の地震による直接被害および間接被害の大きさの尺度である用途、種別を考慮し、用途、種別に応じた設計上の配慮をする。

1-3　耐震設計に用いる各種の係数等

1-3-1　概　説

Ⅰ編 4-3に示す地震荷重を求める際の各種の係数等は、次に示すそれぞれの値を下まわらない値をとる。

1-3-2　震度法に用いる係数等

ⅰ) 標準設計水平震度（K_0）は0.2とする。

ⅱ) 地域係数（$\triangle_1$）は図 1-3-1 の地域区分に従い、表 1-3-1 の値を用いる。

表 1-3-1　地域係数（$\triangle_1$）

地域区分	地域係数 $\triangle_1$
A	1.0
B	0.85
C	0.7

ⅲ) 地盤の特性による補正係数（$\triangle_2$）は、表 1-3-2 の値を用いる。

表 1-3-2　地盤の特性による補正係数（$\triangle_2$）

区分	地盤種別[1]	係数
1種	(1) 第三紀以前の地盤（以下岩盤と称する） (2) 岩盤までの洪積層[2]の厚さが10m未満	0.9
2種	(1) 岩盤までの洪積層の厚さが10m以上 (2) 岩盤までの沖積層[3]の厚さが10m未満	1.0
3種	沖積層の厚さが25m未満でかつ軟弱層の厚さが5m未満	1.1
4種	上記以外の地盤	1.2

注) 1) 地盤種別は一応の目安を示したものであるから、建設地点の状況に応じて係数を判断する。ここでいう地層の厚さは地表面からの厚さとする。
2) 沖積層の締った砂層、砂れき層、玉石層をふくむ。
3) がけくずれなどによる新しい堆積層をふくむ。

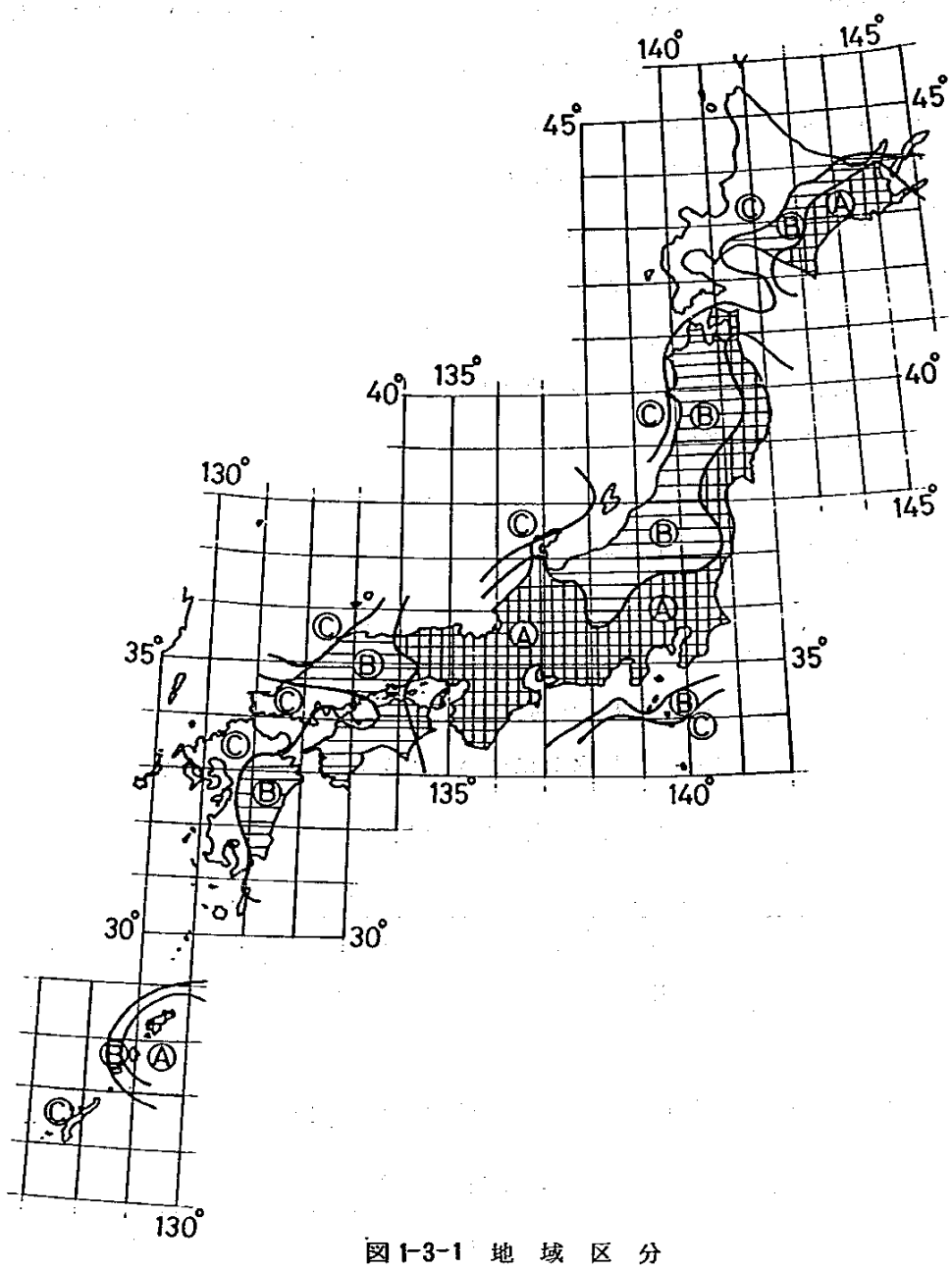


図 1-3-1 地 域 区 分

iv) その他の補正係数（$\triangle_3$）は、構造物の用途、種別等を考慮して設定する。構造物の種別による補正係数は、表 1－3－3 の値を用いる。

表 1-3-3 構造物の種別による補正係数

種　　別	係　数
鋼 構 造 物 コンクリート構造物 鉄骨鉄筋コンクリート構造物	1.0
巨大な剛体状の構造物 土 構 造 物	0.5

1-3-3　修正震度法に用いる係数等

i) 標準設計水平震度（K_0）、地域係数（$\triangle_1$）および地盤の特性による補正係数（$\triangle_2$）は 1-3-2 による。

ii) 地盤の特性ごとに定まる構造物の応答特性に応じた補正係数（$\triangle_4$）は、図 1-3-2 による。ただし、固有周期 T が 0.5 秒未満の場合には $\triangle_4$ は 1.0 とする。

iii) 構造特性別補正係数（$\triangle_5$）は許容応力度法による設計を行う場合には $\triangle_5$ を 1.0 とするが、保有耐力を推算する場合には期待される塑性後のじん性の程度に応じて定める。

iv) その他の補正係数（$\triangle_6$）は構造物の用途、種別等を考慮して設定する。特に考慮する必要がない場合には $\triangle_6$ を 1.0 とする。

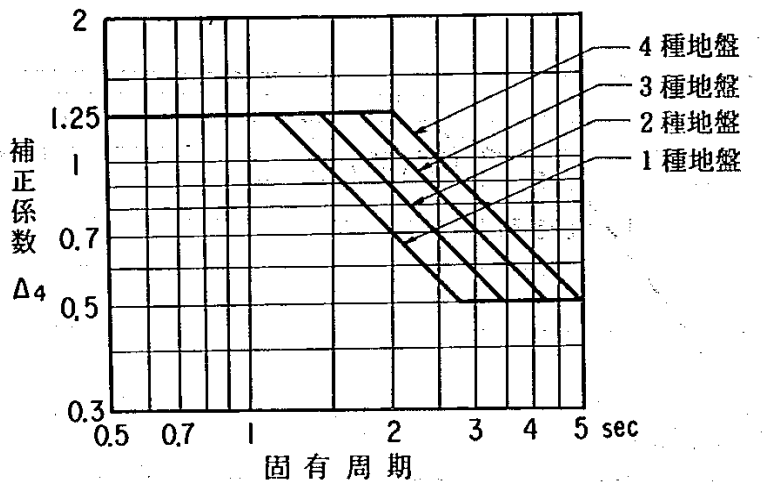


図 1-3-2　補正係数 $\triangle_4$

1-3-4　応答変位法に用いる振幅等

応答変位法における地盤の変位振幅は、次によって求めることができる。

i) 地表面からの深さ x における水平方向の変位振幅は次式による。

$$U_h(x) = \frac{2}{\pi^2} S_V T K'_H \cos\frac{\pi x}{2H} \qquad (1\text{-}3\text{-}1)$$

ここに、

$U_h(x)$ ：地表面からの深さ x（cm）における水平方向の変位振幅（cm）

S_V ：単位震度あたりの応答速度（cm／sec）

T ：表層地盤の基本固有周期（sec）

K'_H ：表層地盤に作用させる設計水平震度

H ：表層地盤の厚さ（cm）

ii) 単位震度あたりの応答速度（S_V）は、表層地盤の基本固有周期に応じて図 1-3-3 によって求める。

iii) 表層地盤の基本固有周期（T）は、構造物の建設地点におけるせん断弾性波速度の実測結果を

基準として、地震時に生ずるせん断ひずみの大きさを考慮して算定する。

iv) 表層地盤に作用させる設計水平震度（K_H'）は次式により求める。

$$K_H' = \frac{1}{B_G} \cdot \frac{K_H}{\triangle_2} \qquad (1\text{-}3\text{-}2)$$

ここに、K_H および $\triangle_2$ はⅠ編 4-3-2 に示すところによる。B_G は表層地盤の増幅係数であり、一般に 4／3 ～ 2 の範囲の値とする。

v) 表層地盤の厚さ（H）は、地表面から設計上仮定する基盤面までの厚さとする。

vi) 設計計算に必要な波長は、建設地点の状況に応じて定めるのがよい。

vii) 地盤の鉛直方向の変位振幅 U_v を考慮する場合は、$U_v = U_h$ ／ 2 とする。

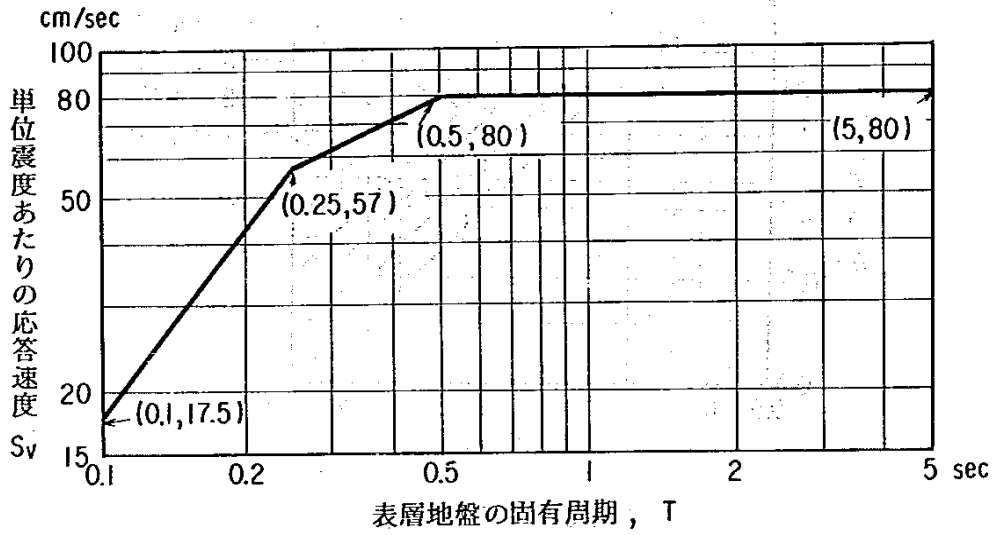


図１－３－３　単位震度あたりの応答速度

1-3-5　動的解析法に用いる地震入力

i) 動的解析法に用いる地震入力はⅠ編 4-2 に基づいて設定するのを原則とするが、表層地盤の影響を考慮して解析する場合の地震入力の強度は1-3-4 iv)に示す K_H' を用いることができる。

ii) 応答スペクトル法に用いる地震応答スペクトル曲線はⅠ編 4-2-1 による。

iii) 時刻歴応答解析法に用いる入力地震波はⅠ編 4-2-1 によって選定し、少なくとも 3 種の波形とする。

1-4　建設時における地震の影響

建設時の構造物に対する地震の影響は必要に応じて考慮する。

2. 基礎の耐震設計法

2-1　総　説

基礎の耐震設計は、一般に震度法によって行ってよい。しかし、高い橋脚などをもつ基礎を設計する場合には、橋脚を含めた構造系に対して、動的な検討を行って基礎寸法を定める。

2-2　地震の影響

地震の影響としては、一般に次の地震力を考慮する。

i) 構造物の自重に起因する慣性力

ii) 負載荷重に起因する慣性力

iii) 地震時動水圧

iv) 地震時土圧

2-3 支持地盤および許容支持力

基礎の支持地盤は、常時の状態だけでなく、地震時にも十分な支持力を有し、気象、水象などの影響を受けない安定した地盤であることが望ましい。

また、基礎の許容支持力は、地盤強度から決まる値、躯体応力度から制限される値、構造物の許容変位から制限される値のうち、最も不利な状態における値とする。

2-4 応力、変位および安定計算法

2-4-1 概 説

基礎の応力、変位および安定計算を行う際には、躯体の曲げ剛度と地盤の弾性的性質から設計上の基礎種別を分類して計算を行う。

2-4-2 直接基礎

直接基礎の支持力、転倒、滑動に対する安定計算ならびに変位量の計算は、それを剛体として行う。

2-4-3 ケーソン基礎

ケーソン基礎の応力、変位および安定計算は、ケーソン躯体を剛体とし、ケーソンに作用する外力は底面の鉛直反力、せん断抵抗ならびに前面の水平反力と釣り合っているとして計算する。

2-4-4 くい基礎

くい基礎の応力、変位および安定計算は、くい基礎に作用する外力をくい頭の水平バネ、鉛直バネ、回転バネ全体で支持させることによって計算する。

2-4-5 矢板式基礎

i) 設計の基本条件

a) 矢板式基礎の井筒部底面における最大地盤反力度とその位置における地盤の許容支持力度を比較して照査する。

b) 矢板式基礎の井筒部底面におけるせん断抵抗力と井筒部底面と地盤との間に働く許容せん断力を比較して照査する。

c) 矢板式基礎の井筒部前面における最大地盤反力度とその位置における地盤の許容支持力度を比較して照査する。

d) 矢板式基礎の変位については、上部構造との関連から決まる許容変位量を考慮し、検討する。

e) 矢板式基礎各部の応力度と、許容応力度を比較して照査する。

f) 矢板式基礎の水平抵抗は、各矢板相互間のせん断ずれ変形を考慮した弾性床上の梁として計算する。その場合、継手部のせん断応力度と許容せん断応力度を比較して照査する。

ii) 計算上の条件

a) 矢板式基礎の規模等によって、井筒内部の地盤抵抗を考慮する。

b) 矢板間の継手のせん断抵抗を考慮する。

c) 井筒内部の土の地震時の慣性力を必要に応じて考慮する。

d) 矢板式基礎の規模等によって、井筒壁の断面変形を考慮する。

e) 井筒内部に隔壁を設ける場合、その水平抵抗を考慮し、かつ井筒壁の断面変形を一般に無視する。

f) 仮締切兼用工法として使用する場合、一般に施工時に受ける矢板壁の残留変形、残留応力を考慮する。

iii) 頂版の設計

頂版と矢板の接合部は剛結となるように設計する。

2-4-6 多柱式基礎

i) 設計の基本条件

一般に、多柱式基礎の設計は、くい基礎の設計法に準じて行う。

ii) 計 算 法

a) 多柱式基礎の震度分布は、その動的な振動性状を考慮して決める。

b) 設計上考慮する荷重は、一般にくい基礎の場合に準ずる。

c) 耐震設計法としては、多柱式基礎の規模、構造特性等を考慮して選択する。

iii) 頂版の設計の基本条件

一般には頂版を剛体とみなして設計する。

3. コンクリート構造物および鋼構造物の耐震設計法

3-1 総 説

コンクリート構造物および鋼構造物の耐震設計は、構造物の種類に応じて、3-3-1 から 3-3-5 に示す方法によって行う。

3-2 地震の影響

地震の影響としては、つぎの地震力を考慮する。

i) 構造物の自重に起因する慣性力

ii) 負載重量に起因する慣性力

iii) 地震時土圧

iv) 地震時動水圧

3-3 応力および変位の計算法

3-3-1 橋梁（鉄筋コンクリート橋脚・橋台）

i) 一 般

鉄筋コンクリート橋脚・橋台の耐震計算は、その構造系、規模等に応じて、a)のいずれか適当な方法による耐力の検討およびじん性の検討の組合せによって行う。

a) 耐力の検討

① 震度法

② 修正震度法

③ 動的解析法

b) じん性の検討

ii) 震度法

3-2 に示す地震力を考慮した場合の部材の応力度が許容応力度を越えないように部材断面を定める。ただし、震度法に用いる設計震度は 1-3-2 による。

iii) 修正震度法

3-2 に示す地震力を考慮した場合の部材の応力度が許容応力度を越えないように部材断面を定める。ただし、修正震度法に用いる設計震度は 1-3-3 による。

iv) 動的解析法

動的解析は、対象とする構造物について適切なモデルを設定し、適切な解析法によって行う。

動的解析に用いる地震動は、Ⅰ編 4-3-5 およびⅡ編 1-3-5 による。

動的解析の結果得られる部材の応力度が許容応力度を越えないように断面を定める。

v) じん性を考慮した安全の検討

震度法、修正震度法、動的解析法によって応力度の検討を行ったのち、原則としてじん性を考慮した安全の検討を行う。

3-3-2 橋 梁（鋼製橋脚）

i) 一 般

鋼製橋脚の耐震設計は、その構造特性に応じて、つぎのうちいづれかもしくはそれらの組合せによって行う。

1) 震度法

2) 修正震度法

3) 動的解析法

ii) 耐震計算法

震度法、修正震度法および動的解析法により鋼製橋脚の耐震計算を行う場合の耐震計算法は、それぞれ 3-3-1 ii)、iii)、iv)に準じて行う。限界状態はⅠ編 7-2-3 によることを原則とする。

3-3-3 コンクリートダム

（コンクリート重力ダム、中空重力ダムおよびアーチダム）

i) 一 般

コンクリートダムの耐震設計は、原則として震度法による。

ii) 震度法

a) 設計の基本条件

耐震計算に用いる基本条件は原則として調査試験の結果によるものとし、既往の研究成果を考

慮して定める。

b) 耐震設計

ダムの耐震設計は地震の影響を考慮し、ダムが安全であるように行う。震度法における地震荷重は、① 地震時慣性力、②地震時動水圧、③地震時波浪による影響とし、ダムおよびダム建設地点の実状に応じて定める。動泥圧は一般に考慮しない。

iii) 動的解析法

局地的な地震の特性を考慮して動的解析を行う場合には、設計の基本条件は 3-3-3 ii)に準拠し、地震入力は I 編 4-3-5 による。

3-3-4 槽 類

i) 一 般

槽類の耐震計算は槽内の液体が静止している状態および液体の揺動が生じた状態の両者に対して行い、安全度の照査を行う。

ii) 応力および変位の計算法

内容液の揺動が生じない場合の槽類の耐震計算は構造物に作用する慣性力、地震時土圧、地震時動水圧等を考慮して震度法により行う。

iii) 液体揺動の影響

内容液の揺動により、構造物に作用する液圧の増加、衝撃圧により構造物が安全であるようその構造および強度等を配慮するとともに、滑動、転倒、地盤の支持力等に対する安全度を検討する。

3-3-5 そ の 他

i) 擁 壁

擁壁について耐震性を検討する場合は、3-3-1 に準ずる。

ii) 水 門

水門の支柱について耐震性を検討する場合は 3-3-1 に準ずる。

4. 土構造物の耐震設計法

4-1 地震の影響

土構造物に対する地震の影響としては、構造物の自重に起因する慣性力および間げき水の影響を考慮する。

4-2 安定計算法

4-2-1 概 説

土構造物の地震時の安全は、間げき水の影響を考慮した安定計算によって確かめる。ただし、慣例的な構造規定によって経験的に安全性が確かめられているものは除く。

4-2-2 フィルタイプ構造物

i) 一 般

フィルタイプ構造物の耐震計算は原則として震度法による。

ii) 震度法

フィルタイプ構造物の安全性の検討は、地震による影響を考慮した安定計算により堤体および基礎が安定であるように断面を定める。

設計震度はI編4-3-2を考慮し構造物およびその建設地点の実状に応じて定める。

iii) 動的解析法

局地的な地震の特性を考慮する構造物、またはとくに大規模なフィルダムなどではI編4-3-5により地震入力を定め、材料の特性を考慮した動的解析を行って検討するのが望ましい。

4-2-3 人工島

水域に設けられる土を主たる材料とする人工島については、地震力を考慮した震度法による安定計算を行う。

4-2-4 造成地盤

造成地盤は必要に応じて、下記項目について検討し耐震性の向上をはかる。

i) 盛土斜面の安定性

ii) 切土面の安定性

iii) 造成地盤の安定性

iv) その他

4-2-5 切取斜面

切取斜面の地震時の安定性については、必要に応じて耐震性の向上をはかる。

4-3 地盤改良

地盤の耐震強度を増すことが必要な場合には、地震改良工法により所要の強度の確保に努める。

4-4 安全度

土構造物の地震時の安全度は、用いた設計計算法、設計震度、設計諸定数などを考慮し、総合的に判断する。

5. 地中構造物の耐震設計法

5-1 地震の影響

地震の影響としては、次の地震力を考慮する。

i) 地震時の地盤の変位もしくは変形

ii) 構造物の自重に起因する慣性力

iii) 地震時土圧

iv) 地震時動水圧

5-2 周辺地盤の安定

地中構造物の耐震設計に際しては、構造物周辺地盤の地震時の安定性を検討する。

5-3　応力および変位の計算法

5-3-1　概　説

地中構造物の耐震計算は、当該構造物の形状、寸法、重量、検討の項目に応じて応答変位法および震度法による。

5-3-2　地下埋設管

地下埋設管の耐震計算は応答変位法による。

5-3-3　水底トンネル、共同溝

水底トンネルおよび共同溝の耐震計算は応答変位法によるが、構造物の横断面方向の断面設計および滑動の安定の検討は震度法によることができる。

5-3-4　地下構造物

地下構造物の耐震計算は原則として震度法によるが、構造物のみかけの単位重量が周辺の地盤の単位重量よりも小さい場合は応答変位法による。

5-4　安 全 度

地中構造物の耐震安全度は、応力および変形状態、構造物周辺地盤の地震時の安定性、構造物の動的特性、耐震計算法等を総合して判定する。

6. 既存構造物の耐震安全度

6-1　耐震性評価システム

既存構造物の耐震性は、構造物の工学的性質および社会経済上の観点によって評価する。

6-2　耐震補強システム

補強を必要とする構造物については、原則として本耐震設計法による。

7. 構 造 細 目

7-1　基　礎

基礎の構造細目には、地震時応力に対して安全であるとともに、施工性などを配慮する。

7-2　下部構造および落橋防止構造

7-2-1　鉄筋コンクリート橋脚・橋台

i) 鉄筋の定着

a) 躯体の軸方向鉄筋のフーチング内への定着は、鉄筋の十分な定着効果を得ることはもちろん、躯体およびフーチング両部材の連結機能を発揮しうるよう配慮する。

b) 躯体中間部における軸方向鉄筋の定着は、応力度が小さくなる点まで延長して行うとともに、必要に応じて横方向鉄筋による補強を行う。

ii) 鉄筋の継手

軸方向鉄筋の重ね継手は、所定の重ね長さを確保したうえ、地震時繰返し荷重に対するじん性を確保するため継手部には横方向鉄筋を配置して補強する。

iii) 独立柱橋脚躯体の配筋

a) 軸方向鉄筋は、地震時曲げモーメントに対して躯体全長にわたり、できるだけ均等な抵抗力をもつように配置する。

b) 軸方向鉄筋は、横方向鉄筋（帯鉄筋、つなぎ鉄筋）で補強する。とくに、フーチングとの接合部近傍など曲げ降伏が先行する部分は、横方向鉄筋の間隔を密にして所要のじん性を確保する。

iv) ラーメン橋脚の配筋

a) 柱部の軸方向鉄筋には、部材のせん断ぜい性破壊を曲げ破壊に先行させないのに必要な横方向鉄筋を配置して補強する。とくに材端部近傍は横方向鉄筋間隔を密にして所要のじん性を確保する。

b) はり部の引張鉄筋比は、部材に曲げじん性を付与しうるよう配慮して定める。主鉄筋には、部材のせん断破壊を先行させないのに必要な腹鉄筋を配置して補強する。とくに、材端部近傍はスターラップ間隔を密にして所要のじん性を確保する。

c) 柱・はり接合部は、柱の抵抗曲げモーメントがはりのそれを下まわらないように配筋し、かつ横方向鉄筋で補強する

v) 橋脚頭部

a) 躯体頭部の桁座近傍は、地震時水平力に対してせん断抵抗を有するように鉄筋で補強する。

b) 可動支承部には移動制限装置を設け、桁端部は支承縁端から躯体天端縁端まで、所定の距離を設けるか、または桁間連結装置を用いるかして、落橋防止の処置を講ずる。

7-2-2 落橋防止構造

可動支承部には落橋防止構造として地震時に上沓が下沓から逸脱しないように移動制限装置を設けるのを原則とする。

けた端部においては上記の処置のほか、つぎに示すもののうちいずれかを併用する。

i) 下部構造頂部において橋軸方向の支承縁端から下部構造頂部縁端までの距離を十分にとって、けたが異常に移動しても頂部より逸脱しないようにする。

ii) 同一の下部構造頂部にある2連のけたのうち、一方のけたが頂部より逸脱してもそのけたが落下しないように隣接けた間を連結する。

7-3 土構造物

土構造物については、次の事項について配慮する。

i) 土羽工

ii) のり面保護工

iii) 排水工

iv) 構造物周辺の盛土

7-4 地中構造物

7-4-1 概 説

地中構造物の細部設計においては、細部の構造が全体の構造系に及ぼす影響を検討し、細部のみな

らず、構造物全体が耐震的となるよう配慮する。 とくに地形、地質および構造の急変部では、地震時に構造物に大きな変位あるいは変形の発生が予測されるので、その近傍の細部設計は入念に行うことが望ましい。

7-4-2　継手構造

地中構造物に継手構造を設ける場合には、その構造形式、配置間隔等を検討し、継手部が地震時に構造上の弱点とならないよう注意する。

第　III　編

（建　築　物　関　係）

1. 総　論

1-1　対象の範囲

本編の耐震設計法は、建築物を対象とする。

1-2　耐震設計の目標

建築物の耐震設計の目標は、建築物の耐震安全性の照査を行い、予想される地震に対して、人命、建築物の機能、財産などの保全をはかることにある。

1-3　耐震設計の基本手順

建築物の耐震設計は原則として以下の手順によって行う。

1)　1-4 に示す耐震設計区分の選定

2)　1 次設計による建築物の部材断面およびその配置の決定ならびに安全性の照査

3)　2 次設計を行う耐震設計区分にあっては、2 次設計による安全性の照査

なお、上記 2)および 3)の段階において、必要に応じて建築物の転倒ならびに変形に関する検討を行う。

1-4　耐震設計区分

1-4-1　耐震設計区分の種類

本編において用いる耐震設計区分を本項各号に示す。

i)　区分Ⅰ－A

構造規定による 1 次設計を行うもの。

ii)　区分Ⅰ－B

震度法ならびに構造規定による 1 次設計を行うもの。

iii)　区分Ⅱ－A

修正震度法による 1 次設計ならびに修正震度法による略算的な 2 次設計を行うもの。

iv)　区分Ⅱ－B

修正震度法による 1 次設計ならびに修正震度法による精算的な 2 次設計を行うもの。

v)　区分Ⅲ－A

修正震度法による 1 次設計ならびに応答スペクトル法による 2 次設計を行うもの。

vi)　区分Ⅲ－B

修正震度法による 1 次設計ならびに応答スペクトル法と時刻歴応答解析法による 2 次設計を行うもの。

1-4-2　耐震設計区分の選定

耐震設計区分は当該建築物の用途、種別、規模、類似構造物の震害経験、構造諸特性の解明の度合い、構造規定の整備状況、立地条件ならびに類似構造物に関する設計経験および予測される施工精度などを勘案して 1-4-1 に示すものの内から選定する。

1-5　耐震設計の方法

1-5-1　区分Ⅰ－Aによる耐震設計

建築物を構成する部材の断面およびその配置は、別に示す構造規定に適合するよう決定する。

1-5-2　区分Ⅰ－Bによる耐震設計

ⅰ）設計震度 K_H は次式による。

$$K_H = \triangle_1 \cdot K_0 \qquad (1\text{-}5\text{-}1)$$

ここに

K_H：Ⅰ編の 4-3-2 にいう水平震度であり、本編においては、以下 $_{\varepsilon}C_{B1}$ によって表わす。

$\triangle_1$ ：Ⅰ編の 4-2-2 にいう地域係数であり、本編においては、以下 Z によって表わす。Z の値は 1-6-1 に示す。

K_0 ：Ⅰ編の 4-3-2 にいう標準設計水平震度であり、本編においては、以下標準ベースシヤ係数 $_{\varepsilon}C_0$ によって表わす。$_{\varepsilon}C_0$ の値は 1-6-2 に示す。

ⅱ）安全性の照査は、まず式（1-5-1）によって建築物全体のベースシヤを求め、1-6-5 に示す方法によって各層に作用するせん断力を求める。次にこれによって生じる応力度が 1-6-11に示す許容応力度以下であること、ならびに建築物を構成する部材の断面およびその配置が、別に定める構造規定に適合することを確かめることによって行う。

1-5-3　区分Ⅱ－Aによる耐震設計

ⅰ）1次設計に用いる設計震度 K は次式による。

$$K = \triangle_1 \cdot (\triangle_2 \cdot \triangle_4) \cdot K_0 \qquad (1\text{-}5\text{-}2)$$

ここに

K ：Ⅰ編の 4-3-3 にいうベースシヤ係数であり、本編においては、以下 $_{\varepsilon}C_{B2}$ によって表わす。

$\triangle_1$ ：1-5-2 にいう Z をいう。

$(\triangle_2 \cdot \triangle_4)$：Ⅰ編の 4-3-3 にいう（$\triangle_2 \cdot \triangle_4$）であり地盤特性による補正係数である。本編においては、以下地盤スペクトル係数 $G_0(T)$ によって表わす。$G_0(T)$ の値は1-6-3.ⅲ）に示す。ただし、T は 1-6-4 に示す 1 次固有周期推定値（秒）である。

K_0 ：1-5-2 にいう $_{\varepsilon}C_0$ をいう。

ⅱ）1次設計における安全性の照査は、

a）式（1-5-2）によって建築物全体のベースシヤを求め、次に 1-6-5 に示す方法によって各層に作用するせん断力を求め、これによって生じる応力度または断面力が 1-6-11に示す許容値を超えないこと。

b）a）の応力状態における当該建築物の各層の間の相対変位角 δ_i および全体の相対変位角 δ_T が次式を満足すること。

$$\left.\begin{aligned} \delta_i &< D_i \\ \delta_T &< D_T \end{aligned}\right\} \qquad (1\text{-}5\text{-}3)$$

ここに

D_i ：1-6-8 に示す各層の間の相対変位角の許容値

D_T ：1-6-8 に示す全体の相対変位角の許容値

を確かめることによって行う。

iii) 2次設計に用いる設計震度Kは次式による。

$$K = \triangle_1 \cdot (\triangle_2 \cdot \triangle_4) \cdot \triangle_5 \cdot K_0 \qquad (1\text{-}5\text{-}4)$$

ここに

K ：Ⅰ編の 4-3-3 にいうベースシヤ係数であり、本編においては、以下 ${}_pC_{B2}$ によって表わす。

$\triangle_1$ ：1-5-2 にいう Z をいう。

$(\triangle_2 \cdot \triangle_4)$：1-5-3、ii)の $(\triangle_2 \cdot \triangle_4)$ と同じ。

$\triangle_5$ ：Ⅰ編の 4-3-3 にいう構造特性別補正係数であり、本編においては、以下構造特性係数 K_1 によって表わす。K_1 の値は 1-6-9 に示す。

K_0 ：Ⅰ編の 4-3-3 にいう標準ベースシヤ係数であり、本編においては、以下 ${}_pC_0$ によって表わす。${}_pC_0$ の値は 1-6-2 に示す。

iv) 2次設計における安全性の照査は、式（1-5-4）によって建物全体のベースシヤを求め、1-6-5 に示す方法によって各層に作用するせん断力を求め、これが 1-6-10にいう各層の保有耐力の略算値を超えないことを確かめることによって行う。

1-5-4 区分Ⅱ－Bによる耐震設計

i) 1次設計に用いる設計震度は区分Ⅱ－A〔1-5-3、i)〕と同じとする。ただし、式（1-5-2）において、

$$(\triangle_2 \cdot \triangle_4) = G_1(T)$$

とすることもできる。$G_1(T)$ は 1-6-3、iii) に示す地盤スペクトル係数である。この場合、$G_1(T)$ の値が $G_0(T)$ に 0.7 を乗じた値を下まわる場合は、

$$(\triangle_2 \cdot \triangle_4) = 0.7 \cdot G_0(T)$$

とする。

ii) 1次設計における安全性の照査は区分Ⅱ－A〔1-5-3、ii)〕と同じとする。

iii) 2次設計に用いる設計震度は、式（1-5-4）による。

ただし、上記の式において、

$$(\triangle_2 \cdot \triangle_4) = G_1(T)$$

$$\triangle_5 = K_2$$

とする。K_2 は構造特性係数であり、K_2 の値は 1-6-9 に示す。

iv) 2次設計における安全性の照査は、区分Ⅱ－A〔1-5-3、iv)〕に準ずる。

ただし、保有耐力の値は 1-6-10にいう保有耐力の精算値を用いる。

1-5-5 区分Ⅲ－Aによる耐震設計

i) 1次設計に用いる設計震度は区分Ⅱ－B〔1-5-4、i)〕と同じとする。

ii) 1次設計における安全性の照査は、区分Ⅱ－A〔1-5-3、ii)〕と同じとする。

iii) 2次設計に用いる j 次固有振動のせん断力係数 ${}_pC_j$ は次式による。ただし、${}_pC_j$ の下限値は、

0.1とする。

$$ {}_{P}C_j = Z \cdot G_1(T_j) \cdot K_2 \cdot {}_{P}C_0 \qquad (1\text{-}5\text{-}5) $$

ここに

T_j ： j 次の固有周期

ⅳ) 2次設計における安全性の照査は、

a) 当該建築物の地震応答を支配する主要な次数の固有振動数について、式（1-5-6）による下から i 番目の層のせん断力 Q_i が1-6-10にいう各層の保有耐力の精算値を超えないことを確かめることによって行う。

$$ Q_i = \sqrt{\sum_{j=1}^{k} \delta_{jl} \left(\sum_{m=i}^{N} W_m \cdot \beta_j \cdot U_{m,j} \cdot {}_{P}C_j \right)^2} \qquad (1\text{-}5\text{-}6) $$

ここに

W_m ： m 層の重量

β_j ： j 次の刺激係数

$U_{m,j}$ ： m 層の j 次の固有関数

δ_{jl} ： $j = l$ の時1、$j \neq l$ のとき0

k ： l 中の最高次数

l ： 主要な固有振動次数

j ： 固有振動次数

N ： モデルの質点数

1-5-6 区分Ⅲ－Bによる耐震設計

ⅰ) 1次設計に用いる設計震度は、区分Ⅱ－B〔1-5-4、ⅰ)〕と同じとする。

ⅱ) 1次設計における安全性の照査は、区分Ⅱ－A〔1-5-3、ⅱ)〕と同じとする。

ⅲ) 2次設計の応答スペクトル法に用いる j 次固有振動のせん断力係数 ${}_{P}C_j$ は式（1-5-5）による。

2次設計の時刻歴応答解析法に用いる入力地震波は、Ⅰ編の4-3-5、ⅲ)の規定にもとづいて設定する。ただし、用いられる地震波による減衰定数5%の弾性応答加速度スペクトル値は、原則として〔 $G_1(T) \cdot {}_{P}C_0$ 〕の値を下まわらないものとする。また、主要動部分の継続時間は、地震の規模等を考慮して適切に設定する。

ⅳ) 2次設計における安全性の照査は、当該建築物が不安定または崩壊に至らないことを確かめることによって行う。

1-6 耐震設計に用いる各種の係数等

1-5に示す耐震設計に用いられる各種の係数等は本節に示すところによる。

1-6-1 地域係数

地域係数 Z の値は図1-6-1による。

1-6-2 標準ベースシヤ係数

1次設計用標準ベースシヤ係数 ${}_{E}C_0$、および2次設計用標準ベースシヤ係数 ${}_{P}C_0$ の値は、それぞれ

0.2および1.0とする。

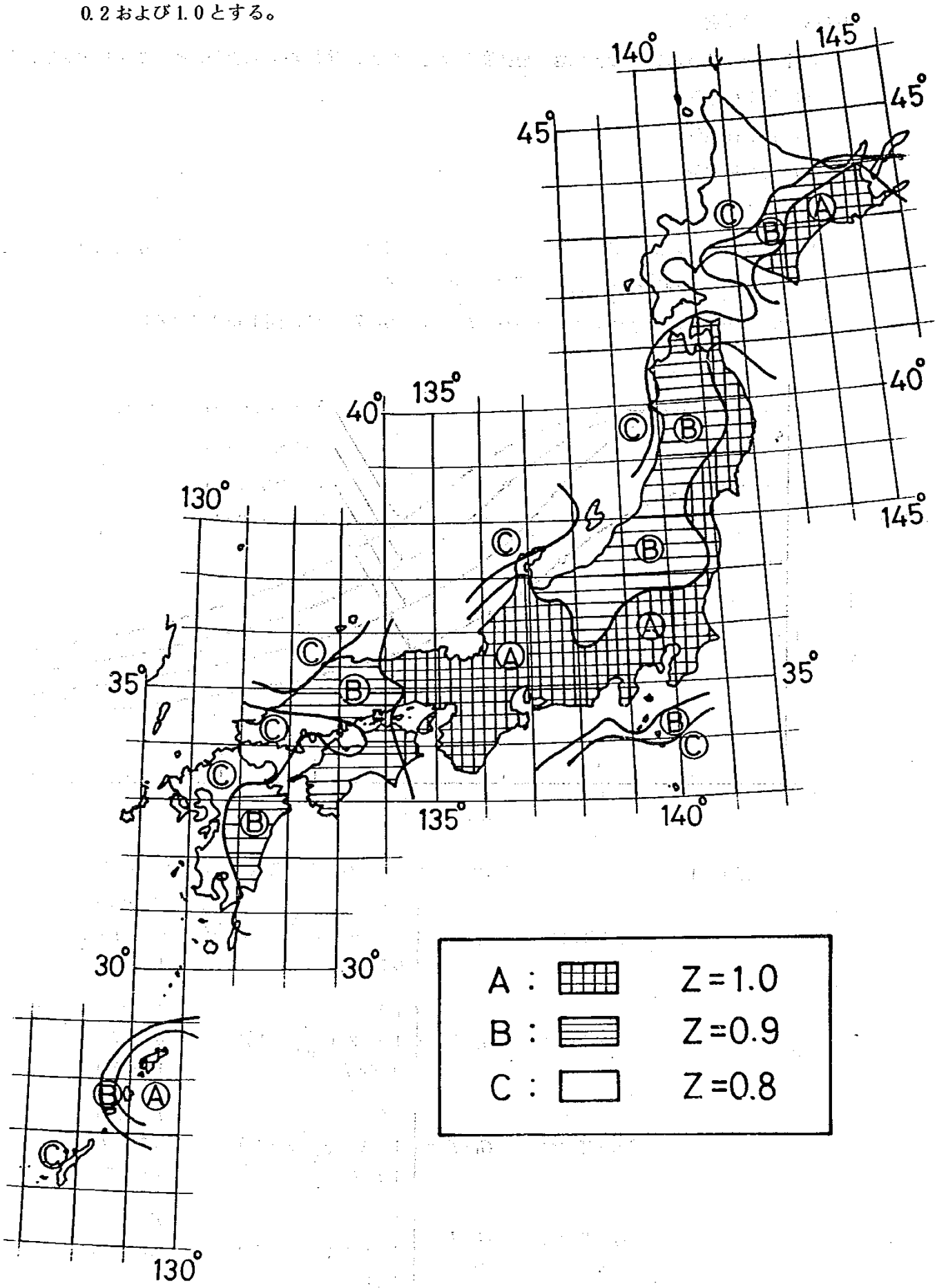


図1－6－1　地　域　係　数　（Z）

1-6-3　地盤種別

i）Ⅰ編の4-2-3にいう工学的地震動強度の設定のために考慮すべき地盤種別は次の4種類とする。

a）第1種地盤

b）第2種地盤

c）第3種地盤

d）第4種地盤

ii）建築物の建設地点の地盤種別の判別は、Ⅰ編の4-2-3の規定に準拠し、当該建設地点の標準的な地盤面より上の地盤特性の調査結果に基づいて行う。

iii）設計に用いる地盤スペクトル係数$G_0(T)$および$G_1(T)$の値は図1-6-2による。

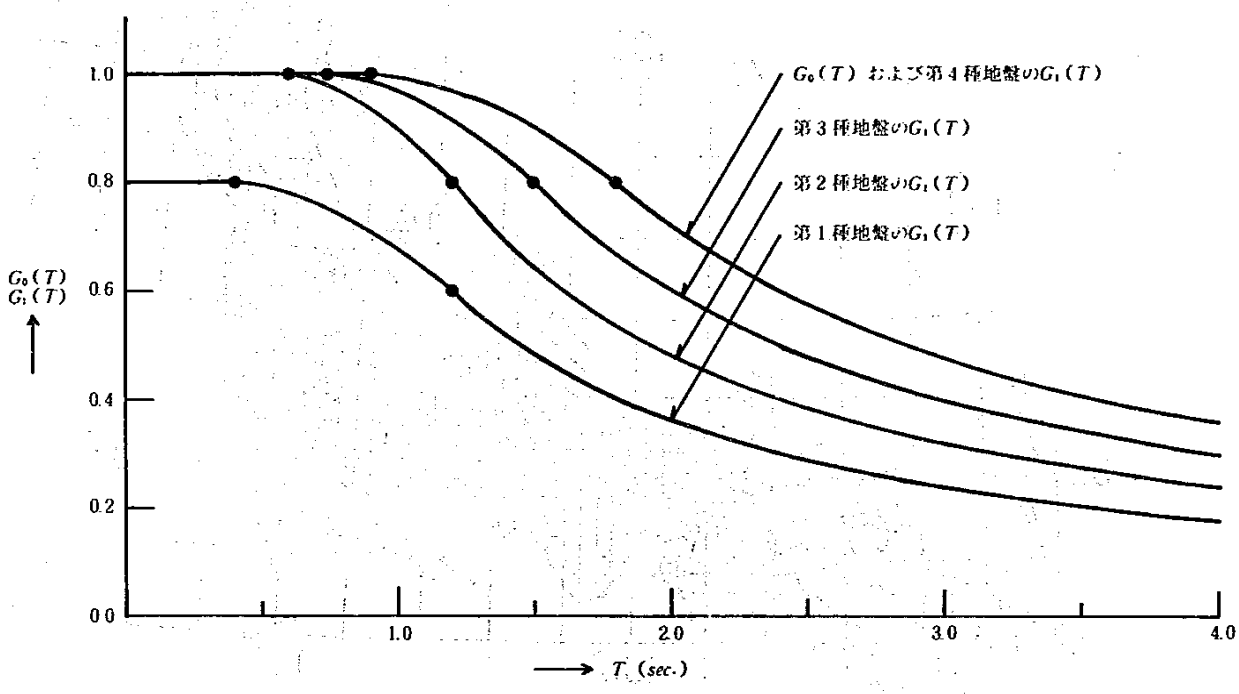


図1－6－2　地盤スペクトル係数$G_0(T)$および$G_1(T)$。係数の関数形は次の通り。

第1種地盤

$$G_1(T)=\begin{cases}0.8 & (T\leqq 0.4)\\ 0.8-0.2\left(\dfrac{T}{0.8}-0.5\right)^2 & (0.4<T\leqq 1.2)\\ 0.72/T & (1.2<T)\end{cases}$$

第2種地盤

$$G_1(T)=\begin{cases}1.0 & (T\leqq 0.6)\\ 1-0.2\left(\dfrac{T}{0.6}-1\right)^2 & (0.6<T\leqq 1.2)\\ 0.96/T & (1.2<T)\end{cases}$$

第3種地盤

$$G_1(T)=\begin{cases}1.0 & (T\leqq 0.75)\\ 1-0.2\left(\dfrac{T}{0.75}-1\right)^2 & (0.75<T\leqq 1.5)\\ 1.2/T & (1.5<T)\end{cases}$$

$G_0(T)$および第4種地盤

$$G_0(T)=G_1(T)=\begin{cases}1.0 & (T\leqq 0.9)\\ 1-0.2\left(\dfrac{T}{0.9}-1\right)^2 & (0.9<T\leqq 1.8)\\ 1.44/T & (1.8<T)\end{cases}$$

1-6-4　1次固有周期の算定

i) 設計区分Ⅱ－Aの1次設計、2次設計およびⅡ－Bの1次設計において用いる建築物の1次固有周期は次式によって推定することができる。

$$\left.\begin{array}{ll} \text{鋼構造建築物} & T = 0.09\,N \\ \text{上記以外の建築物} & T = 0.06\,N \end{array}\right\} \qquad (1\text{-}6\text{-}1)$$

ここに

T ： 1次固有周期（秒）

N ： 建築物の地上階数

ii) 設計区分Ⅱ－3（1次設計を除く）、Ⅲ－AおよびⅢ－Bにおいて用いる建築物の1次固有周期は適切な資料に基づいて推定する。

1-6-5　水平力分布

i) 建築物に作用する水平力は、以下に示す分布水平力および頂部集中水平力とする。分布水平力F_iは次式により算出する。

$$F_i = K_i W_i \qquad (1\text{-}6\text{-}2)$$

ただし

$$K_i = \{1 + I(\xi_{i+1}^2 + \xi_{i+1}\xi_i + \xi_i^2 - 1)\} L \cdot Q/W \qquad (1\text{-}6\text{-}3)$$

$$I = 1 - \frac{2}{1+N} \qquad (1\text{-}6\text{-}4)$$

$$L = 0.5 + \frac{1}{0.1(N-1)+2} \qquad (1\text{-}6\text{-}5)$$

頂部集中水平力F_cは次式により算出する。

$$F_c = (1-L)\,Q = K_c \cdot W_N \qquad (1\text{-}6\text{-}6)$$

ただし

$$K_c = \frac{W}{W_N} \cdot (1-L) \cdot Q/W \qquad (1\text{-}6\text{-}7)$$

ここに

F_i ： 当該建築物i層に作用する分布水平力

F_c ： 当該建築物頂部に作用する集中水平力

K_i ： 当該建築物i層の分布水平力用震度

K_c ： 当該建築物頂部の集中水平力用震度

W_i ： 当該建築物i層の重量

N ： 当該建築物の層数

ξ_i ： 当該建築物i層の無次元高さ $= \begin{cases} \sum_{j=1}^{i-1} W_j / W, & i \neq 1 \\ 0, & i = 1 \end{cases}$

W ： 当該建築物の全重量 $= \sum_{j=1}^{N} W_j$

Q ： 当該建築物に作用する全水平力

ii) 建築物の付属部分に作用する局部弾性設計用水平力は次式により算出する。

$$F_P = C_P \cdot W_P \qquad (1\text{-}6\text{-}8)$$

ここに

F_P ： 当該付属部分に作用する水平力

C_P ： 建築物の付属部分の局部設計用震度で表 1-6-1 による。

W_P ： 当該付属部分の重量

表 1-6-1 局 部 設 計 用 震 度

建物の各種付属部分	局 部 震 度	
塔屋、屋上水槽、広告塔	水平震度	0.6
屋上から突出する煙突	〃	1.0
パラペットおよび屋外装飾物	〃	1.0
片持支持の帳壁	〃	1.0
上記以外の帳壁外装	〃	0.5
片持ばり、片持スラブ	上下震度	1.0

1-6-6 用途係数

I 編の 3-1、4) の規定に基づき、建築物の用途、種別、規模、立地条件に応じて、当該建築物の地震荷重または安全性の照査に用いる各種の許容値に乗ずべき用途係数を定めることができる。

1-6-7 構造特性の分布の不均一度の許容値

偏心ならびに剛重比等の不均一度は、以下に示す制限内におさまるようにする。この制限を超える場合は特別の検討と構造上の配慮によって設計する。

i) 建築物の各層における偏心距離は、その層の最大水平長さの10%以下とする。

ii) 建築物の各層の剛重比をその層の直下の層の剛重比で除した値は 0.5 以上とする。

iii) 建築物の各層の剛性または強度を、その層の直上の層の剛性または強度で除した値は、それぞれ 0.67 以上とする。

1-6-8 変形制限

設計区分Ⅱ－A、Ⅱ－B、Ⅲ－A、Ⅲ－Bの 1 次設計における建築物の各層の間の相対変位角の許容値 D_i および全体の相対変位角の許容値 D_T の値は、それぞれ 1／200 および 1／250 ラジアンとする。ただし、2 章以降に示す値に基づいて別に定める場合にあってはその値を用いる。

1-6-9 構造特性係数

構造特性係数 K_1 および K_2 の値は表 1-6-2 による。ただし、2 章以降に別に定める場合にあってはその値を用いる。この場合、その値は 0.3 を下まわらない値とする。

1-6-10 保有耐力の算定

建築物の保有耐力は原則としてそれを構成する部材の耐力に立脚して算出するものとするが、具体

的な算出方法は2章以降に示す方法による。ただし、適切な構造実験によってこれを定めてもよい。

表 1-6-2　構造特性係数の標準値

	構造特性係数	用いる設計区分	塑性変形能力*		
			A	B	C
鉄筋コンクリート造	K_1	Ⅱ－A	0.4	0.5	0.6
プレストレストコンクリート造	K_2	Ⅱ－B、Ⅲ	0.3	0.4	0.5
鉄骨鉄筋コンクリート造	K_1	Ⅱ－A	0.3	0.4	0.5
	K_2	Ⅱ－B、Ⅲ	0.3	0.3	0.4
鋼構造	K_1	Ⅱ－A	0.3	0.4	0.5
	K_2	Ⅱ－B、Ⅲ	0.3	0.3	0.4
木造	K_1	Ⅱ－A	0.4		
	K_2	Ⅱ－B、Ⅲ	0.3		

注；＊2章以降に示す塑性変形能力の区分

1-6-11　許容応力度および許容断面力

安全性の照査に用いる許容応力度および許容断面力の倍率の値は建築基準法関係諸法規の定めるところによる。

2. 鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計法

2-1　総　説

鉄筋コンクリート造建築物は、地震による破壊を防止するのに必要な耐力および変形性能を有するように設計する。

2-2　設計区分

種々の鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計は、その構造種別および規模等により、原則として次の設計区分を適用する。

1)　2階建以下の補強コンクリートブロック造建築物およびこれに類するものは区分Ⅰ－Bによる。

2)　2階建以下の中型リブ付パネル造建築物は区分Ⅱ－Aによる。ただし、区分Ⅱを満足する構造規定（設計要項等）に準拠する場合は区分Ⅰ－Aによってよい。

3)　5階建以下の場所打ち壁式鉄筋コンクリート造建築物および大型プレキャスト板による壁式鉄筋コンクリート造建築物は区分Ⅰ－Bによる。

4)　7階建以下のラーメン式鉄筋コンクリート造建築物は区分Ⅱまたは区分Ⅲによる。ただし、壁率または柱率が別に示す値以上の場合には区分Ⅰ－Bによってよい。

5)　上記以外の各種の鉄筋コンクリート造建築物は区分Ⅱまたは区分Ⅲによる。

2-3　構造特性係数

1)　構造特性係数は、表 1-6-2 に示す値を標準とし、原則として適切な実験等の資料に基づいて定めるが、3)または4)項による値を用いてもよい。

2) 構造特性係数の下限値は、0.3とする。

3) 設計区分Ⅱ－Aによる場合で耐震壁が多く、柱の内法高さが柱の最大径の2.0倍以下の短柱を含む建築物の場合は$K=1.0$とする。

4) 表1-6-2の塑性変形能力の区分は、水平力の作用方向ごとに建築物全体について、次に示す値を標準として行う。

a) 塑性変形能力Aは、次の条件をすべて満す場合およびこれと同等以上の塑性変形能力を有する場合とする。

イ、純ラーメン構造であること。

ロ、柱の内法高さが柱の最大径の3.0倍以上であること。

ハ、1次設計における柱の地震時軸方向応力度が、コンクリートの設計基準強度の0.3倍以下であること。

b) 塑性変形能力Bは、次の各項のいずれかに該当する場合およびこれと同等以上の塑性変形能力を有する場合とする。

イ、塑性変形能力Aの条件のうち、イおよびハを満足し、かつ柱の内法高さが柱の最大径の2.5倍以上であるもの。

ロ、塑性変形能力Aの条件のうち、イおよびロを満足し、かつ1次設計における柱の地震時軸方向応力度が、コンクリートの設計基準強度の0.4倍以下であるもの。ただし、この場合には水平力の一部を負担するぜい性的な破壊をしない耐震壁があってもよい。

c) 塑性変形能力Cは上記以外の場合とする。

2-4 保有層せん断力の算定

建築物の保有層せん断力の算定は下記の方法による。

1) 建築物の保有層せん断力は、平面フレームの層せん断力の和として算定してよい。

2) 平面フレームの保有せん断力は、各部材の曲げ耐力に立脚し、適切な崩壊形を想定して算定する。ただし、耐震壁の耐力は基礎浮上り時耐力と曲げ耐力のうち小さい方の値による。

3) 各部材の曲げ耐力の算定に用いる材料強度は原則として設計強度に基づくものとする。また、プレハブ建築物の場合を除き、はりの曲げ耐力算定にあたっては床スラブ筋の効果を算入してよい。

4) 各層の保有耐力を算出する場合の水平力分布形は、原則として1-6-5に示すものを用いる。

5) ただし、設計区分Ⅱ－Aにおいて保有層せん断力を略算する場合には、次式によってよい。

$$Q_B = \Sigma Q_C + \Sigma Q_W \qquad (2\text{-}4\text{-}1)$$

ここに

Q_B ： 層せん断力

ΣQ_C ： 柱（耐震壁の周辺柱は除く）のせん断力の和

Q_C ： 柱のせん断力＝$(M_{U上}+M_{U下})/h$。ただし、1次設計の柱のせん断力としてもよい。

$M_{U上}$ ： 柱頭の節点崩壊形が柱崩壊形の場合は、柱頭の終局曲げモーメント、

はり崩壊形の場合は、はりの終局曲げモーメントの和の１／２。ただし、最上層では1／2を１とする。

$M_{u下}$ ： 柱脚の節点崩壊形が柱崩壊形の場合は、柱脚の終局曲げモーメント、はり崩壊形の場合は、はりの終局曲げモーメントの和の１／２。ただし、最下層では1／2を１とする。

h ： 柱の内法高さ

ΣQ_W ： 耐震壁のせん断力の和

Q_W ： 耐震壁のせん断力で、耐震壁のせん断耐力、曲げ耐力および基礎浮上り耐力からきまるせん断力のうち最小のもの。この場合、壁に接続する境界ばりの存在と基礎浮上りの影響を無視して略算してよい。せん断耐力できまる場合のせん断力は、塑性変形能力Aの場合は０、Bの場合は０.５をせん断耐力に乗じた値とする。

2-5　部材設計および構造規定

1) 柱およびはり部材は、それらの曲げ破壊以前にせん断破壊ならびに付着破壊が生じないよう設計する。

2) 柱・はり接合部は、それに接続される柱およびはり材が曲げ終局状態に達するときに十分な余力をもつよう設計する。

3) 耐震壁は区分Ⅱ－Aで$K_1=1.0$とする場合を除き、それが含まれる構面等の挙動にもとづいて決定される耐力時において、必要な変形性能を保有するよう設計する。また、別に示す各設計区分に応じた構造規定を満足させるようにする。

3. 鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計法

3-1　総　説

鉄骨鉄筋コンクリート造建築物は、地震による破壊を防止するのに必要な耐力および変形性能を有するよう設計する。

3-2　設計区分

鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計は、1-5に示す設計区分ⅡまたはⅢによる。ただし、軒高31m以上のものの場合は、設計区分Ⅱ－BまたはⅢによる。

3-3　構造特性係数

1) 構造特性係数は、表1-6-2に示す値を標準とし、原則として適切な実験等の資料にもとづいて定める。

2) 構造特性係数の下限値は０.３とする。

3) 表1-6-2の塑性変形能力の区分は、水平力の作用方向ごとに建築物全体について下記を標準とする。

a) 塑性変形能力Aは、次の条件をすべて満す場合およびこれと同等以上の塑性変形能力を有する場合とする。

イ　純ラーメン構造であること。

ロ　柱材の鉄骨は充複型であること。

ハ　柱の内法高さが柱の最大径の4倍以上であること。

ニ　1次設計における柱の軸圧縮力が、軸圧縮耐力の30%以下であること。

ホ　はり材の鉄骨は充腹型またはラチス型であること。

b）塑性変形能力Bは、下記各項のいずれかに該当する場合およびこれと同等以上の塑性変形能力を有する場合とする。

イ　塑性変形能力Aの条件のうち、イ、ロ、ニ、ホを満足し、かつ柱の内法高さが柱の最大径の2.5倍以上であるもの。

ロ　塑性変形能力Aの条件のうち、イ、ロ、ハ、ホを満足し、かつ1次設計における柱の軸圧縮力が軸圧縮耐力の40%以下であるもの。

ハ　塑性変形能力Aの条件のうち、イ、ハ、ニ、ホを満足し、かつ柱材の鉄骨がラチス型であるもの。

ニ　充腹型またはラチス型の鉄骨を用いたラーメン構造で、水平力の一部をぜい性的な破壊をしない耐震壁が負担するもの。

c）塑性変形能力Cは、上記以外の場合とする。

3-4　保有層せん断力の算定

1）建築物の保有層せん断力は、平面フレームの層せん断力の和として算定してよい。

2）区分Ⅱ－Aにおける平面フレームの層せん断力は次式によって算出する。

$$Q_B = \Sigma Q_C + \Sigma Q_W \qquad (3\text{-}4\text{-}1)$$

ここに

Q_B ：層せん断力

ΣQ_C ：柱（耐震壁の周辺柱は除く）のせん断力の和

Q_C ：柱のせん断力＝$(M_{U上} + M_{U下})/h$

ただし、塑性変形能力Cの場合は、1次設計において算出される柱のせん断力とする。

$M_{U上}$ ：柱頭の節点崩壊形が柱崩壊形の場合は、柱頭の終局曲げモーメント、はり崩壊形の場合は、はりの終局曲げモーメントの和の1／2。ただし、最上層では1／2を1とする。

$M_{U下}$ ：柱脚の節点崩壊形が柱崩壊形の場合は、柱脚の終局曲げモーメント、はり崩壊形の場合は、はりの終局曲げモーメントの和の1／2。ただし、最下層では1／2を1とする。

h ：柱の内法高さ

ΣQ_W ：耐震壁のせん断力の和

Q_W ：耐震壁のせん断力で、耐震壁のせん断耐力、曲げ耐力および基礎浮上り時耐力からきまるせん断力のうち最小のもの。せん断耐力できまる場合のせん断力は、塑性変形能力Aの場合は0、　Bの場合は0.5をせん断耐力に乗じた値とする。

3) 区分Ⅱ－BおよびⅢにおける平面フレームの層せん断力は、構成部材の曲げ耐力等に立脚し、適切な崩壊形を想定したうえモーメント分配法、仮想仕事法等を用いて算定する。

3-5 部材設計および構造規定

1) 柱およびはり部材は、それらの曲げ破壊以前にせん断破壊ならびにせん断付着破壊が生じないよう設計する。

2) 柱・はり接合部は、それに接続される柱およびはり材が曲げ終局状態に達するときに十分な余力をもつように設計する。

3) 耐震壁は、それが含まれる構面等の挙動にもとづいて決定される耐力時において、必要な変形性能を保有するよう設計する。

4) 部材および接合部は、別に示す構造規定を満足させるものとする。

4. 鋼構造建築物の耐震設計法

4-1 総 説

鋼構造建築物は地震による破壊を防止するのに必要な耐力および変形性能を有するように設計する。

4-2 設計区分

鋼構造建築物の耐震設計に適用する設計区分は次による。

1) 軒高31m未満のものは区分Ⅱ－Aまたは区分Ⅱ－Bによる。

2) 軒高31m以上45m未満のものは区分Ⅲ－Aによる。

3) 軒高45m以上のものは区分Ⅲ－Bによる。

4-3 構造特性係数

1) 構造特性係数は、表 1-6-2 に示す値を標準とし、原則として適切な実験等の資料に基づいて定める。

2) 構造特性係数の下限値は 0.3 とする。

3) 表 1-6-2 の塑性変形能力の区分は、水平力の作用方向ごとに建築物全体について、下記の事項を標準として行う。

a) 塑性変形能力Aは次の条件をすべて満たす場合およびこれと同等以上の塑性変形能力を有する場合とする。

イ ラーメン構造であること。

ロ ラーメン部材の端部および降伏の発生が予測される箇所で十分な塑性変形性能が確保されること。

ハ 柱、はりおよびそれらの接合部は座屈防止に関する構造規定を満足し、かつ柱・はり接合部は大きな回転に耐えられること。

ニ 1次振動モードが卓越すること、または剛性および剛重比の分布が均一であること。

b) 塑性変形能力Bは下記各項のいずれかに該当する場合およびこれと同等以上の塑性変形能力を

有する場合とする。

イ　ラーメン構造であって、高次振動モードを無視できないものまたは剛性および剛重比の分布が 1-6-7 に示す許容値に近いもの。

ロ　軸組ブレース構造であってブレースおよびブレースをとりまく骨組によって構成される構造部分がその層に作用する全水平力の20%以上を負担する構造

ハ　鋼板耐震壁、鉄筋コンクリート耐震壁等を有する骨組

c）塑性変形能力Cは、上記以外の場合とする。

4-4　保有層せん断力の算定

建築物の保有層せん断力は平面フレームの層せん断力の和として算定してよい。ただし、設計区分Ⅱ－Aにおいて、保有層せん断力を略算する場合には別に示すものによる。

4-5　部材設計および構造規定

部材ならびに接合部は所要の耐力および変形性能に応じた構造規定を満たさなければならない。

4-6　変形制限

鋼構造建築物の各層の間の相対変位角の許容値 D_i および全体の相対変位角の許容値 D_T の値は 1-6-8 に示す値にかかわらず、それぞれその層の非構造部材の破壊時相対変位角の 1／2 および 1／150 ラジアンとする。

5. プレストレストコンクリート造建築物の耐震設計法

5-1　総　説

プレストレストコンクリート造建築物は、地震による破壊を防止するのに必要な耐力および変形性能を有するように設計する。

5-2　設計区分

プレストレストコンクリート造建築物の耐震設計は、設計区分ⅡまたはⅢによる。ただし、区分Ⅱ－Aによることができるのは、階数 7 以下の建築物の場合にかぎる。

5-3　構造特性係数

1）構造特性係数は、表 1-6-2 に示す値を標準とし、原則として適切な実験等に基づいて定める。

2）構造特性係数の下限値は 0.3 とする。

3）表 1-6-2 の塑性変形能力の区分は下記の事項を標準とする。

a）塑性変形能力Aは、次の条件をすべて満たす場合、およびこれと同等以上の塑性変形能力を有する場合とする。

イ　プレストレストコンクリート部材の曲げひびわれ耐力と曲げ終局耐力の比は、0.6 以下であること。

ロ　プレストレストコンクリート部材の鋼材係数は 0.25 以下であること。

ハ　プレストレストコンクリート部材は、材端部から部材せいの 1.5 倍の範囲に 100 ㎜以下、部材せいの 1／4 以下、かつ普通鉄筋径の 6 倍以下の間隔で配置された、普通鉄筋を囲む曲げ拘束

筋を有すること。

ニ　プレストレストコンクリート部材のせん断終局耐力と曲げ終局耐力の比は、1.2以上であること。ただし、曲げ終局耐力が、1次設計における設計モーメントの1.5倍を上まわる場合は、この限りではない。

ホ　柱の内法高さは、柱の最大径の3.0倍以上であること。

ヘ　1次設計における地震時の柱の軸方向応力度は、コンクリート設計基準強度の30%以下であること。

ト　柱の引張鉄筋比は1%以下であること。

チ　柱はその曲げ終局耐力に対して十分なせん断終局耐力を有すること。

リ　壁はその曲げ終局耐力または浮上り耐力に対して、十分なせん断終局耐力を有すること。

b）塑性変形能力Bは、塑性変形能力Aの条件のうち、イ項の0.6、ロ項の0.25、ハ項の100㎜、ホ項の3.0およびヘ項の30の数値を、それぞれ、0.65、0.27、150㎜、2.5および40と置きかえた条件を満たし、かつ、ニ、ト、チおよびリの条件を満足する場合、およびこれと同等以上の塑性変形能力を有する場合とする。

c）塑性変形能力Cは、上記以外の場合とする。

5-4　保有層せん断力の算定

建築物の保有層せん断力の算定は、次の方法による。

1）建築物の保有層せん断力は、平面フレームの層せん断力の和として算定してよい。

2）平面フレームの保有層せん断力は、各部材の曲げ耐力に立脚し、適切な崩壊形を想定して算定する。

ただし、耐震壁の耐力は、基礎浮上り時耐力と曲げ耐力のうち、小さい方の値による。

3）各部材の曲げ耐力の算定に用いる材料強度は、原則として設計強度に基づくものとする。また、プレハブ建築物の場合を除き、はりの曲げ耐力算定にあたっては、床スラブ筋の効果を算入してよい。

4）各層の保有耐力を算出する場合の水平力分布形は、原則として1-6-5に示すものを用いる。

5）ただし、設計区分Ⅱ－Aにおいて、保有層せん断力を略算する場合には、次式によってよい。

$$Q_B = \beta \Sigma Q_{CD} + \Sigma Q_W \qquad (5\text{-}4\text{-}1)$$

Q_B：各方向における当該層の保有せん断力

β：当該層の主要な柱およびはり部材の曲げ終局耐力と、1次設計における断面設計用モーメントの比の平均値で、せん断破壊が曲げ破壊に先行する部材が含まれる場合にはその上限値は1.5とする。

ΣQ_{CD}：1次設計における当該層の柱の設計用せん断力の和

ΣQ_W：当該層の耐震壁のせん断力の和

Q_W：耐震壁のせん断力で、耐震壁のせん断耐力、曲げ耐力および基礎浮上り耐力から定まるせん断力のうち最小のもの。この場合、壁に接続する

境界ばりの存在を無視して略算してよい。せん断耐力できまる場合のせん断力は、塑性変形能力AおよびBの場合には0、Cの場合は0.5をせん断耐力に乗じた値とする。

5-5　部材設計および構造規定

1) 柱およびはり部材は、それらの曲げ破壊以前にせん断破壊等のぜい性破壊を生じないよう設計する。

2) 柱・はり接合部は、それに接続される柱およびはり材が曲げ終局強度に達する以前に破壊が生じないよう設計する。

3) 耐震壁は、それが含まれる構面等の挙動に基づいて決定される耐力下において、必要な変形性能を保有するよう設計する。

4) 部材は、その保有耐力を発揮するまでにぜい性的な破壊を生じないように、十分なじん性を有するように定めた部材の諸元および配筋等に関する構造規定を満足するように設計する。

6. 在来工法木造建築物の耐震設計法

6-1　総　説

在来工法木造建築物は、地震による破壊を防止するのに必要な耐力および変形性能を有するように設計する。

6-2　設計区分

在来工法木造建築物の耐震設計は、原則として設計区分Ⅰ－Aによるが、他の設計区分の適用を妨げない。

6-3　構造特性係数

構造特性係数は、原則として適切な実験等による資料に基づいて定める。ただし、上記によらない場合は、$K_1 = 0.4$、$K_2 = 0.3$とすることができる。

6-4　保有層せん断力の算定

各層の保有層せん断力は、その層にある架構のせん断力の和として算定してよい。

6-5　部材設計および構造規定

部材ならびに接合部は、十分な剛性、じん性および耐力を保有するよう設計されなければならない。

設計区分Ⅰ－Aにおける構造規定は、別に示すものによる。

7. 建築非構造部材の耐震設計法

7-1　総　説

建築非構造部材は、地震時におけるその破壊が、建築物の諸機能のうち地震時に保持すべき最低限度の機能に支障をきたすことがないように設計する。

7-2　耐震上の配慮を要する非構造部材

次のような非構造部材については、特に耐震上の配慮をする。

1) 道路、広場等に接する外壁およびそれを構成する部材。

2) 建築物の非常用通路、階段等に面する内壁、間仕切壁およびそれを構成する部材。

7-3 荷重および層間変位

非構造部材の安全性について計算を行うときの震度および層間変位は、次による。ただし、主体構造の推定応答量の大小により、割り増しまたは低減を行う。

1) 設計用震度

a) 非耐力壁のうち片持支持のもの、屋根ふき材、パラペットおよび笠木、外壁、看板等については、水平震度 1.0 とする。

b) 非耐力壁のうち片持支持以外のもの、配管、端末器等については、水平震度 0.5 とする。

c) 天井下地、仕上材、照明器具等については、垂直震度 1.0 とする。

2) 設計用層間変位

非耐力壁および上下方向配管の設計用相対変位角は、1／150 ラジアンとする。

7-4 構法の選択および部材の設計

1) 各部材およびその接合部の構法の選択にあたっては、地震時における作用（慣性力、変位）に対して、いかなる耐力および変形性能を持つ必要があるかを把握すること。

2) 各部材およびその接合部は十分な耐力および変形性能をもつように設計する。

8. 基礎および擁壁の耐震設計法

8-1 総 説

建築物の基礎および擁壁等は、地震時において上部構造の転倒を防ぐと共に、要求される機能の保持に対して重大な影響をもたらさないように設計する。

8-2 基礎の設計

建築物の基礎は、その上部構造体に対して適用する設計区分に応じ、原則として以下のように設計する。ただし、構造規定が別に定められている場合は、それによる。

1) 1次設計が適用される建築物の基礎は、1次設計用の地震荷重によって許容応力度を越えないように設計するとともに、浮上りの生じないことを確認する。

2) 2次設計が適用される建築物の基礎は、2次設計用の地震荷重によって、基礎の破壊による上部構造の転倒が生じないように設計する。ただし、建築物と地盤との間の相互作用を考慮した適切な解析を行う場合はこれによる。

8-3 擁壁の設計

擁壁は、地震時に作用する土圧に対しても崩壊することのないように設計する。

9. 既存建築物の耐震安全度

9-1 耐震性評価システム

既存建築物の耐震性は、当該建築物の保有する耐力や変形性能に加えて、その構造形態や経年変化に

基づいて評価するが、具体的な評価手法や判定方法は、原則として本編1章に記した内容を満足するものとする。

9-2　耐震補強システム

前項の方法により耐震安全性が十分でないと判断された建築物を補強する場合、採用する補強工法の効果は適切な調査研究によりこれを定め、更に補強後の建築物の耐震性の評価ならびに判定方法は、原則として本編1章に記した内容を満足するものとする。

新耐震設計法(案)解説

昭 和 52 年 3 月

第　Ⅰ　編

（基本事項関係）

1. 対　象

（本　文）

本耐震設計法は、土木構造物および建築物を対象とする。

2. 用語の定義

（本　文）

本耐震設計法に用いる用語を、つぎのように定義する。

(1) 耐震設計法

構造物等を耐震的に設計するための、整合性のある設計諸過程の総称。

(2) 耐震計算法

耐震設計法の主要な部分をなす設計過程であって、構造物等の諸元の決定は主としてこの過程で行われる。また安全性の照査も、通常この過程に含まれる。

(3) 地盤の特性

構造物の耐震性に影響のある地盤の力学的特性。

(4) 構造物系

構造物本体およびその支持地盤の総称。

(5) 地震応答

地震動に起因した構造物系の挙動。

(6) 地震荷重

耐震計算法において用いられる工学的に評価された地震力。

(7) 震度法

地震荷重を構造物に静的に作用させて計算する耐震計算法。

(8) 修正震度法

構造物および地盤の地震応答を考慮し、地震荷重を定めて行う耐震計算法。

(9) 応答変位法

構造物の地震時における挙動を、周辺地盤の変位によって主として支配されるものとして解析する計算法。

(10) 動的解析法

構造物、地盤を動力学的にモデル化し、解析する計算法。

(11) 構造規定

構造物の性能を確保するために定められた構造細目、構造細則などの総称。

(12) 構造規定による設計

構造規定の定めるところに従って構造物の諸元、材料等を決定する設計。

(13) 地震動強度

地震時の地震動の強さの総称で、加速度、速度および変位の大きさを表わす指標。

(14) 設計水平震度

耐震計算に用いられる水平震度。ここで水平震度とは、構造物の任意の高さの水平面に作用する水平方向の地震荷重をその高さの水平面に集中していると仮定しうる構造物の重量で除した値をいう。

(15) 標準設計水平震度

耐震計算に用いる水平震度の標準値。

(16) ベースシヤ係数

構造物の地表面より上の水平面に作用する地震荷重の総和を地表面より上の構造物の重量で除した値。

(17) 地盤種別

地盤の特性に応じて、工学的に評価された地盤の種別。

(18) 地震活動

ある地域での地震発生頻度および地震動強度。

(19) 強震記録

工学的あるいは理学的強震計で得られた地震動記録。

(20) 模擬地震波

建設地点の地盤の特性、地震活動度、建設しようとする構造物の構造特性などを勘案して人工的に作られた地震波。

(21) 部材の保有耐力

部材の有する終局耐力。

(22) 流動化（または液状化）

飽和した砂質地盤が、地震動による間げき水圧の急激な上昇により、せん断強度を失い、土の構造の流動的な破壊が生ずること。

3. 耐震設計の基本方針

（本　文）

構造物の耐震設計にあたっては、当該構造物の構造諸特性、用途、種別、規模、立地条件、類似構造物および地盤の震害経験等を考慮し、本耐震設計法に示す耐震計算法を用いて安全性の照査を行う。

（解　説）

構造物の耐震設計にあたっての基本条件は、地震動による当該構造物の挙動に対して、正しい認識を設計者が把握することである。この地震動に対する構造物の挙動は、本文で示したような要素に支配される。

ここで構造諸特性とは、構造物が有する各次の固有振動数、振動モード、刺激関数等、剛性と重量の平面、立面的な分布状態、部材、接合部の弾塑性耐力、変形性能、地盤の耐力と変形性能、および構造物と地盤との関連性を意味する。

規模は平面的な広がり、立体的な高さ、重量等、物理的な規模等である。

まれに発生する被害地震の工学的特性は、完全には判明していない。現在の知見に基づいて、耐震設計を行い、安全性の照査を行う場合、類似構造物の震害経験の資料は重要である。一方、所定の耐震設

計法を用いる場合、でき得る限り高い設計技術を活用すべきであり、例えば構造物の地震動に対する挙動が不明確な場合は、実験研究等によって耐震性能を確認するか、あるいはより詳細な耐震計算を行うなどして耐震安全性を保証するよう最善を尽すことが望まれる。

また本設計法は上記のようにでき得る限り任意性を設計者にゆだねており、将来の調査研究の成果を積極的に導入することを期しているが、極端に異質な手法等によるものの耐震安全性を保証することも必要であるので、所要の数値には、ある下限値を設けている。

なお、耐震設計を行うにあたっては、他の荷重との組合わせを充分考慮すべきことは云うまでもない。

3-1　耐震設計の基本手順

（本　文）

耐震設計は原則として以下の手順に従って行う。

1）地域特性を考慮した工学的な地震動強度の設定

2）建設地点の地盤特性、および構造物系の地震応答を考慮した地震荷重の設定

3）構造物の諸元の決定

4）安全性の照査

上記手順のうち必要な段階において、当該構造物の用途、種別、規模、立地条件、類似構造物および地盤の震害経験等を勘案する。

（解　説）

図3-1-解1に耐震設計の基本的手順が示されている。原則的に耐震設計は3-2「耐震計算法」によって得られる数値量および耐震設計の過程において数値的には表現できない耐震性を、構造部材の形状、配置、接合方法および補強法等に対して制限を設ける〝構造規定〟によって行う補足設計から成り立っている。

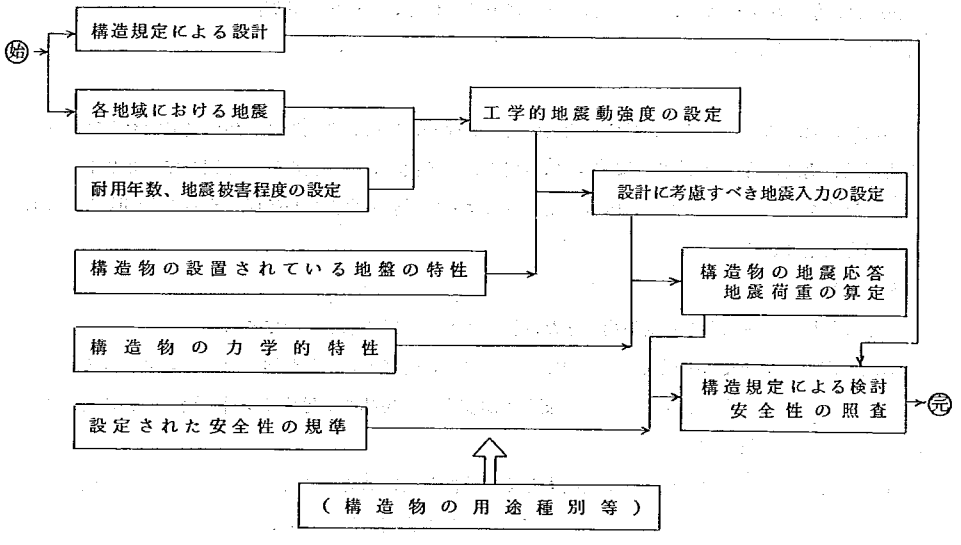


図3－1－解1　耐震設計の基本的手順

またこの図3－1－解1が示すように、通常は地震荷重を算定するに至るまでに多くの過程を必要とするが、構造規定のみによる耐震設計もあり得るし、途中の過程を省略することも場合によっては可能である。このことは、3-2-2に示されている。

3-2　耐震計算法

3-2-1　耐震計算法の種類

（本　文）

本耐震設計法において用いる耐震計算法は、原則として次のいずれか、あるいはこれらを組み合わせたものとする。

i）震　度　法

ii）修正震度法

iii）応答変位法

iv）動的解析法

a）応答スペクトル法

b）時刻歴応答解析法

（解　説）

耐震計算法の種類は、つぎの4種類に大別される。

i）震度法；地震荷重を構造物に静的に作用させて計算する耐震計算法。

ii）修正震度法；構造物および地盤の地震応答を考慮し、地震荷重を定めて行う耐震計算法。

iii）応答変位法；構造物の地震時における挙動を、周辺地盤の変位によって主として支配されるものとして解析する計算法。

iv）動的解析法；構造物、地盤を動力学的にモデル化し、解析する計算法。

3-2-2　耐震計算法の選択

（本　文）

構造物の設計にあたっては、当該構造物の用途、種別、規模、立地条件、類似構造物および地盤の震害経験、構造諸特性の解明の度合、構造規定の整備状況、施工精度等を勘案して、3-2-1に示す耐震計算法を選定する。ただし、構造規定のみによって所要の耐震性を確保しうることが明らかなものは構造規定による。

（解　説）

各耐震計算法の対象となる構造物、または施設は大略下記に示すものである。

構造規定のみ：一般に小規模の構造物で、構造規定の内容に想定した地震荷重に対する各部材の応力度、ひずみ、および変形等が安全性の規準を満足する条件を含んでいるものを対象とする。

i）震度法；一般にマッシブな構造物もしくは剛性が高い構造物であって、その構造物の地震動に対する特性が、個々の場合について各々算定しなくとも、あらかじめ解析されており、これに従って耐震計算を行っても、耐震安全性が確保されるような構造物を対象と

する。

ii) 修正震度法；構造物の動的特性の一部が算定されれば地震動に対するその他の特性が、或る範囲内で推定し得るもので、震度法では検討不充分となった構造物も、この修正震度法の対象とする。

iii) 応答変位法；地中構造物ないし大部分が地中にある構造物でその挙動が主として周辺地盤の運動に支配されると考えられる構造物を対象とする。

iv) 動的解析法；大規模な構造物または周辺社会に及ぼす影響の大きな構造物で、その地震動特性が単純ではなく、また同種の構造物についての過去の震害事例がすくないもので、当該構造物を適切な動的なモデルに置換して、その地震動特性を算定しなければならない構造物および修正震度法では検討不充分となった構造物を対象とする。

3-2-3　耐震計算上の注意事項

（本　文）

耐震計算にあたっては、当該計算法の規定のほか次の事項を配慮する。

i) 当該構造物の構造形式上の特殊性

ii) 当該構造物の変形性能

iii) 地震荷重の作用方向

（解　説）

じん性に富んだ変形性能は、構造各部材、および構造全体についても要求される。構造架構全体の変形性能を確保するにあたっては、平面的にも、立体的にも耐震要素のつり合い良い配置が望まれる。

平面的な耐震要素の不均一な配置は偏心率が大となり、立面的に剛重比が急変する所には、入力する振動エネルギーが集中する[1]。このことからも耐震要素のつり合い良い配置が望まれる。

強震動によって構造物に入力する単位質量あたりの振動エネルギーは、その構造物の弾性、または弾塑性挙動にかかわらず、ほぼ一定であることが、強震記録による構造物の弾塑性挙動の解析および実験の結果から判明している[2]。この実験から、たとえ構造物の弾性域内での耐力が大きくなくとも、部材の降伏後の安定した変形能力があれば、入力した振動エネルギーを吸収することが可能であり、従って構造物が崩壊に至ることがないと考えることができる。耐震設計において、耐震耐力と同様、またはそれ以上に、じん性に富んだ変形性能が重要であるのは、この事実によるものである。

なお、構造物の降伏後の変形性能を期待するためには、一般に次の条件を吟味することが求められる。

降伏後も、部材の安定した耐力が確保されること。特に薄肉構造を主体とした部材では、塑性域における部材の局部座屈による耐力の低下に留意すること。

降伏による部材剛度の低下により、構造物全体の剛度が低下し、構造物全体として不安定にならないこと。特に不静定次数の低い構造物では構造物全体の剛度の保持に留意すること。

地震動の作用方向は原則として水平２方向と、必要に応じて鉛直方向を考慮する。

水平２方向、鉛直方向の主要動方向の他に、地震動の位相差に起因する支点間の強制変位または、

振れを与えるような地震動もあって、この効果を考慮すべき場合もあることに留意を要する。地震動の水平の直交2方向間に対する耐震計算に、原則的には両方向の連成効果とか、相関性は一般に考慮しない。地震動の鉛直方向と水平方向の強さの比については、4-2-1の解説に示されている。また鉛直方向を考慮すべき対象構造物については、4-3-2の解説に示してある。

3-3　安全性の照査

（本　文）

安全性の照査は3－2に示した耐震計算法の計算過程において、許容応力、許容変位、終局耐力、終局変位などを用いて行う。ただし、構造規定によって所要の耐震性を確保しうることが明らかなものはそれによる。

（解　説）

構造物の安全性は、荷重と構造物の力学的性能が平衡するような理想的な尺度によって評価できることが望ましい。しかしながら、実務においては、上述の力学的要因の他に、その構造物が具備している社会的な使命の重さ、いわば重要性、またその構造物が損壊することによって及ぼす社会への影響、いわば迷惑度という社会的要因を考慮して、安全性を評価している。

本耐震設計法においては、これらの社会的要因を安全性評価にとり入れる手続きとして、3-1にも示してあるように、構造物の用途、種別等によって、それらの社会的要因を、荷重もしくは構造物の力学的性能もしくはその両者に加重してよいとしている。

工学的には、それぞれの構造物の要求性能を応力、変位などで表わし、かつ所要の信頼性の値をみたしているかどうかを照査することが必要となる。しかしながら、耐震計算の後に、このような照査を行うのは、はん雑であるので、本設計法においては、それぞれの計算法の中で用いるべき許容応力、許容変位、終局強度、終局変位などを各種構造物ごとに定めておき、耐震計算の過程において安全度の照査を行うように規定した。

上記の許容応力等を決定する場合には荷重および構造物の力学的性能には、ばらつきを考慮する必要がある。例えば、自重に比べて地震による荷重、構造材料に比べて土材料はそれぞれ大きなばらつきをもつのが普通である。特に土材料では間げき水が材料の品質のばらつきをより大きくしている。

なお、構造規定のみで安全性が確かめうるものについては許容応力などの数値によらなくてもよいこととした。

以下には安全度の照査に関する基本事項を示す。

1）構造物の要求性能

構造物の要求性能は、構造物単体としての性能、地域・地区の機能と関連した集団としての性能の両面から検討されなければならない。また機能面、財産保全面、人命の尊重面に対する配慮は、それぞれの構造物の用途・規模などの特殊性を勘案して、釣合いよく行うことが必要である。

2）安全度の工学的表示方法

安全性の検討は、ある荷重外力による応力（S）とその応力の生じている部分の強度（R）と比較してみるというのが最も基本的な手法であろう。当然、安全であるためには強度の方が応力より大きく

なければならないので、

$$R \geqq S \qquad (3\text{-}3\ \text{-解}1)$$

であるように設計するのは自明である。

しかし、応力は確定的に与えられる場合はほとんどなく、大なり小なりあるバラツキを持っているので、

$$S^* = m_s + k_s\,\sigma_s \qquad (3\text{-}3\ \text{-解}2)$$

$$= m_s(1 + k_s\,\Omega_s) \qquad (3\text{-}3\ \text{-解}3)$$

S^* ： 応力

m_s ： 応力の平均値

k_s ： 係数

σ_s ： 応力の標準偏差

Ω_s ： 応力の変動係数($\Omega_s = \sigma_s / m_s$)

と表わしておく方が合理的であろう。

一方、強度もあるバラツキを持っているので、応力と同様に次のように表わしておくのが、より合理的であろう。

$$R^* = m_R - k_R\,\sigma_R \qquad (3\text{-}3\ \text{-解}4)$$

$$= m_R(1 - k_R\,\Omega_R) \qquad (3\text{-}3\ \text{-解}5)$$

R^* ： 強度

m_R ： 強度の平均値

k_R ： 係数

σ_R ： 強度の標準偏差

Ω_R ： 強度の変動係数($\Omega_R = \sigma_R / m_R$)

ここで、応力と強度とを比較する方法を考えてみると、

① 応力と強度それぞれの平均値を比較する。すなわち

$$m_R \geqq n\,m_s \qquad (3\text{-}3\ \text{-解}6)$$

ここで、

$$n = \frac{m_R}{m_s} \qquad (3\text{-}3\ \text{-解}7)$$

とすると、nは中央安全率と呼ばれているものである。

nは色々なバラツキ等を考慮に入れて、要求される性能をもとに決められるものであるが、nには色々なバラツキを一まとめにしているため、これにより破壊の確率や信頼性の比較、算定は直接にはできない。

② 応力と強度にあらかじめバラツキを考慮し、ある応力とある強度を想定し、それらを比較する。すなわち

$$R^* \geqq n^* S^* \qquad (3\text{-}3\ -解8)$$

ここで、

$$n^* = \frac{R^*}{S^*} = \frac{m_R(1 - k_R Q_R)}{m_S(1 + k_S Q_S)} = \frac{1 - k_R Q_R}{1 + k_S Q_S} n \qquad (3\text{-}3\ -解9)$$

とすると、n^*は公称安全率と呼ばれるべきものである。n^*の算定時には、公称最大応力と公称最小強度を算出する際に、それぞれのバラツキを考慮し、確率的に取りあつかっていると考えられるが、それでもn^*のみでは、破損の確率や信頼性の比較・検討ができないことがある。

③ 強度と応力の差の平均（すなわち強度の平均と応力の平均の差）と、その標準偏差とを比較する。すなわち、

$$m_{R-S} = m_R - m_S \geqq \beta \sigma_{R-S} \qquad (3\text{-}3\ -解10)$$

ここで、

$$\beta = \frac{m_R - m_S}{\sigma_{R-S}} = \frac{1}{Q_{R-S}} \qquad (3\text{-}3\ -解11)$$

β は安全指数とも呼ばれているものであり、強度と応力の差の変動係数の逆数となっている。

次に信頼性について考えてみよう。信頼性とはある要求がその機能を満足に果す確率であると定義するならば

$$P\left[R > S\right] = P\left[R - S > 0\right]$$

$$= P\left[\frac{(R-S) - m_{R-S}}{\sigma_{R-S}} > \frac{-m_{R-S}}{\sigma_{R-S}}\right]$$

$$= P\left[U > -\frac{1}{Q_{R-S}}\right] = P\left[U > -\beta\right] = 1 - F_u(-\beta) \cdots\cdots\cdots (3\text{-}3\ -解12)$$

$P[\ ]$：信頼性を表わす確率

U ：ゼロ平均を持った標準偏差1のランダム変数

F_u ：Uの確率分布関数

となる。

以上より①、②の方法では信頼性を直接算定はできないが、③の方法では信頼性と結びつけて安全性の照査が可能であり、より合理的な設計体系を形成すると考えられる。しかしながら、現段階では③の方法を採用するにはデーターや研究が十分ではないため、①あるいは②の方法を用いざるを得ないであろう。

以上では強度と応力ということで比較をしてきたが、構造物等の安全性というものは、単に強度と応力の比較でのみ検討できるものではなく、変形や振動数、振幅等についても検討を行わなければならないが、RとSを広い意味で考えることにより上述の方法が全て適用できる。

参 考 文 献

1) 加藤 勉、秋山 宏：地震時におけるせん断型多層骨組の倒壊条件、日本建築学会論文報告集、№ 244、昭和51年6月

2) Veletsos, A. Sand Newwork, N. H : Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions, ,Proc. of the 2nd WCEE, Vol. II, July 1960

3) 昭和50年度建設省総合プロジェクト報告書「共通耐震設計体系の確立（新耐震設計体系について）」、昭和51年3月、建設省建築研究所

4) 昭和51年度建設省総合プロジェクト報告書「目標公準に関する基本調査」、昭和52年3月、建設省建築研究所

5) K. NAKANO, Y. AOKI and K. WATANABE : A Proposal for a Rational Aseismic Structural Design Process, BRI Research Paper No. 68, Sept. 1976

6) 中野 清：建築構造の安全性に関する研究の現状、建築研究報告№ 73、1976年3月、建設省建築研究所

7) 青木義次：重要度係数の最適化、建築研究報告№ 74、1967年10月、建設省建築研究所

8) 構造物の安全性・信頼性、土木学会編、昭和51年10月

9) 松尾 稔：盛土の設計安全率決定に関する研究、土木学会論文報告集、№ 203、1972

4. 標準設計地震入力および地震荷重

4-1 既往の地震

（本 文）

構造物の建設地点付近における地震動強度の設定に際しては、既往の地震発生状況を、必要に応じて考慮する。

（解 説）

日本およびその周辺の海域で発生した地震個数を、地震資料の信頼度の高低によって期間別、地震のマグニチュード別に表4-1－解1に示す。この表に示された地震のうち、巨大地震（$M \geqq 7.5$）については、416年～1976年4月の期間に、$7.5 > M \geqq 6.5$ の地震については、1926年～1976年4月の期間に、$6.5 > M \geqq 5.5$ の地震については、1961年～1976年4月の期間に発生した地震の震央位置をそれぞれ図4-1－解1(A)、(B)、(C)に示す[1]。

一般に地震資料を種々の目的に応じて処理する場合、より長期間で広い範囲の資料を用いる事が望ましいが、過去にさかのぼればのぼる程、地震のマグニチュードや震源位置の精度が悪く、資料の有無も人口の多少に影響される等不備が多い。気象庁から発表されている1885年以後の資料は国内で充分整備されたものであるが、1885年～1925年の期間では、河角博士の値を基にして決定されているため、1926年以後の資料に比して、地震のマグニチュードを多少過大評価されているといわれており、資料の使用にあたっては注意する必要がある。

しかし、1926年以後の短期間の資料では、ある地点での地震活動を示し得ない事を考慮して、比較的

信頼度の高い歴史的資料をも含め、1600 ～ 1973年間に発生した破壊的な地震の震央位置を図4-1 －解2に示した。図では、地震のマグニチュード$M \geqq 6$以上のものを示しており、なかでも$M \geqq 7.9$のものは黒丸となっている。図からわかるように、$M \geqq 7.9$以上の巨大地震は、北海道根室、岩手、関東、東南海沖合に発生している。一方国内の陸地部にもかなりの地震が発生しており、これら内陸部に生じるいわゆる直下型地震は日本海側の沿岸附近に発生している中規模地震と共に、4-2-2に示す地域区分とあわせて配慮する必要があろう。

表 4-1 －解 1

マグニチュード / 期間	M 不詳	$M < 5.5$	$5.5 \leqq M < 6.5$	$6.5 \leqq M < 7.5$	$7.5 \leqq M$	合計
西暦 416 ～ 1800	1	4	24	74	18	121
1801 ～ 1884	1	0	20	16	4	41
1885 ～ 1925	106	386	1, 607	603	66	2, 768
1926 ～ 1960	768	2, 584	795	112	12	4, 271
1961 ～ 19764	1, 948	6, 646	393	40	5	9, 032
合計	2, 824	9, 620	2, 839	845	105	16, 233

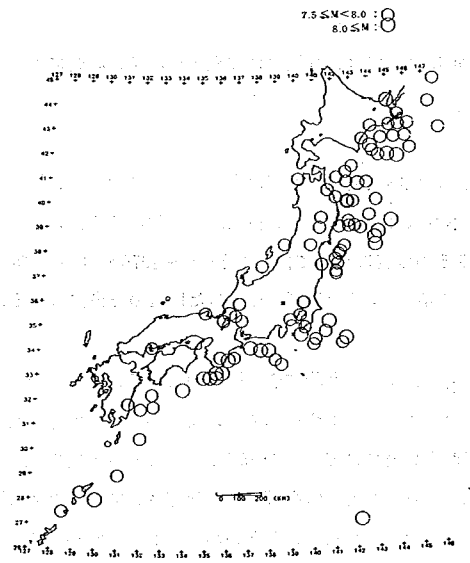


図 4-1 －解 1 （A）
M≧ 7.5，416年～1976年4月

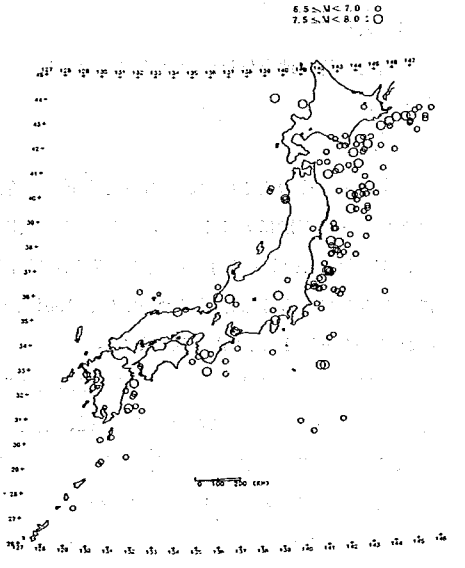
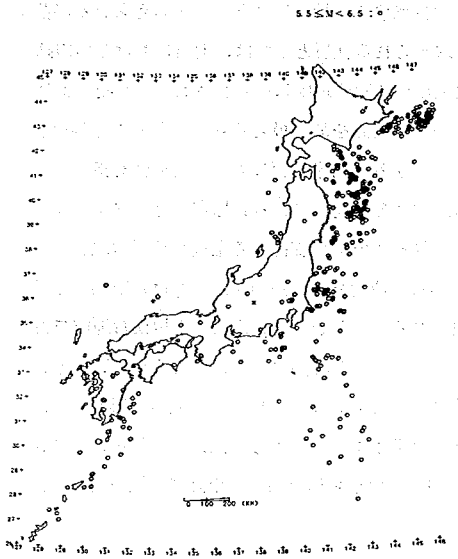


図 4-1 －解 1 （B）
6.5≦M< 7.5，1926年～1976年4月



1961年～1976年4月

図 4-1 －解 1 （C） 5.5≦M＜6.5，

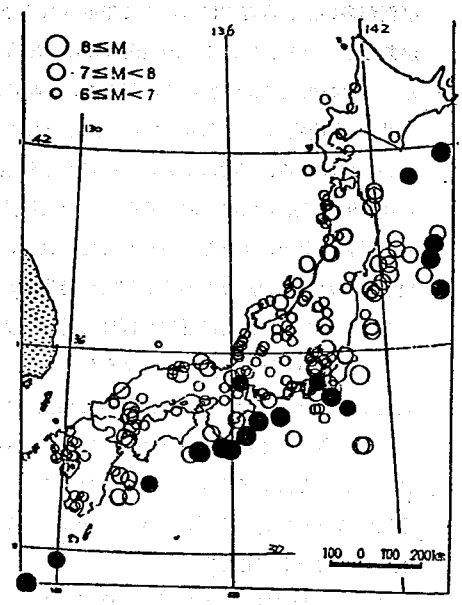


図 4-1 －解 2

M≧ 6, 1600年～1973年

4-2 地震動の工学的特性

4-2-1 地震動の工学的特性の設定

（本 文）

地震動の工学的特性は、強震記録等を勘案して設定する。

（解 説）

i) 一般的事項

耐震計算において想定する地震動を工学的な設計の立場から決定する際に考慮すべき主要な事項としては、地震動の強度、周期特性、継続期間および構造物の固有振動周期、減衰特性が挙げられる。前者の3つは地震動そのものの持つ特性であり、後者の2つは設計される構造物が持つ特性である。設計に考慮する地震動は構造物の特性に応じて過不足なく設計に必要な諸量が算定できるよう設定することが必要である。

地表上で記録された地震動は、その周辺における地盤条件の影響を受けていると云われているが、構造物の建設地点と地震記録の得られた地点とでは地盤条件が異なるのが普通であり、このような際に地盤条件の差異を念頭におかないで地震記録をそのまま耐震計算に用いることは合理的ではない。このような点を耐震計算に取り入れるための計算法の一つとして地盤中の地表面に近い所で地盤の影響が入らないかもしくはその度合いの少ない地盤を想定し、その上面において地震動を想定することにより地盤の応答を得て、これを基に構造物の耐震計算を行うことが考えられる。このような地盤の設定は地質学的な条件をもとに定めたり、あるいは力学的な特性に基づいて定められる

事例が多いが、本質的にはそこで想定される地震動が具備する特性の問題としてとらえられる必要があろう。その際に、この地盤面における地震動に求められる性質としては、他所における地震動との特性を相互に比較することができ、同時に地表上の構造物や地中に根入れされた構造物および地中の構造物のいずれに対しても統一した考え方で地震動を取り扱えるものであることが望ましい。すなわち、前者はこの地盤面における地震動に対する幾何学平面における普遍性を指向しており、後者は鉛直面内における地震動の取り扱いの柔軟性を指向している。想定した地盤面で与える地震動が上記のような性質を有していれば、その特性を工学的に支配する主要な要因は地震の規模と震源からの距離であろう。地震の発生した場所から構造物までの距離が遠ければ地震動の強度は一般に低下し、反対に近ければ地震動の強度は強くなる。したがって、比較的小規模な地震であって構造物から遠方で発生したような地震は耐震設計上考慮する必要は少ないであろうし、一方、大規模な地震の場合には比較的遠方で発生した場合であっても、なお、構造物に相当の影響を与えることがあると考えられるため、耐震設計上考慮する必要があるであろう。動的解析等において複数の地震動を使用するような場合には、このような地震動のうち何種類かの相互に特性を補完しあう関係にある地震動を選び出すことが望ましい。

ii) 地震動の工学的特性

地震動の工学的特性は地震の規模（マグニチュード），震源のメカニズム、建設地点までの地質と地形、震源距離、および建設地点附近の地盤の特性等によって変化するものである。これらの各要素のうち工学的に使用できる要素は、現在の知見から判断して、地震のマグニチュード、震源距離（あるいは震央距離）および建設地点附近の地盤特性の3者が考えられる。以下にこれらを考慮して、地震動強度を算定するための解析結果の例を示す。

a) 地盤の特性を限定した場合の地震動加速度の解析例

地盤特性の影響を除外できる、ある深さと硬さを有する全国共通の地盤を地震動の標準的な地盤とし、この標準的な地盤の地表面では、地震のマグニチュードと震源距離が同一ならば、地域の差はなく全国どこでも一様の地震動の特性であると仮定する。この標準的な地盤の地表面における地震動の最大加速度、最大速度、最大変位、継続時間、鉛直動と水平動の強さの比および両地震動間の相関性について、以下にそれらの概略を示す。地震動はランダム性が強く一義的に数値を捉えることができず、集団としての代表値として表現すべきものであり、かつこの代表値を得るに充分な強震動の記録数が存在していないため、これら代表値も資料蓄積に従って変遷するものであることに留意すべきである。

① 標準的な地盤における地震動の最大加速度、最大速度：工学用強震計による地震動の加速度記録から求めた地震のマグニチュードM、震央距離Δと地震動の最大加速度との関係曲線の1例を図4－2－解1に示す。この図は我が国に発生した51回の地震（ただし、震源深さ60㎞以浅に限る）に際して得られた301個の強震記録から推定した、各種地盤の地表面加速度の平均値である[1]。

次に、図4－2－解2は標準的な地盤における最大速度値を地震のマグニチュードMと震央距

離△(km)によって表わしたものである。これは我が国の標準的な地盤で得られた強震記録を確率論的に処理したものである[2]。ここでは、震源深さDを下式のように地震のマグニチュードMの関数としている[3]。

$$D\ (\mathrm{km}) = 10^{0.353M - 1.134}$$

ここに示した最大速度値あるいは最大加速度値は、工学的に判断して構造物の応答に影響の大きい地震動の部分について示してある。ここでは構造物の応答の振動数の範囲よりはるかに高い振動数を有する高い値の加速度および速度は除外されている。

② 最大加速度、最大速度、最大変位、スペクトル強さおよび水平動と鉛直動の強さの比：我が国、および米国における200余の強震記録から各種最大値、強さ間の比を確率論的に求めた結果が表4-2－解1である[4]。

ただし、最大速度値、最大変位値およびスペクトル強さは加速度記録を積分して得られた値である。表4-2－解2はこの比を求めるにあたっての重相関係数であり、表4-2－解3はこの比の標準偏差を倍率の形で示したものである[4]。

③ 地震動の継続時間：震源の規模によって地震動の継続時間は変わり、この震源の規模を代表するマグニチュードが継続時間を決定する支配的要素であるとされている。

継続時間は定義の仕方によって多少異なるが、すでに提案されている地震のマグニチュードと継続時間の関係の主要なものを図4-2－解3に示す。図中の2つの式は我が国の強震記録について解析した結果であって、式(A)は記録の初めから最大値の5％以下に加速度が減衰するまでの時間（sec）、また式(B)は加速度が最大値の50％以上である時間（主要動の継続時間）(sec)と地震のマグニチュードMの関係[1]を示したものである。

標準的な地盤の地表面における強震動の周期特性は上記のようにランダム性の強いものであり、一義的なものではない。しかしながら強震動の応答スペクトル曲線においては、マグニチュードが大きくなる程、応答スペクトルに現われる卓越周期の値が大となり、応答スペクトルの絶対値も増大するのが一般的傾向である。図4-2－解4は標準的な地盤における速度応答スペクトルが示されている。この図は標準的な地盤の地表上で得られた我が国の強震記録135成分を確率論的に処理して得られたものである。図4-2-解4(A)は地震のマグニチュードを8.0として震源距離を変化させたもので図4-2－解4(B)は震源距離を50kmとして地震のマグニチュードを変化させたものである[4]。

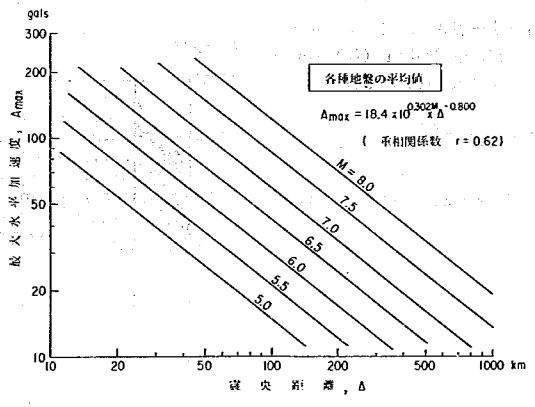


図4－2－解1　震央距離と最大水平加速度との関係

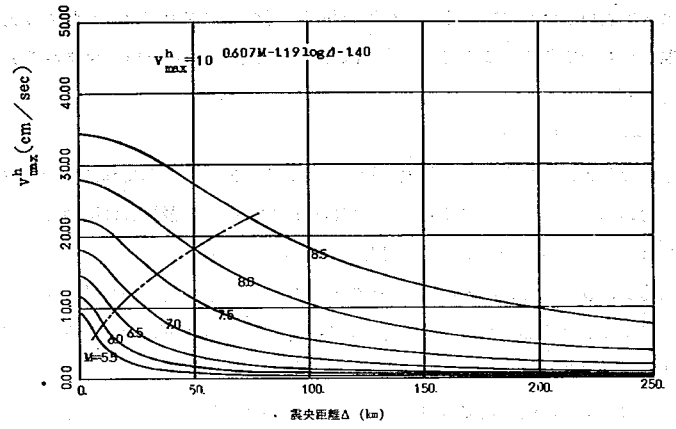


図４－２－解２　標準的な地盤における水平方向の最大速度V^h_{max}と震央距離Δの関係

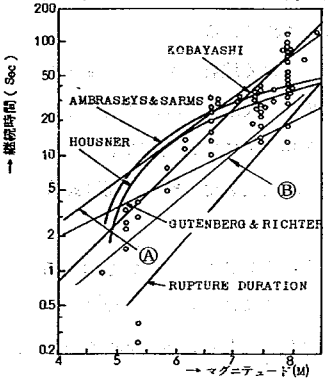


図４－２－解３　地震のマグニチュードMと継続時間t（秒）の関係

図中でⒶⒷの式はそれぞれ

Ⓐ：$t=10^{\frac{M-2.5}{3.23}}$

Ⓑ：$T_d=3.89\times10^{0.466M-4}\cdot\Delta^{0.589}$

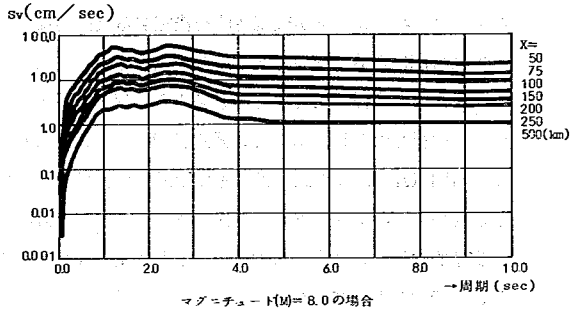


図４－２－解４(A)　地震のマグニチュードM＝８としたときの標準的な地盤における速度応答スペクトルSv（cm／sec）（減衰定数は0.05）と震源距離Xの関係

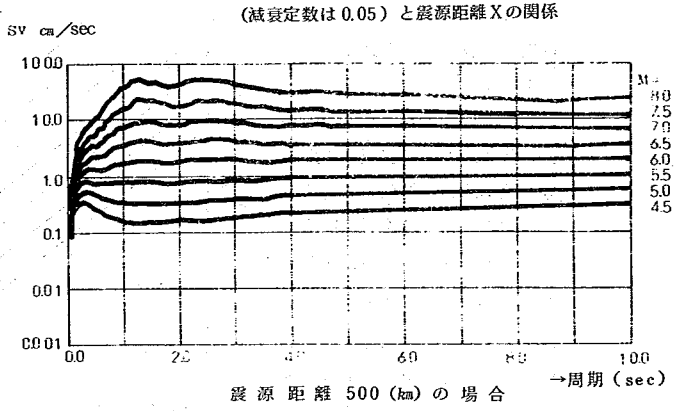


図４－２－解４(B)　(A)と同様で震源距離50kmとしたときのもの

表 4-2 －解 1　各最大値等の間の比

－	A	V	D	SI 0.0	SI 0.2
A	1. 669 (0. 532)	0. 0961 (8. 701)	0. 0389 (15. 98)	0. 579 (1. 429)	0. 227 (3. 945)
V	9. 921 (0. 0880)	1. 753 (0. 448)	0. 440 (2. 000)	5. 921 (0. 162)	2. 242 (0. 431)
D	17. 67 (0. 0406)	1. 839 (0. 476)	1. 555 (0. 468)	11. 81 (0. 0710)	4. 290 (0. 181)
SI 0.0	1. 551 (0. 511)	0. 157 (5. 821)	0. 0741 (10. 63)	1. 887 (0. 489)	0. 371 (2. 610)
SI 0.2	4. 819 (0. 186)	0. 469 (2. 035)	0. 216 (3. 164)	2. 855 (0. 334)	2. 038 (0. 435)

(注 1)　A：最大加速度（gal）　V：最大速度（cm/sec）　D：最大変位（cm）
　　SI 0.0：スペクトル強さ（減衰定数が 0.0）（cm）
　　SI 0.2：　〃　〃　（　〃　0.2）（cm）
(注 2)　対角要素は鉛直方向の水平方向の強さに対する比を表わす。
　　（ ）内は水平 〃　鉛直 〃　〃　〃　〃　〃
(注 3)　対角要素より上半部は水平方向の強さの比
(注 4)　〃　〃　下半部は鉛直 〃　〃　〃

表 4-2 －解 2　各最大値等の間の比の重相関係数

	A	V	D	SI 0.0	SI 0.2
A	0. 905	0. 841	0. 587	0. 830	0. 902
V	0. 892	0. 798	0. 876	0. 957	0. 986
D	0. 739	0. 888	0. 702	0. 826	0. 770
SI 0.0	0. 815	0. 923	0. 786	0. 924	0. 970
SI 0.2	0. 911	0. 960	0. 791	0. 960	0. 897

表 4-2 －解 3　各最大値等の間の比の標準偏差

	A	V	D	SI 0.0	SI 0.2
A	1. 472	1. 799	2. 339	1. 914	1. 592
V	1. 837	1. 528	1. 524	1. 349	1. 343
D	2. 323	1. 535	1. 726	1. 758	1. 897
SI 0.0	1. 866	1. 469	1. 954	1. 365	1. 288
SI 0.2	1. 607	1. 439	1. 991	1. 259	1. 432

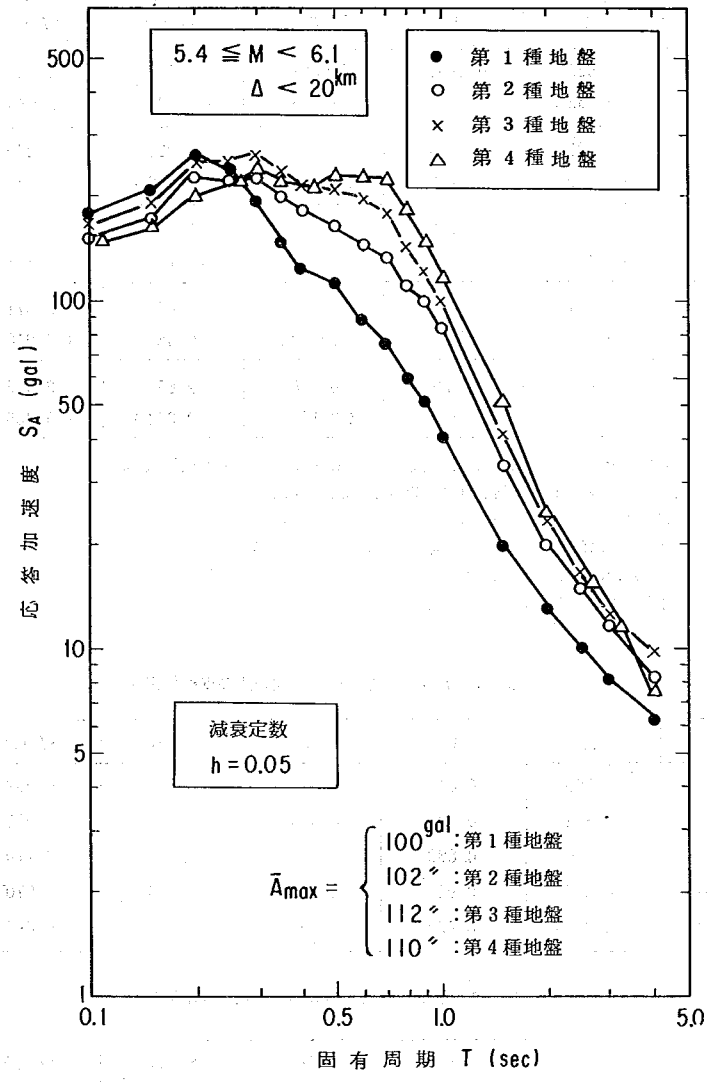


図 4－2－解 5(A)　加速度応答スペクトル曲線（5.4≦M≦6.1、Δ＜20km）

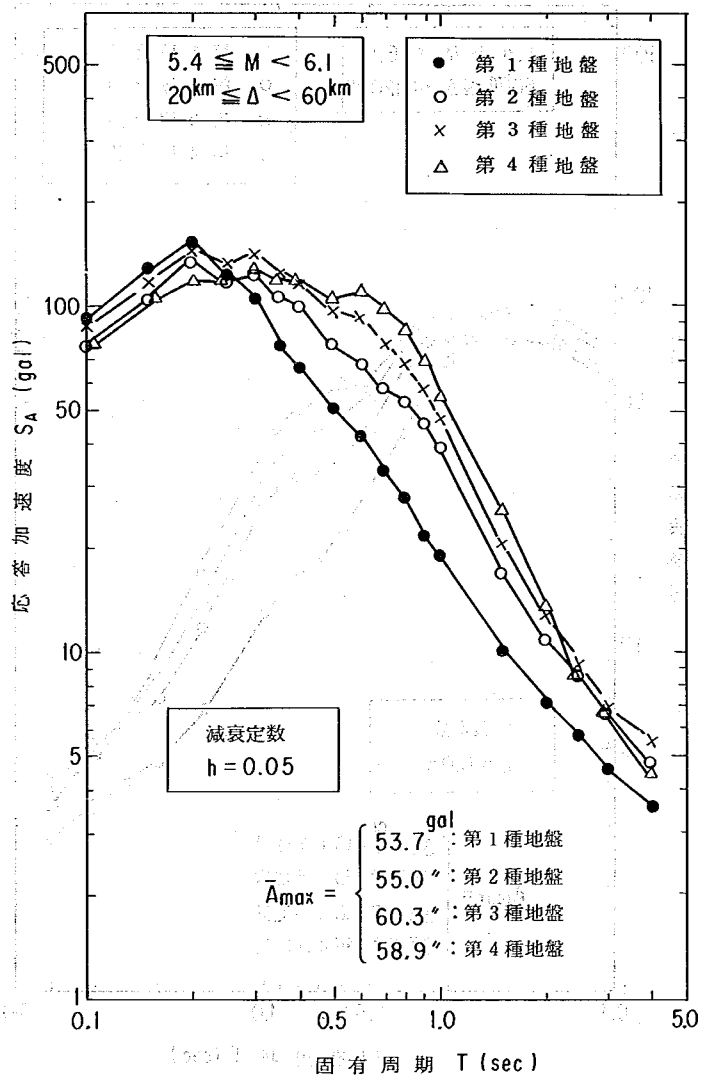


図 4－2－解 5(B)　加速度応答スペクトル曲線（5.4≦M≦6.1、20km≦Δ<60km）

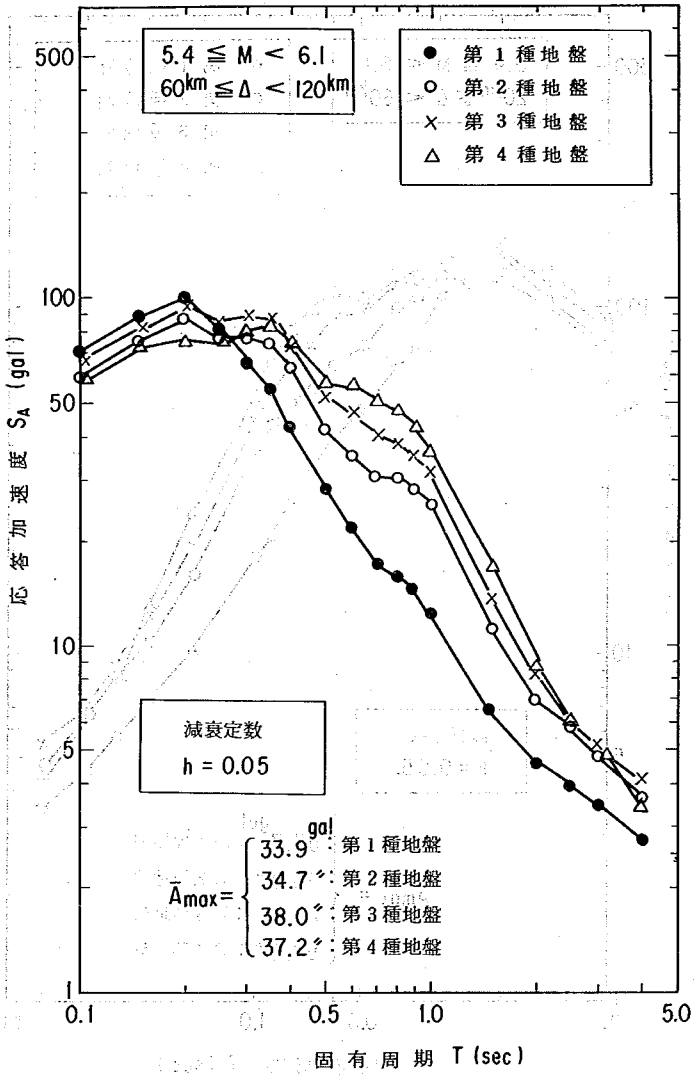


図 4－2－解 5(C)　加速度応答スペクトル曲線（5.4≦M≦6.1、60km≦Δ＜120km）

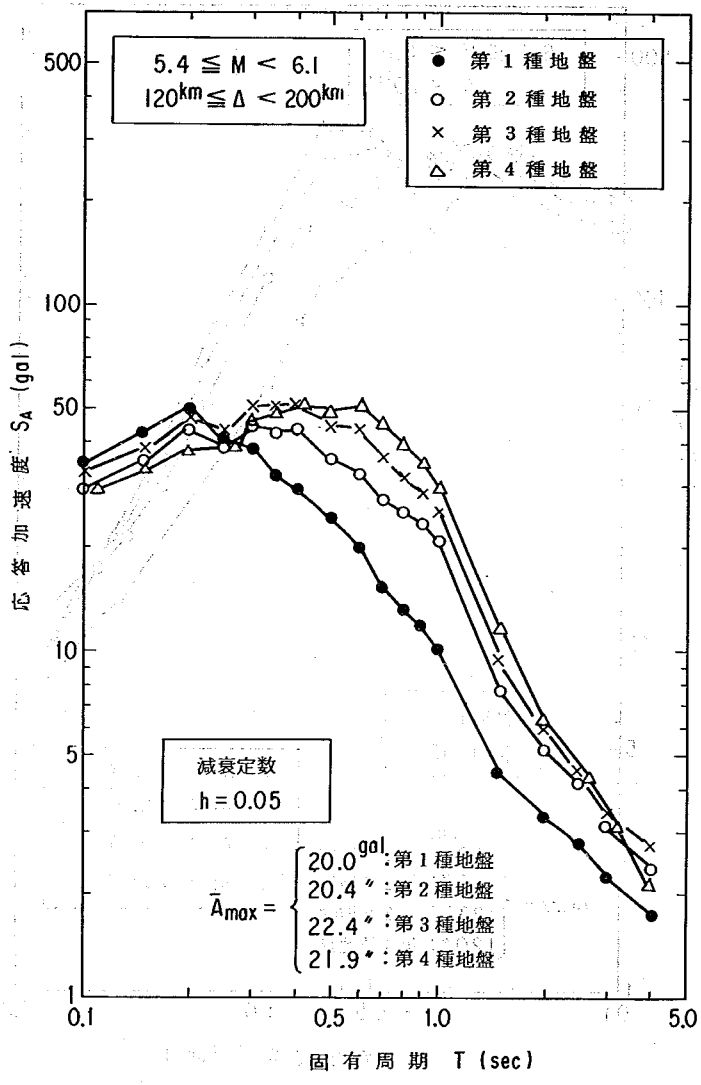


図４－２－解 5(D)　加速度応答スペクトル曲線（5.4≦M≦6.1、120㎞≦Δ＜200㎞）

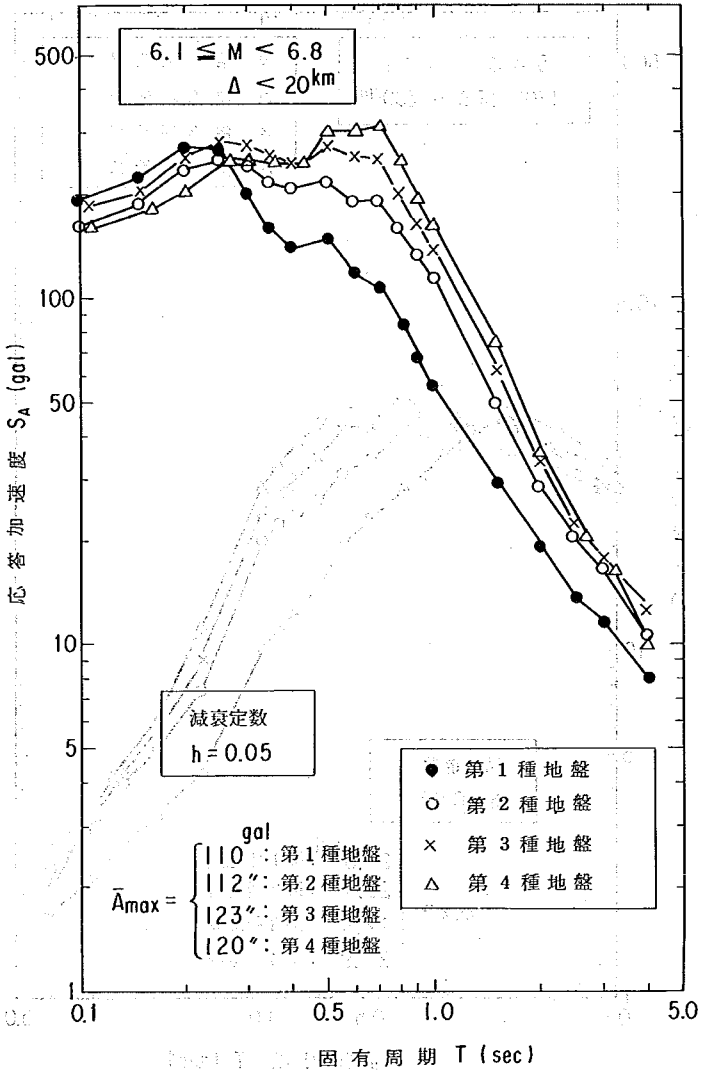


図4－2－解6(A)　加速度応答スペクトル曲線（6.1≦M≦6.8、Δ<20km）

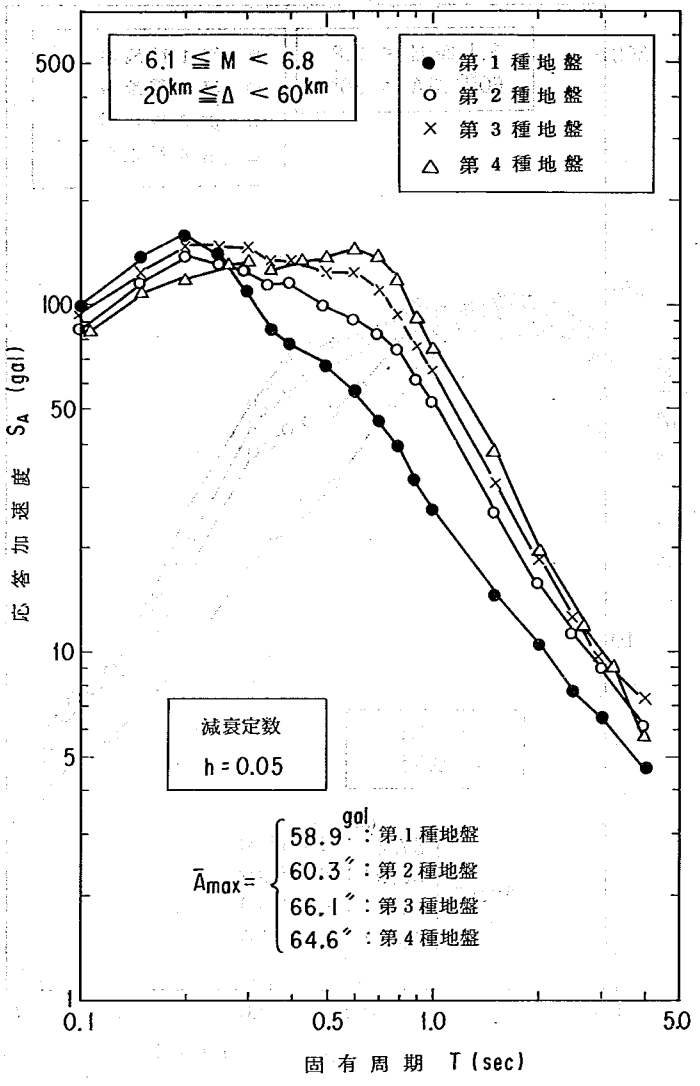


図 4－2－解 6(B)　加速度応答スペクトル曲線（6.1≦M≦6.8、20km≦Δ<60km）

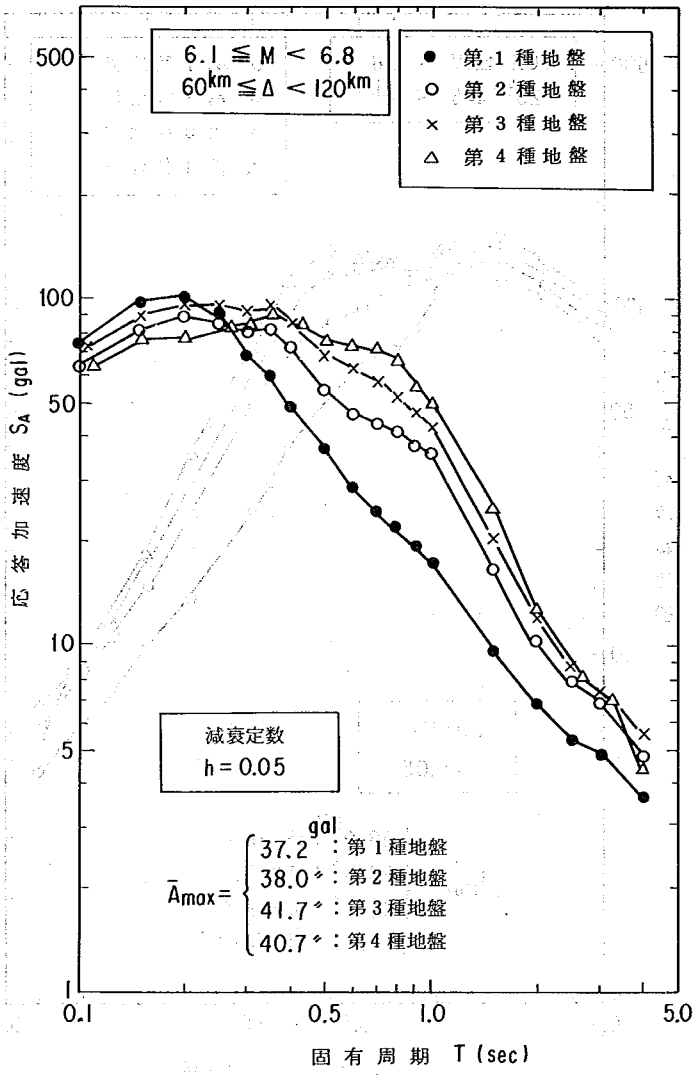


図4－2－解6(C)　加速度応答スペクトル曲線（6.1≦M≦6.8、60㎞≦Δ＜120㎞）

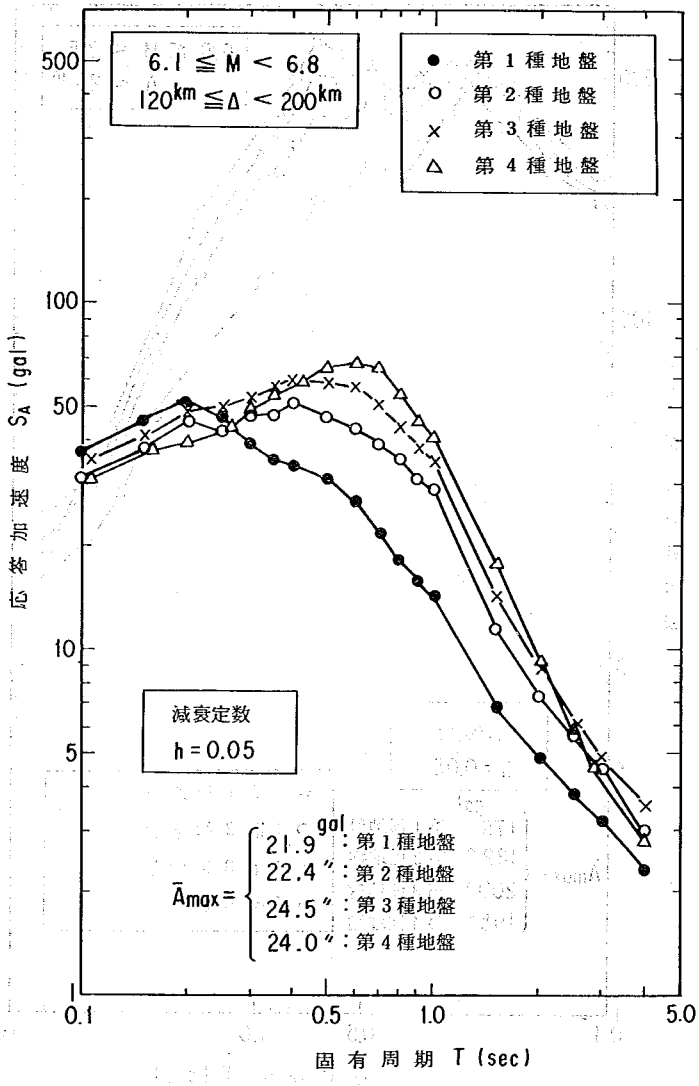


図4－2－解6(D)　加速度応答スペクトル曲線（6.1≦M≦6.8、120㎞≦Δ＜200㎞）

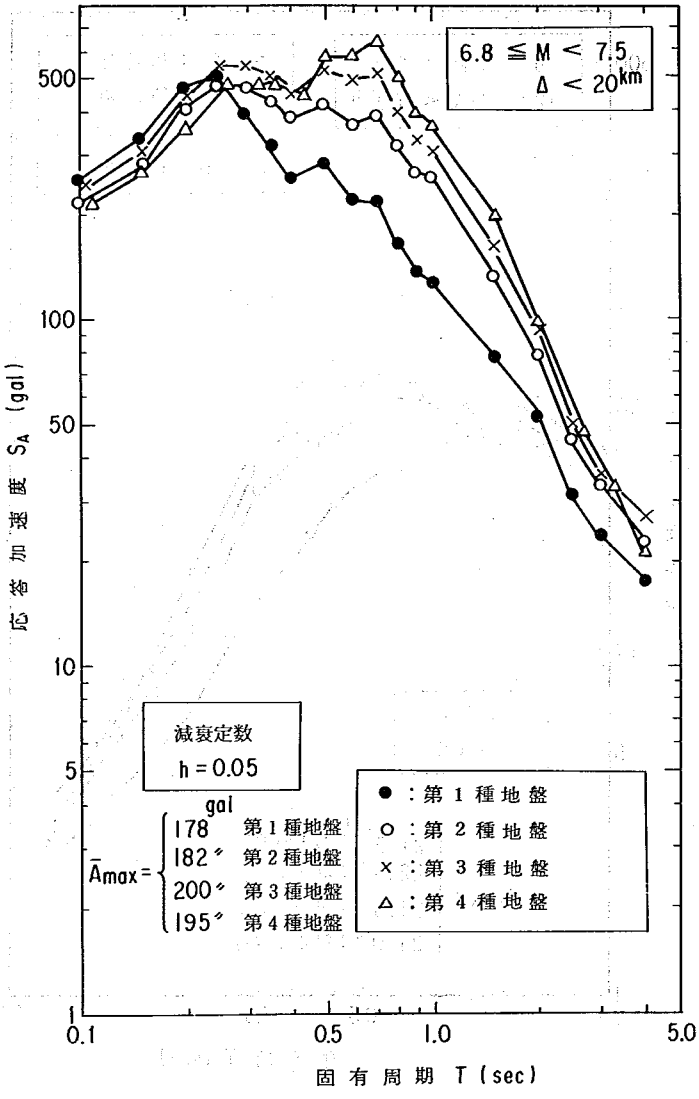


図4－2－解7(A)　加速度応答スペクトル曲線（6.8≦M≦7.5、Δ<20㎞）

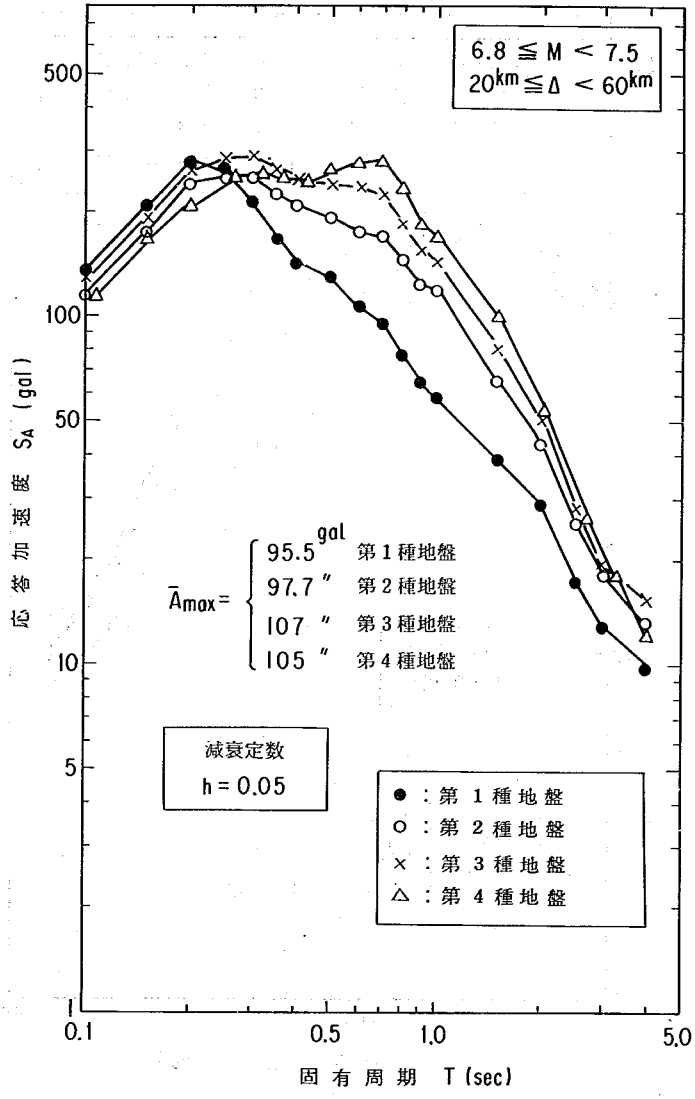


図4－2－解7(B)　加速度応答スペクトル曲線（6.8≦M≦7.5、20km≦Δ＜60km）

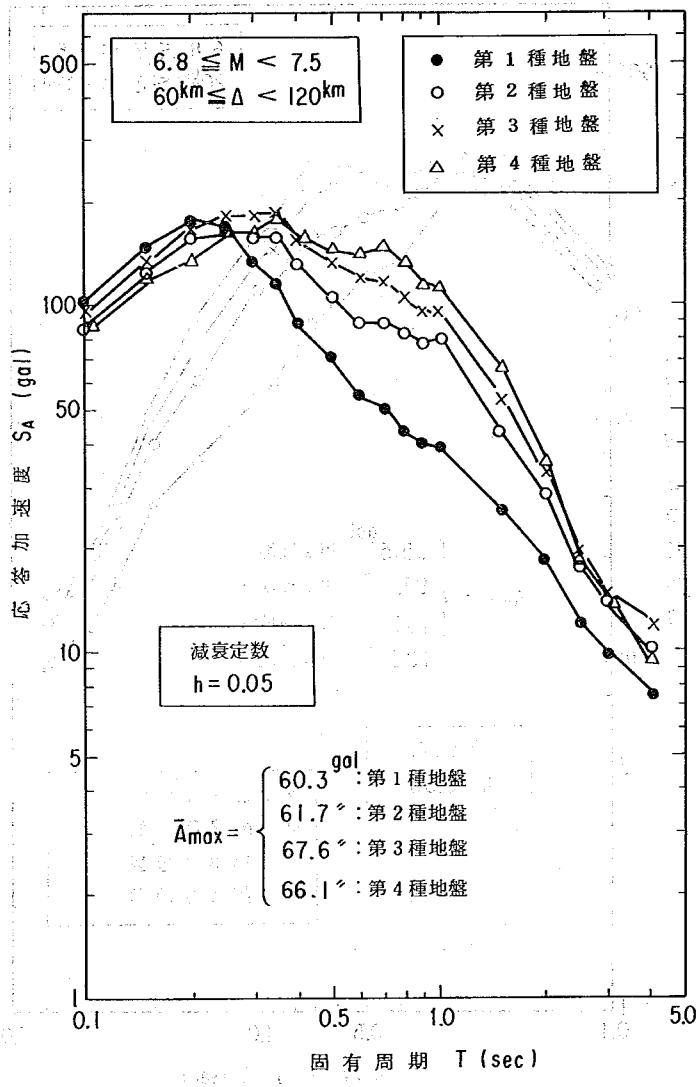


図4－2－解7(C)　加速度応答スペクトル曲線（6.8≦M≦7.5、60km≦Δ＜120km）

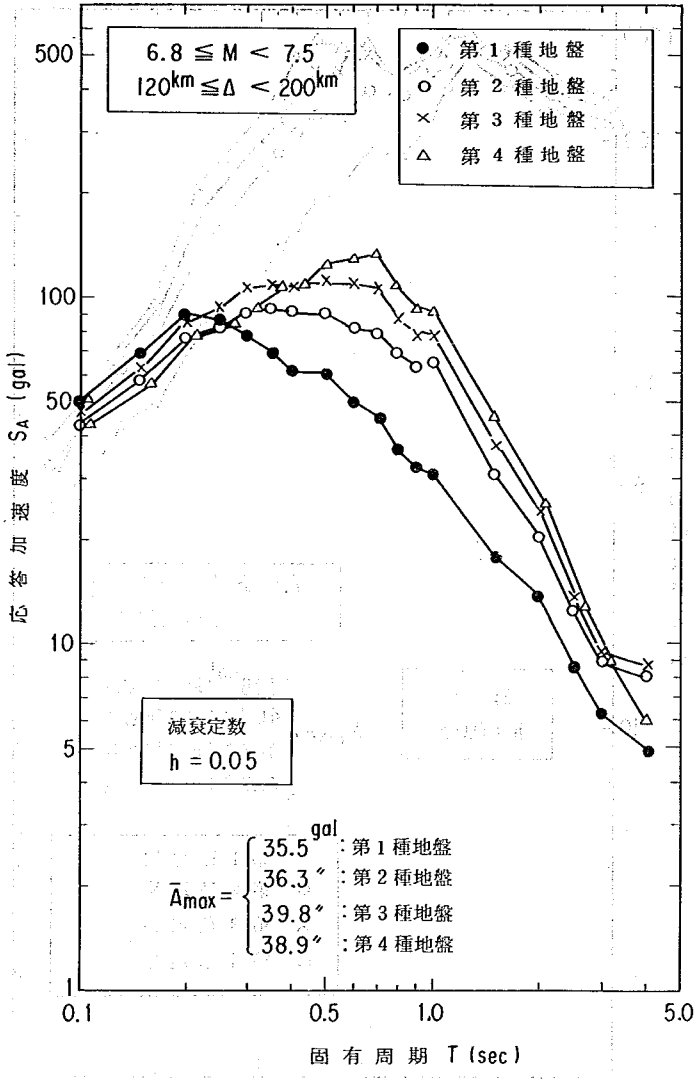


図 4－2－解 7(D)　加速度応答スペクトル曲線（6.8≦M≦7.5、120㎞≦Δ＜200㎞）

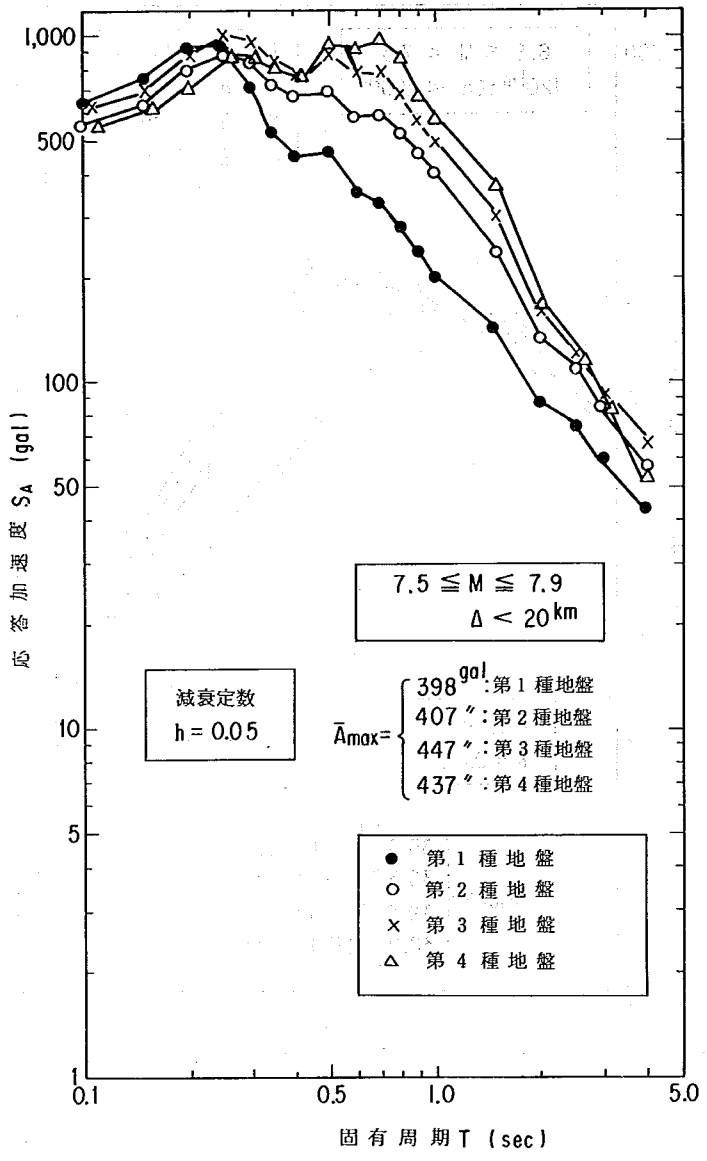


図4－2－解8(A)　加速度応答スペクトル曲線（7.5≦M≦7.9、Δ<20km）

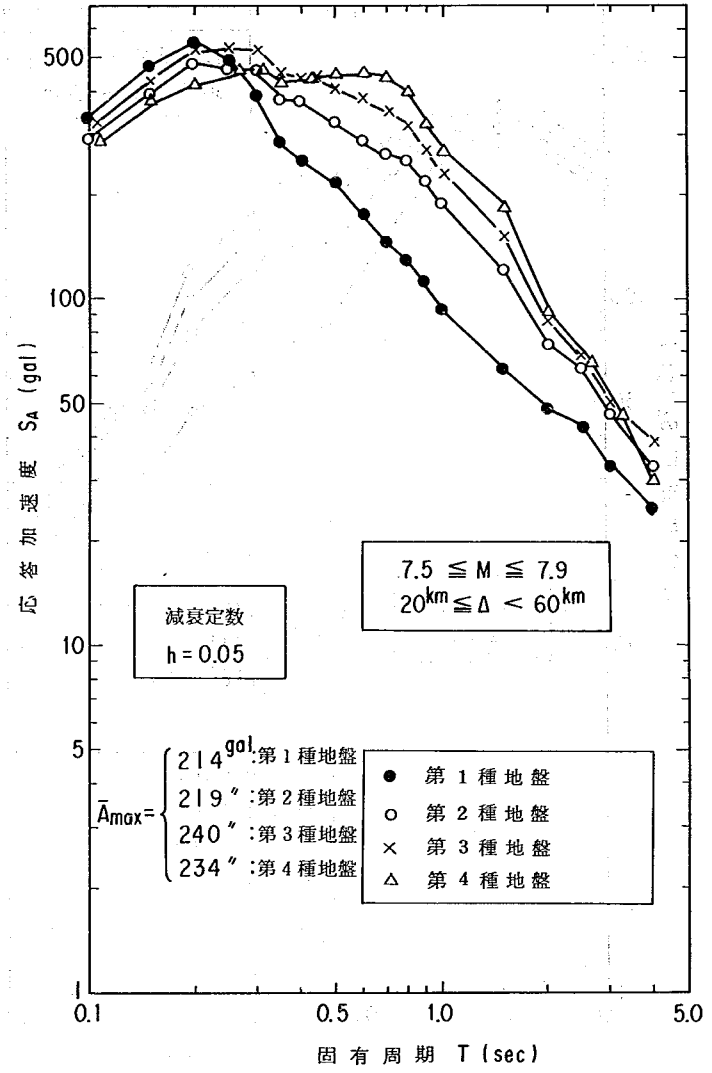


図4－2－解8(B)　加速度応答スペクトル曲線（7.5≦M≦7.9、20㎞≦Δ<60㎞）

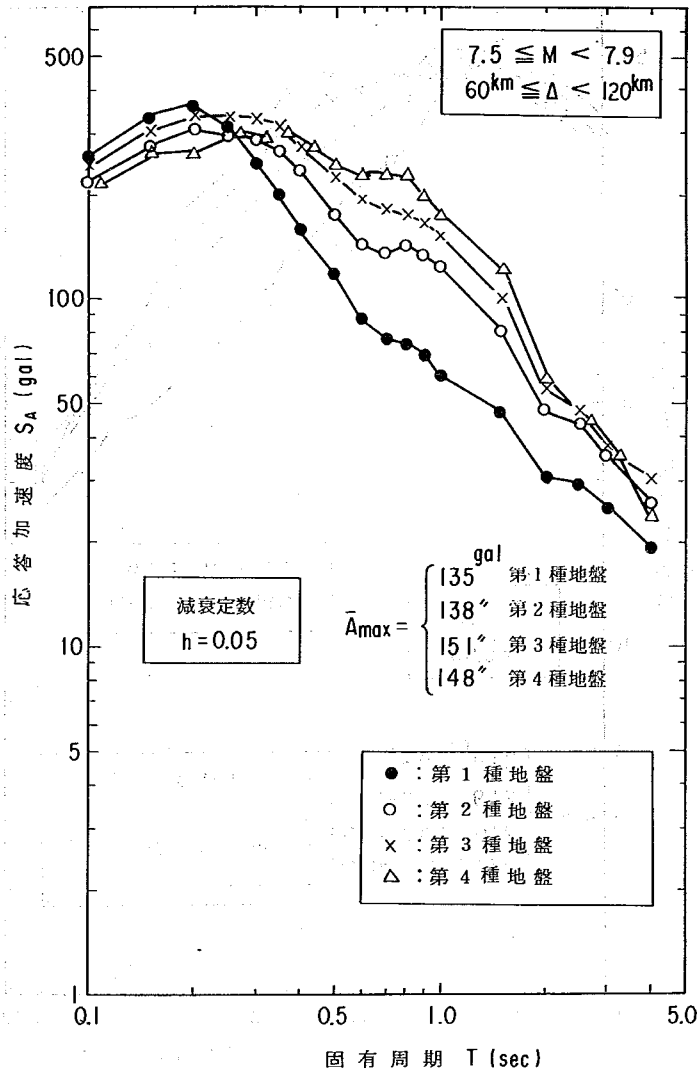


図4－2－解8(C)　加速度応答スペクトル曲線（7.5≦M≦7.9、60km≦Δ＜120km）

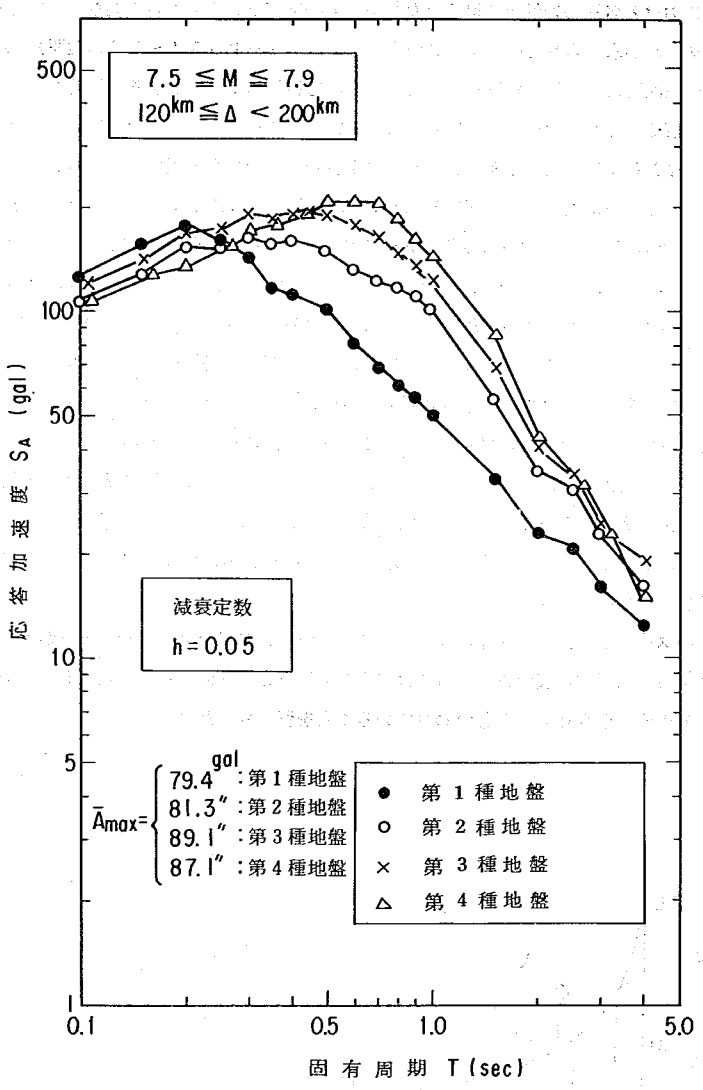


図4－2－解8(D)　加速度応答スペクトル曲線（7.5≦M≦7.9、120km≦Δ＜200km）

b) 地盤の特性を考慮した場合の応答スペクトルの解析例

我国における各種の地盤上で得られた数多くの強震記録のうちから主要な277成分を選んで応答スペクトルが求められている[11]。これから、マグニチュード（5.4～7.9の範囲)、震央距離(10～200 kmの範囲)、および地盤種別を与えて構造物の応答加速度を推定する平均的スペクトル曲線が図4-2 －解5～4-2 －解8のように与えられている。これらの図においては、対象とする構造物は固有周期T (sec)、減衰定数h ＝0.05をもつ1自由度の弾性系と仮定しており、図の横軸が固有周期を、縦軸が構造物の応答加速度S_A を示している。また図には、各地盤ごとの地表面の最大加速度 A_Gの平均値を示しており、応答倍率β はS_A/A_G から求めることができる。ただし、ここに示す A_Gはあくまでも β を求めるためのものであり、地表面加速度の推定には、前述a)の結果を用いるのがよい。なお、前述したようにこれらの資料は、既存の277成分の強震記録を数量化理論により解析した結果である。この解析に用いた強震記録の資料をみると、マグニチュードの小さい地震で震央距離の大きな記録およびマグニチュードの大きい地震で震央距離の小さい記録は、記録数が少ない。解析結果の解釈にあたっては、この点留意する必要がある。

なお、減衰定数hが、0.05以外の場合の、構造物の応答加速度は図4-2 －解9の例に示す補正係数を、図4-2 －解5～4-2 －解8の値に乗じて近似的に推定することができる。

なお、ここでの地盤の分類は、Ⅱ編に示す地盤種別に従った例である。Ⅲ編に示す地盤種別による解析例はⅢ編1-6-3に示している。

以上のスペクトル図には明瞭には現われていないが、地震のマグニチュードが大きい場合、地表面にそって伝播する表面波、さらには地盤層の地震動特性によって誘起されるやや長周期（1～5秒）の成分が存在するともいわれていることを留意されたい。

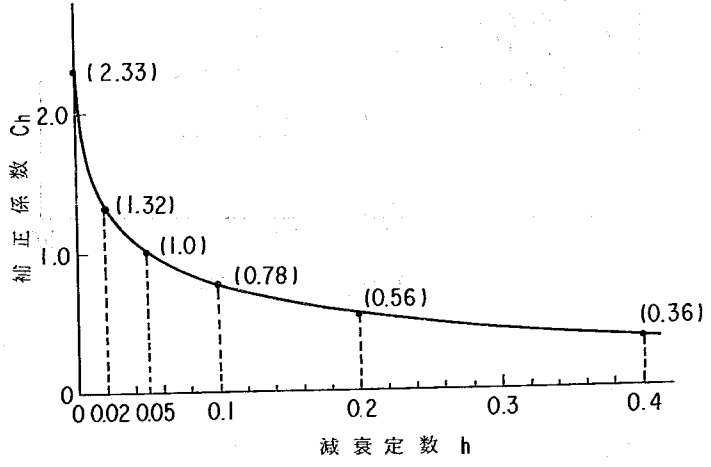


図4－2－解9　応答スペクトル値の減衰定数による補正係数の平均値（h＝0.05の場合を基準とした）

iii）震源距離

地震を発生させる地殻の部分は点ではなく、面または体積と考えられている。この震源部の体積が震源域と呼ばれているもので、地震動の強さは一義的な〝震源距離〟によって表わされるのではなく、むしろ震源域外においては震源域までの平均的距離、震源域内においては距離の項は考慮することができないものである。現在震源域内の地震動強度を求める明確な手法は存在していない。この分野についての今後の研究調査の推進が望まれる。

4-2-2　地震動強度の地域特性

（本　文）

工学的な地震動強度の地域特性は、比較的広範囲の地域を対象とした地震活動を考慮して、地域係数によって表わす。

（解　説）

ある地域に着目して工学的な地震動強度を定めようとするとき、地震活動度または地震危険度を基礎的資料とする。ある期間にその地域にどの程度の地震がどれ位の頻度で平均的に発生しているかを表現する量が地震活動度であり、将来その地域がある期間に経験するであろう地震動頻度を表現する量が地震危険度である。この時、地震危険度は、地震活動度と媒質特性（地盤構造等）によって決められる。ただし、本耐震設計法では、地震活動度のみを反映した地震危険度をもって地震強度の工学的地域区分を設定した。

これまでに我国で行われた地震危険度に関する研究は12例におよぶが、その結果を見ると、危険度の分布状況や絶対値に差異が認められる。[5]~[7]これは使用した原資料、資料の評価、解析方法などに差異があるためと考えられる。このように、地震危険度を推定する地域特性図に各種のものがあるのは、構造物の耐震設計を行う際必ずしも好ましいことではない。本耐震設計法では耐震工学的な見地から、より統一的な地域特性図を求めることを試みた。

すなわち、現在までに発表された各種の成果のうち、地震活動度のみを反映した研究成果について、以下の6つの観点から検討を加え、加重平均を求め、工学的に実用性のある地震危険度の地域特性を求めた。

i）資料に含まれる地震諸元（例えば、マグニチュード、震源位置）の精度

ii）地域毎に得られる情報の均質性

iii）資料の数量（統計年数）

iv）マグニチュード、震央距離から最大地震動を求める計算式の妥当性

v）得られた最大地震動の値の頻度分布から任意の再現期間に対する最大地震動を予測する方法の妥当性

vi）結果の表現方法の妥当性

ここでは、再現期間を100年として求められた危険度地域区分図を図4-2－解10に一応の基準として示しているが、その他の再現期間（75年、200年）で求められた地域区分図についても、比較検討した。その結果これらの地域区分図が大局的には100年の再現期間の地域区分図と傾向的に類

似しているため、地域特性を求める際には 100 年の再現期間の地域区分図を採用した。

得られた結果をまず、等高線で相対的な地域特性として係数的に表わした[8]。この等高線図を基とし、これに工学的判断を加えて、構造物の耐震設計に用いる地震動強度の地域区分および地域条件として、図 4-2 −解10を得た。ここでは、日本全域を地震活動度により 3 区分し、*A*) 地震活動度が高い地域、*B*) 地震活動度が中程度の地域、*C*) 地震活動度が低い地域とした。なお、ここに示す 3 区分以外の地域区分が必要となる場合には、原資料[8]に基づいて区分けするのがよい。

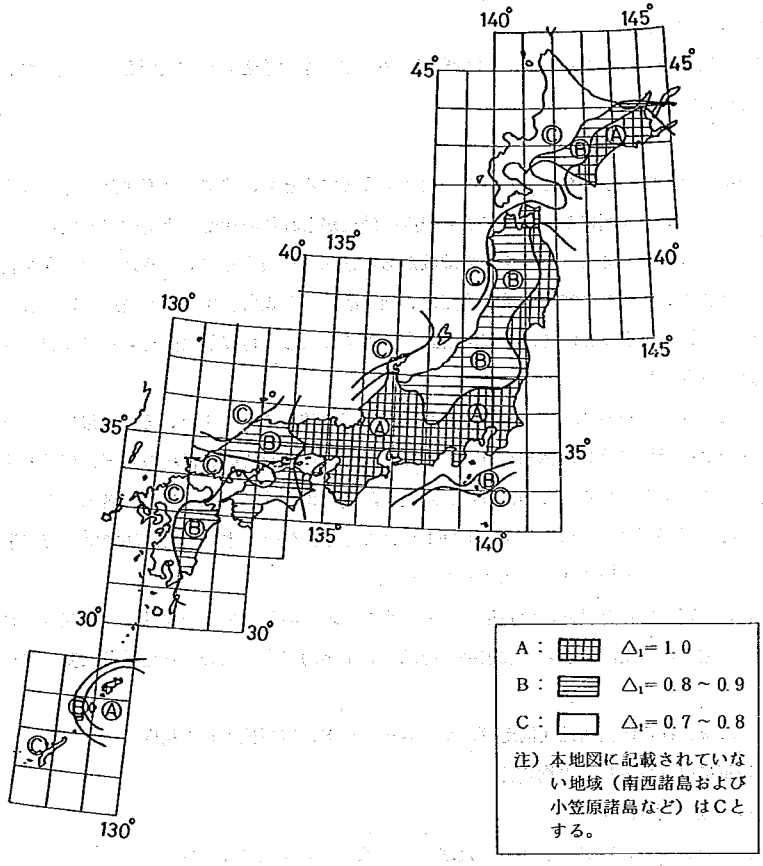


図 4-2 −解 10　地震動強度の地域区分図

図 4-2 −解10において、それぞれの地域の地域係数$\triangle_1$は、各々 1.0、0.8～0.9、0.7～0.8 とした。本耐震設計法では、太平洋側に起る巨大地震、日本海側に起る中規模の地震、さらに内陸に発生する地震など、我国における地震活動の特殊性を考慮し、さらに日本全域にわたり長期間にわたって均一な資料が得がたいことを考え、地域差をある一定幅に保つという立場をとったものである。

また、この危険度地域区分図は過去の地震発生の歴史を基本として定められた地震活動度から将来の地震活動度が推定できるという考え方にもとづいて作成されたものである。しかし、地震活動は時間的、空間的に変化することが知られており、その平均的活動を客観的に記述することは、現時点では容易でない。そのため、図中の地域区分には、最近の短期的な地震予知の情報は含まれていない。これらの点に関しては、個々の地域で別途に検討するのがよい。また、将来、地震予知に関して、日本全域に均等な判断が十分の精度をもって可能となった段階で、改良する必要があろう。

4-2-3　建設地点における工学的な地震動強度

（本　文）

構造物の建設地点における工学的な地震動強度の設定にあたっては、4-2-2 にいう地域係数のほか、原則として当該地点およびその周辺地盤の特性を考慮する。

（解　説）

構造物毎の構造特性、立地条件等から基準となる地盤を定め、この地盤を基準として、軟質な地盤、やや軟質な地盤または、やや良い地盤、および良い地盤の合計 4 種類に区別するのが一般的である。この地盤種別は、4-2-1 の解説の a）で述べた標準的な地盤以浅の地盤条件による地震動強度の差異を考慮するためのものであり、地盤種別に応じて地震動強度を補正する。現時点では、主に地盤種別ごとの強震記録の解析、過去の震害経験から、地表に近い部分の地盤状況に着目して、各種構造物毎に地盤種別の区分および補正係数が与えられている。この場合、土木の分野では、基準となる地盤を第 2 種とし、これを基準として、良い場合を第 1 種、やや軟質な場合を第 3 種、軟質な場合を第 4 種としている。建築の分野では、基準となる地盤を第 3 種とし、これを基準として、良い場合を第 1 種、やや良い場合を第 2 種、軟質な場合を第 4 種としている。各々の詳細については、Ⅰ編 5-3-4 、Ⅱ編 1-3 、Ⅲ編 1-4-3-1 に述べられている。なおこれら各種地盤の卓越周期は、一応の目安として、1 種地盤で 0.1 ～ 0.2 秒、2 種地盤で 0.2 ～ 0.3 秒、3 種地盤で 0.3 ～ 0.5 秒、4 種地盤で 0.5 ～ 1 秒前後と考えられる[9]。

なお、将来耐震設計上考慮すべき事項の一つとして、下記の事柄をとり入れていく必要があるという考えがある。すなわち、現在の知見から 1/4 波長則の立場で考えると、周期 1 秒以下の地震波の増幅は 100 m ～ 200 m 以浅で、また周期 1 ～10秒の地震波の増幅はそれより以深 2 ～ 3 km に及ぶといわれる[10]。4-2-2 で述べたように、地震活動度に係わる要素は、地震活動のみを反映するものであるため、やや長周期地震動の観点から、構造物等の周期特性いかんによっては、国内である地域毎の媒質特性（地盤構造等）を、マクロ的に考慮した上、短周期用、長周期用地震動強度の地域係数を求め、4-2-1 で述べた地震動の工学的特性をもとに、周期特性の概念を導入した新しい地盤種別を考慮し建設地点での地震強度を評価する必要があるものと思われる。なお、ある特定地域内で求められたマイクロゾーニングマップに、上記の内容が含まれている場合はそれによる。

4-3　設計に考慮する地震荷重

4-3-1　概　　説

（本　文）

構造物の設計に考慮する地震荷重は、耐震計算法の種類に応じ、本節に示す方法によって算定する。

4-3-2　震度法に用いる設計震度

（本　文）

震度法に用いる設計震度は次式による。

$$K_H = \triangle_1 \cdot \triangle_2 \cdot \triangle_3 \cdot K_0 \qquad (4\text{-}3\text{-}1)$$

ここに、

K_H：　設計水平震度

K_0：　標準設計水平震度

$\triangle_1$：　4-2-2 にいう地域係数

$\triangle_2$：　地盤の特性による補正係数

$\triangle_3$：　その他の補正係数

（解　説）

K_H は設計水平震度であり、地震荷重はこの水平震度K_H に当該部分の重量を乗じて求めるものとする。

K_0 は水平震度K_H の基準値であり、原則として、K_0 は 0.1 以上とする。

$\triangle_1$，$\triangle_2$ はそれぞれ 4-2-2 にいう地域係数、ならびに 4-2-3 にいう地盤の特性による補正係数である。地盤種別が明らかでない場合には、4 種地盤に対する補正係数を用いるものとする。$\triangle_3$ は$\triangle_1$、$\triangle_2$ で考慮した要因以外による補正係数である。特に考慮すべき必要がない場合には$\triangle_3 = 1$ とする。

式（4-3-1）は構造物一般部分に対する地震荷重を定めたものであり、付属物その他の局部設計にあたっては、その部分の破壊、それによる落下等が生じないように別に検討しなければならない。地震鉛直動の大きさは 4-2-1 で示したように平均的に水平動に対し加速度で 1/2 弱である。従って構造物の鉛直方向の検討を要する場合には原則として鉛直用地震荷重は水平用の 1/2 としてよい。但し、構造物内部で地震の鉛直動が大きく増幅される可能性がある場合、あるいは鉛直動による当該部分の破壊が重大な問題となる場合には、検討を要する。

地震時の動水圧は、水圧作用位置における構造物の設計震度を用いて算定する。

4-3-3　修正震度法に用いる設計震度

（本　文）

修正震度法に用いる設計震度は次式による。

$$K = \triangle_1 \cdot \triangle_2 \cdot \triangle_4 \cdot \triangle_5 \cdot \triangle_6 \cdot K_0 \qquad (4\text{-}3\text{-}2)$$

ここに、

K　：　設計水平震度、またはベースシヤ係数

K_0：　標準設計水平震度、または標準ベースシヤ係数

$\triangle_1$ ： 4-2-2 にいう地域係数

$\triangle_2$ ： 地盤の特性による補正係数

$\triangle_4$ ： 地盤の特性ごとに定まる構造物の応答特性に応じた補正係数

$\triangle_5$ ： 構造特性別補正係数

$\triangle_6$ ： その他の補正係数

（解　説）

震度法では、Kを水平震度としてのみ考えるのに対し、修正震度法では水平震度として扱ってもよいし、ベースシヤ係数として扱ってもよい。また震度法が許容応力度設計に限定されるのに対し、修正震度法では終局強度設計をも適用する。

K_0 は基準水平震度あるいは基準ベースシヤ係数であり、具体的には設計上考慮すべき地震動強度の大きさと構造物のもつ標準的応答倍率を勘案して定める。

式（4-3-2）$\triangle_1$，$\triangle_2$はそれぞれ地震地域係数並びに地盤の特性による補正係数であり、震度法の場合と同様とする。

$\triangle_4$ は構造物および地盤の周期特性に応じた補正係数であり、4-2-2 に示した各地盤種別毎に周期の関数として与えられる。震度法では一般に短周期構造物等が対象であるため、周期特性による影響は考えず$\triangle_4$ を 1.0 としたことに相当する。$\triangle_4$ を設定するにあっては、構造物の応答に及ぼす支配的固有周期を推定する必要があるが、その際、地震荷重を過小評価することのないよう注意する。

なお、$\triangle_2$、$\triangle_4$をまとめて構造物および地盤の特性に応じた補正係数（$\triangle_{2,4}$）として考えることができる。

$\triangle_5$ は構造特性別補正係数であり、許容応力度設計を行う場合には、$\triangle_5$ を 1.0 とするが、終局強度設計を行う場合には、各種構造種別毎に主として期待される塑性後のじん性の程度に応じて定める。

$\triangle_6$ は、上記の$\triangle_1$～$\triangle_5$で考慮した要因以外による補正係数で、構造物の用途・種別等を考慮して設定する。特に考慮する必要のない場合は、$\triangle_6$ を 1.0 とする。式（4-3-2）で、Kをベースシヤ係数として扱う場合には、ベースシヤを適当な分布形によって構造物各部に配布し、これを地震荷重とする。地震荷重の分布形は、構造物の高さ、スパン長等を指標として、その構造物の各次振動モードおよびその増幅特性を考慮して定める。

4-3-4　応答変位法に用いる振幅

（本　文）

応答変位法による計算に用いる振幅は、地震時の地盤の変位を基準として設定する。

（解　説）

地盤中に埋設される構造物に生ずる地震時の変形は、一般に周辺地盤の変位に支配される。したがって、この種の地中構造物の耐震設計では、応答変位法が一般に用いられる。

応答変位法における地盤の変位は、次の方法で求めることができる。

i）地表面からの任意深さ(x)における、水平方向の変位振幅は次式による。

$$U_h(x)=\frac{2}{\pi^2}\cdot S_V\cdot T\cdot K_H'\ \cos\frac{\pi x}{2H}$$

ここに、

$U_h(x)$ ： 地表面からの深さ x における水平方向の変位振幅

S_V ： 単位震度あたりの応答速度（cm/sec）

T ： 表層地盤の基本固有周期（sec）

K_H' ： 表層地盤に作用させる標準水平方向震度

H ： 表層地盤の厚さ（cm）

地盤の鉛直方向の変位振幅 U_V を考慮する場合は、$U_V=\frac{U_h}{2}$ とする

4-3-5 動的解析に用いる地震入力

（本 文）

i）動的解析に用いる地震入力は 4-2 に基づいて設定する。

ii）応答スペクトル法に用いる設計震度は、当該構造物の地震応答を支配する主要な次数の固有振動について、その固有振動数、固有関数、刺激係数、ならびに各次固有振動数に対応する応答スペクトルの値等から算出する。

iii）時刻歴応答解析法に用いる入力地震波は、建設地点の地盤条件に適した過去の強震記録、またはそれらを修正したもの、あるいは適切な模擬地震波のうちのいくつかとする。ただし、用いられた地震波による当該構造物の弾性応答の下限値は、各種構造物ごとに定められた最低値がある場合は、これを下まわってはならない。

（解 説）

動的解析に用いる地震入力の設定にあたっては、本文ならびに 4-2 に示す地震動の工学的特性を考慮する。

参考文献

1) 建設省土木研究所「耐震技術に関する研究開発総合報告書」(国土開発技術研究センター委託) 昭和52年3月

2) J. PENZIEN, H. UMEMURA, Y. OHSAKI and M. WATABE "An Approach to the Modeling of 3-Dimensional Strong Motions" 6th WCEE. Jan. 1977.

3) K.IIDA, "A Relations of Earthquake Energy to Tsunami Energy and the Estimation of Vertical Displacement in a Tsunami Source". Journal of Earth Science Nagoya Univ. vol. 11, pp 9-67

4) M. Watabe "Research an Design Earthquake" BRI..Research Paper №67. 建設省建築研究所 1976年9月

5) "日本附近の地震動および地震危険度について"
総合プロジェクト報告書、建研、48－Ⅳ－1－(1)・建・資3, 1974

6) "地震危険度の地域的特性"

総合プロジェクト報告書，建研，49－Ⅰ－2－(2)・建・報・1，1975

7) 〝新しい資料により求められた日本の加速度期待値〟

総プロ報告書，49－Ⅰ－2－(2)、建・報・1，1975

〝地震危険度〟

総プロ報告書，建研，50－Ⅰ－1・1・(2)，建・報・2，1976

8) 〝日本附近の地震危険度に関する研究〟

総プロ報告書，建研，51－Ⅰ－1・1・(2)，建・報・2，1977

9) 〝金井 清，田治見 宏，大沢 胖，小林 啓美

〝地震工学〟建築学大系，彰国社，昭和43年11月.

10) 〝やや長周期の微動観測と工学への応用〟

総合プロジェクト報告書，48－Ⅰ－2・(3)，建・報・1，

49 〃 〃

50 〃 〃

51 〃 〃

5. 地盤調査および地盤の耐震性

5-1 総　説

（本　文）

i) 構造物の耐震設計にあたっては、地盤の動的性質および耐震性に関する既往の成果を参照し、必要に応じて、当該地盤の特性および地盤や構造物を構成する土の特性に関する調査を実施し、これらの結果に基づいて地震荷重を設定し、耐震計算を行う。

ii) 構造物を支持する地盤は、常時荷重を安全に支持し、かつ地震時においても構造物の安定が確保できる地盤とする。

（解　説）

i) 構造物の耐震設計にあたっては、既往の震害経験や関連した調査研究の成果を参照し、必要に応じて、当該地盤および地盤や構造物を構成する土に関する静的な調査・試験の他、動的な調査・試験を実施し、これらの結果に基づいて地震荷重を適切に評価し耐震計算を行う。

ii) 構造物の支持地盤は、常時の支持力の他に、地盤の地震時安定性を調査・検討のうえ、判定することが望まれる。構造物の耐震設計の基礎資料とするために、5-2 ～ 5-5 に示す調査・試験のうち、当該地盤に応じて必要なものを実施する。一般には、5-2 ～ 5-5 に示すすべての調査・試験を実施する必要はなく、構造物の用途、種別、規模、立地条件、類似構造物および地盤の震害経験等に応じて適切な調査検討を行う。

なお、本章では砂質地盤および粘性土地盤の調査と耐震性を主な対象としており、岩盤や巨礫混り地盤については、一般に耐震設計上の問題が少ないので、ここでは対象としていない。

5-2　土質調査

5-2-1　概　　説

（本　文）

構造物の建設地点の地盤を構成する土および土構造物を構成する土に関して、通常の土質調査、土質試験の他に、必要に応じて土の動的特性を求める調査、試験を行う。耐震設計に用いる動的土質定数は、調査，試験の結果を総合的に検討して適切に定める。

（解　説）

構造物が建設される地盤や土構造物を構成する土に関して、既往の調査研究成果による検討も含めて、通常の土質試験や、動的土質定数を求める試験の結果等を総合的に検討して、耐震設計に用いる土質定数が適切に評価されるよう配慮する。

一般に利用されることのある静的土質定数としては、①せん断強度、②静的変形係数、③単位体積重量、④その他、がある。また動的土質定数としては、①動的（圧縮・せん断）変形係数、②減衰定数、③動的ポアソン比、④動的せん断強度、⑤その他、がある。

耐震設計に用いる動的土質定数については、当該地盤を構成する土に対して試験を行う場合は、試験結果から定めるのがよいが、そのさい、下記の一般的な特性と比較検討して、決定する。

i）土の動的変形特性[1)~4)]

a）動的変形係数（EおよびG）

土の動的変形係数（圧縮変形係数Eおよびせん断変形係数G）には著しいひずみ依存性があり、ひずみが増加するとともに変形係数は減少する。また、変形係数は密度が大きい程、拘束圧が大きい程、大きな値をとる。砂質土試料であっても不撹乱試料と撹乱試料とでは、変形係数に差がありうるので注意を要する。また、粘性土試料では撹乱試料の変形係数は、不撹乱試料の変形係数に比して相当小さくなるので注意を要する。

b）減衰定数

土の減衰定数には、著しいひずみ依存性があり、ひずみが増加すると減衰が増大する。密度による減衰の差は小さいが、拘束圧が大きい程、小さな減衰となる。

c）ポアソン比

乾燥した砂質土試料および排水状態の砂質土試料のポアソン比は、一般に0.3～0.4程度の値をとる。粘性土試料および非排水状態の砂質土試料のポアソン比は0.5に近い値をとる。

ii）土の動的せん断強度

a）砂質土

非排水状態の飽和砂質土試料は、動的な繰返し荷重に対して、ある回数で流動化（または液状化）し、せん断強度を失なう場合がある。一定の繰返し回数に対する強度は、密度の大きい程大きくなり、また拘束圧にほぼ比例する。細粒分を含んだ砂質土試料の動的せん断強度については、不撹乱試料は撹乱試料よりも大きくなる傾向があるので、不撹乱試料に対して試験を行うのがよい。動的な繰返し荷重によって完全な流動化（または液状化）現象が発生しない場合でも、一般

に間げき水圧が上昇し、せん断強度が減少するので注意を要する。

b) 粘性土について

粘性土については、砂質土のように動的な繰返し荷重に対して突発的な流動化（または液状化）現象は生じないとされている。しかし、動的な繰返し回数の多い程、せん断強度は減少する。繰返し載荷後のせん断強度は、繰返し載荷時に発生したひずみが大きい程減少する。

5-2-2 動的土質定数を求める試験

（本 文）

動的土質定数を求める試験は、既往の研究成果を参照し、試験結果の利用法、土質条件、現場条件等を勘案して適切な方法を用いて行う。

（解 説）

5-2-1 に示す動的土質定数を代表する諸定数は、表 5-2 －解 1 の試験法から算定することができる。

表 5-2 －解 1 動的土質定数を求める試験法

試験法	圧縮変形係数 E	せん断変形係数 G	ポアソン比 ν	減衰定数 h	動的せん断強度	歪範囲	参考文献番号
動的三軸試験	○	□	○	○	○	$5\times10^{-4}\sim10^{-1}$	5）
動的単純せん断試験		○		○	○	$10^{-4}\sim10^{-2}$	6）
超音波パルス法	○	○	□			微少	7）
共振法土質試験	○	○	□	○		$10^{-6}\sim10^{-4}$	1）、8）
ねじり試験		○		○	○	$10^{-4}\sim10^{-2}$	9）
リングねじり試験		○		○	○	$10^{-4}\sim10^{-2}$	10）

注：表 5-2 －解 1 において○印は直接求まるものであり、また□印は間接的に求まるものである。

動的土質定数はひずみの大きさによって大きく変化するから、上記の試験法を適切に組み合わせて試験を実施する。また、表 5-2 －解 1 に示す試験の他に、一軸試験、三軸試験等の従来から行われている土質試験も適宜実施する。

5-3 地盤調査

5-3-1 概 説

（本 文）

構造物の耐震性を検討するために、当該地盤に関して通常の地盤調査の他に、必要に応じて地盤の動的特性の調査を行う。

（解 説）

構造物の耐震設計を行うために、必要に応じて、地盤の特性に関連する、①密度、②変形係数、③ポアソン比、④地盤反力係数、⑤地盤の卓越周期、⑥減衰定数、⑦弾性波速度、⑧地層構成、⑨地下水位、⑩その他、の事項について調査・試験を行う。

地盤の動的特性は、上記の調査結果や既往の調査研究の成果との対照による検討を行って適切に把握する必要があるが、下記に示す地盤の一般的な特性についても考慮するのがよい。

i) 弾性波速度（V_S, V_P）[11),12)]

横波速度（S波速度）V_Sは一般に、沖積層、洪積層、第3紀層の順に大きくなる傾向がある。縦波速度（P波速度）V_Pは一般に地下水面の上と下では大きく異なる。地下水面より下では、水中のV_Pに近い値（約1500m/sec）となる。従ってV_PよりV_Sの方が地下構造をより正確に反映しているといわれている。弾性波速度は出来る限り直接的に実測するのがよいが、V_SはN値とある程度の相関性があるので、地盤に関するデーターがN値しかない場合にはN値からV_Sの近似値を推定することが可能である。

V_SとV_Pおよび密度ρから、圧縮変形係数Eおよびせん断変形係数Gとポアソン比νを求めることができる。弾性波探査から得られるV_Sとρから求めたGと、動的室内土質試験から求めたGとを比較する時にはひずみレベルを考慮することが必要である。

ii) 動的K値は、平板載荷試験、孔内載荷試験、杭振動実験等によって求めるのがよい。N値との相関があるので、やむを得ない場合には、N値から推定することができる。動的K値は、載荷幅、ひずみレベルによって変化することに注意する必要がある。

iii) 流動化（または液状化）の可能性の高い地盤[13)]

一般に、砂質分の多い旧河道、埋立地、地下水位の高い沖積砂層では、他の地盤に比べて地震時に流動化（または液状化）する可能性が高いから、必要に応じて、5-4に示す流動化（または液状化）判定のための調査を行う。

5-3-2　地盤の動的特性の調査

（本　文）

地盤の動的特性の調査は、原則として次のものから適切な項目を選んで実施する。

i) 既往資料による予備調査

ii) 一般の地表調査およびボーリング調査

iii) 地表およびボーリング孔内での動的調査

iv) サンプリング

v) 流動化（または液状化）判定のための原位置試験

vi) その他の調査、試験

（解　説）

i) 地盤の動的性質のための予備調査として、次に示す既存の資料を収集しておくことが望まれる。

a) 地形図

b) 地質図

c) 地盤図

d) 土性図

e) 柱状図

f) 震害記録

ii) 予備調査の結果に基づき、適切な地点、範囲に対して、原位置での地盤調査を実施する。その際、静的設計の為の一般の地表調査およびボーリング調査に加えて、表5-3－解1を参考にして必要な動的地盤調査を実施する[1]。

表5-3－解1　地盤の動的特性の動的地盤調査法

区分	種別		地下構造	圧縮変形係数 E	せん断変形係数 G	ポアソン比	地盤反力係数	減衰定数	弾性波速度 V_s	弾性波速度 V_p	地盤振動特性（卓越周期）	密度
地表調査	物理探査	屈折法	□	□	□	□			○	○		
		反射法	□									
		表面波	□									
		共振法（起振器）					○	○			○	
		常時微動測定法									○	
	その他	載荷試験		□	□		○					
ボーリング孔内調査	物理検層	PS検層	□	□	□	□			○	○		
		孔間速度測定	□	□	□	□			○	○		
		音波検層							○			
		密度検層（RI法）										□
		常時微動測定法									○	
	原位置試験	サウンディング	□									
		孔内水平載荷試験		□	□		○					
		孔内動載荷試験		□	□		○	○			□	

注）サウンディングは、標準貫入試験、ダッチコーン動的コーン貫入試験、スウェーデン式サウンディング等がある。表5-3－解1において○印は直接求まるもの、□印は間接的に求まるものである。

iii) 5-2-2に示す、動的土質試験のための土質材料を得るためのサンプリングは次に述べる方法によるのがよい。動的土質定数は不撹乱試料と撹乱試料とではかなり異なっているので、土の動的室内試験は可能な限り不撹乱試料で行う。砂質土については、ボーリング孔から不撹乱試料を採取することが通常困難であるが、サンドサンプラー等を用いれば撹乱度の低い試料が得られる。粘性土の不撹乱試料のボーリング孔からの採取を、シンウォールサンプラーで行うことができる。その他の方法として、比較的浅い部分についてはトレンチを掘りブロックサンプリングで採取する方法がある。

また、地盤の動的性質は、密度によって大きく変わるから、必要な場合は、地盤の密度測定を行うのがよい。密度測定のための直接的方法としては、サンドサンプリングによる方法、また間接的方法としては、*RI*（ラジオアイソトープ）などの物理検層がある。

iv) 流動化（または液状化）判定のための原位置調査としては、以下に述べる方法がある。

a) サウンディング

標準貫入試験で得られるNは、地盤の密度・地盤内応力と相関があるので、N値から、地盤の流動化(または液状化)の可能性の一次的な判定を行うことができる。しかしN値は、礫の存在によって過大な値を示し、また細粒分を含んだ細砂では、N値が少さくても動的強度は必ずしも低くないなど、不確実な要素があることに注意しなければならない。N値の他に、動的コーン貫入試験によって得られたN_d値、ダッチコーンによるq_c値、スウェーデン式サウンディングによるN_{sw}値等も地盤の流動化(または液状化)のための資料となる。

b) 振動杭打ち法[15]

杭を振動させながら砂質地盤内に打ちこみ、地盤内での間げき水圧の上昇、地盤加速度、地表面の沈下量等を測定することにより、流動化(または液状化)の可能性を判定する方法である。この方法では、砂質地盤が地震時に流動化(または液状化)する可能性、あるいは地震時の動的沈下量を絶対的に評価することは難しい、しかし、この方法は現位置での実施が比較的容易であり、他所の地盤での実施例との比較、地盤改良前と改良後での比較をすることにより、流動化(または液状化)の可能性の判定のための資料を得ることができる。

c) 発破法[16]

ボーリング孔内で一定量の火薬を爆発させて、地表面の沈下量、地盤内の間げき水圧の上昇、地盤加速度等を測定することにより、地盤の流動化(または液状化)の可能性の判定を行うのが発破法である。この方法では、砂質地盤が地震時に流動化(または液状化)するか否かを定量的に評価することは困難であるとされている。しかし、他の個所の地盤での実施例との比較、地盤改良実施前後での測定結果の比較を行うことにより、流動化(または液状化)の可能性の判定の資料を得ることができる。

d) その他の調査・試験としては、地盤の動的解析や大型振動実験等がある。地盤の動的解析は、5-3-3に示す。

5-3-3　地盤の動的解析

(本　文)

地盤の動的解析は、特に必要となる場合に実施するが、この際、4-3-5に示す地震入力を考慮し、想定する地盤の地震時の挙動を適切に把握できる方法で行う。

(解　説)

j) 地盤の動的解析は、4-3-5に示した地震入力の特性を考慮の上、想定する地盤の地震時の挙動をできるだけ正しく把握できる方法によって行う。このさい、スペクトル法または時刻歴応答解析法のいずれによってもよい。

動的解析のための地盤の力学モデルは、5-2、5-3に示す各種の調査結果に基づいて定める。ひずみが10^{-6}程度での地盤の諸定数は、原位置調査により求めることができるが、土質定数のひずみレベルによる変化は室内実験の結果が参考になる。[17)-19)]

地盤のモデル化の方法としては、有限要素法、質点系法、波動理論等を用いることができる。

ii) 地盤の動的解析の精度を向上する必要がある場合やその他必要となる場合には、地盤模型の振動実験を行う。

地盤に対する模型振動実験は、地盤の特性、振動時の特性を考慮の上、想定する地盤の地震時挙動が出来るだけ正しく把握できる方法によって行う。一般に、土を用いた模型振動実験では、変形係数、密度、強度などの力学定数の全てについての相似律を満足することはできないが、地盤の動的特性を定性的に把握する上に有益な資料を得ることができる。人工材料を用いた模型振動実験では、変形係数、密度についての相似律を満足することがある程度可能であり、振動性状の把握に有益な資料を得ることができる。

5-3-4 地盤種別の調査

(本 文)

地盤種別の調査は、本節に示す地盤調査によるのを原則とする。この際、地質構成、せん断波速度、地盤の周期特性等の地盤の特性を考慮し、これらを総合的に検討して判別する。

(解 説)

地盤種別の分類は、耐震設計における地震荷重の決定に際して必要となるので、慎重に行うのがよい。地盤種別の具体的な方法については、土木構造物および建築物の立地条件などを考慮して、それぞれⅡ編、Ⅲ編に示す。

5-4 地盤の地震時安定性

5-4-1 概 説

(本 文)

地震時にせん断抵抗を大幅に失う土層に関しては、耐震設計においては一般にその支持抵抗を期待しない。

さらに、地震時にすべり変位等が発生する可能性のある場合は、その影響も考慮して構造物の安全性の照査を行う。

(解 説)

地震時に地盤流動化(または液状化)等によりせん断抵抗を大幅に失う可能性のある土層については、耐震設計上、その土層の支持抵抗を期待しない。砂質地盤および粘性土地盤の地震時安定性の調査は、それぞれ5-4-2および5-4-3によることができる。

地震時に水平変位やすべりが発生する可能性のある地盤や傾斜地に近接して構造物を設置する場合には、地盤変位が構造物を破壊させることのないように留意する必要がある。

地盤震害の一般的特徴として次のことが知られている。粘性土地盤は、地震時に大きな変状をきたさないとされている。しかし、軟弱粘性土が厚い地盤では、日本家屋の被害が他の地盤に比して著しいことが報告されている地震例が多い事から、構造物の耐震上、安全な地盤ということにはならない。軟弱粘性土が厚い地盤上に構築された盛土が、地震時に大きく沈下した例もある。また、地震後に、圧密の速度が促進された例もある。

次に砂質土地盤については、ゆるい地盤では地震時に沈下が発生した例が多い。さらに飽和砂質地盤では液状化しやすいことが知られている。液状化が発生した時には沈下が特に著しくなる。

日本の最近100年間について、40回以上の地震で地盤流動化（または液状化）等の地盤変動が発生しており、その結果、次のような地盤震害が生じている[13]。

1）支持力の低下による、基礎の浅い橋台、橋脚、建築等の重い構造物の沈下

2）液体状になることによる建築中のケーソン、地下水層、下水管、マンホール等の軽い構造物の浮上

3）不同沈下によるパイプ等の線状構造物の破壊

4）水平変位による杭基礎の破壊

5）盛土斜面の流動的すべりの励起

自然斜面が、地震時に崩壊した事例も少なくないので注意を要する。

また、地震時に、大規模な地すべりが発生した事例も報告されているので注意を要する。

5-4-2　砂質地盤の安定性の調査

（本　文）

砂質地盤の安定性の調査は、原則として次の流動化（または液状化）に関する調査法から適切な方法を選んで行う。

i）流動化（または液状化）の簡易調査法

ii）流動化（または液状化）の詳細調査法

（解　説）

i）流動化（または液状化）の簡易調査法

砂質地盤の流動化(または液状化)の可能性は、過去の流動化(または液状化)の事例や流動化（または液状化）についての各種の検討結果を参照して、判断することが望まれる。N値、粒径、粒度分布等から、簡易に流動化(または液状化)の可能性を判定することができる。

地下水位の高い10mより浅い砂質地盤では、細粒分含有率が10%～20%以下で、かつN値が10程度以下の場合は、地震時に流動化(または液状化)する可能性が高いので判定のさいの判断の目安となる。

ただし、礫を含んでいる地盤等では一般にN値が高くなるので、N値がある程度大きいからと言って、流動化(または液状化)の可能性が全くないと直ちに判断できない場合がある。また逆に、細粒分の含有率が10～20を超えている砂質地盤では、N値が10より小さい場合であっても、地震時に流動化（または液状化)するとは言えない。このような場合に対しては、次項 ii)に示す判定方法がある。

ii）流動化（または液状化）の詳細調査法[22]

砂質地盤の流動化(または液状化)に関して、より詳細な調査が必要と判断される場合は、現地から採取した不撹乱試料を用いて5-5-2に示す動的土質試験、5-3-2に示す地盤の動的調査ならびに5-3-3に示す地盤の動的解析を行って流動化(または液状化)の発生の有無を判定するのがよい。なお、動的室内試験および動的解析を実施するのが困難である場合には、同種の地盤での適切な詳細調査の結果を参照して、流動化(または液状化）発生の有無の判定を行うことができる。

5-4-3　粘性土地盤の安定性の調査

（本　文）

粘性土地盤の安定性の調査は、適切な調査、試験によって行う。

（解　説）

構造物を支持する粘性土地盤については、地震時に構造物に不都合な性状の変化を起さないことを調査しておく必要がある。[23)]

粘性土は、ゆるい飽和砂質土の様な地震時の突発的な強度減少は生じないとされているが、地震荷重による強度減少が生ずる可能性がある。粘性土地盤の地震時安定性は、既往の研究成果を参照し、必要に応じ現地の土質試料を対象とした動的強度試験（5-2-2参照）を行って判定するのが望ましい。動的強度試験の実施が困難な場合には、静的な一軸圧縮試験による簡易法によることができる。このさい、木造などの軽量な構造物を除く一般構造物に対する判定の目安としては、一軸強度が0.2 kg／cm²程度以下のごく軟弱な粘性土は、耐震設計上、支持力を期待しないと考えてよい。

参考文献

1) Richart, F.E., Jr., Hall, J. R., Jr. and Woods, R. D.,(1970); Vibrations of Soils and Foundations, Prentice - Hall
（和訳：岩崎敏男・嶋津晃臣（1975）：土と基礎の振動、鹿島出版会）

2) 市原松平（1969）、"土の動的性質"、最上武雄編、土質力学、pp.623～744

3) 土質工学会（1973）：土と構造物の動的相互作用：土質基礎工学ライブラリー

4) 石原研而（1976）：土質動力学の基礎、鹿島出版会

5) Seed, H.B.,and Lee, K.L.,(1966), "Liquefaction of Saturated Sand during Cyclic Loading," Proc. ASCE,SM, pp. 105～134.

6) Peacock, W.H., and Seed, H.B.(1968), "Sand Liquefaction under Cyclic Loading Simple Shear Conditions," Proc. ASCE, Vol. 93, SM3, pp. 689～708.

7) 柴田徹、土岐憲三、寺田邦雄（1970）、"砂質土の弾性波速度に関する研究、"京大防災研年報、13B、pp. 1～17.

8) Ishimoto, M., and Iida, K.(1936),(1937), "Determination of Elastic Constants of Soils by Means of Vibration Methods, Part 1, 2," Bulletin of Earthquake Research Institute, University of Tokyo, Vol. 14, 15, pp. 632～656, pp. 67～86.

9) Hardin, B. O., and Drnevich, V.P.(1972a), "Shear Modulus and Damping in Soils : Measurement and Parameter Effects," J. SMFD, Proc. ASCE, Vol. 98, No, SM6, pp. 603～624.

10) Yoshimi, Y., and Ohoka, H.(1973): "A Ring Torsion Apparatus for Simple Shear Tests," Proc. 8th International Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 1, pp. 501～506.

11) 今井常雄・吉村正義（1970）、"軟弱地盤における弾性波速度と力学特性"、土と基礎、Vol. 18, No. 578, pp. 17～22

12) 嶋悦三（1973）、"弾性波試験、"土と構造物の動的相互作用、土質工学会編、pp.516～534.

13) Kuribayashi, E., and Tatsuoka, F.(1974) "Brief Review of Liquefaction during Earthquakes in Japan, "Soils and Foundations, Vol. 15, No. 4, pp. 81～92.

14) 土質工学会（1972）、〝地盤調査法〟
15) Ishihara, K., and Mitsui, S.(1972), 〝Field Measurments of Dynamic Pore Pressure during Pile Driving, 〝Proc., of International Conf, on Microzonation, Vol. 2, pp. 529 ～ 544.
16) Florin, V.A., and Ivanov, P.L.(1961), 〝Liquefaction of Saturated Sandy Soils, 〝Proc. 5th ICSMFE, Vol. 1, pp. 107 ～ 111.
17) Seed, H.B., and Idriss, I. M, (1970), Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis, 〝Report No. EERC 70－10, University of California.
18) Hardin, B. O., and Drnevich, V. P.(1972), 〝Shear Modulus and Damping in Soils : Design Equations and Curves, 〝Proc. ASCE, SM 7. pp. 667 ～ 692.
19) 柴田徹、Soelarno, D. S.(1975), 〝繰返し載荷を受ける砂質土の応力・ひずみ特性〟, 土木学会論文報告集, 239号, pp. 57 ～ 65.
20) 日本道路協会、〝道路橋耐震設計指針・同解説〟、昭47. 4
21) 建築基準法
22) 吉見吉昭、〝砂質土の液状化〟土と基礎、Vol. 20. No. 8. 昭47. 8
23) 土木学会沈埋トンネル耐震設計研究委員会〝沈埋トンネル耐震設計指針（案）〟、昭50. 3

6. コンクリート部材の耐震性能

6-1 コンクリートおよび鋼材の材料特性

6-1-1 コンクリート

（本 文）

コンクリートは、所要の強度と耐久性を有するものとする。

設計計算に用いるコンクリートの応力～ひずみ関係、弾性定数等は、コンクリートの品質および耐震計算の目的に応じて定める。

（解 説）

(1) 応力～ひずみ関係

コンクリートの応力～ひずみ曲線は、応力度の大きさにかかわらず不完全弾性の性状を示すが、（図6-1－解1）、残留ひずみの全ひずみに対する割合は応力度が低いほど小さく、破壊強度の50%程度の応力度では約10%程度にすぎない。したがって、設計計算では一般に残留ひずみを無視してコンクリートを弾性体として取扱う。

終局限界状態における断面計算に用いるコンクリートの応力～ひずみ曲線の一例とし

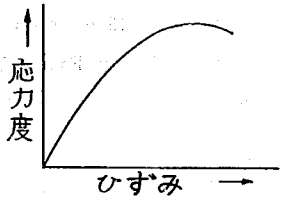


図6-1－解1 コンクリートの応力～ひずみ曲線

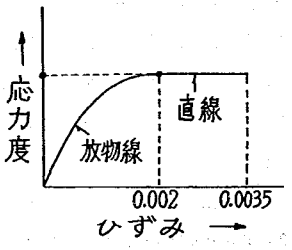


図6-1－解2 終局限界状態の計算におけるコンクリートの応力～ひずみ曲線の仮定（文献1）による）

ては、図6-2 －解 2のようなものがある。

(2) 弾性定数

不静定力または弾性変形の計算に用いる普通コンクリートのヤング係数は、表6-1 －解 1の値を標準とする。

コンクリートのポアソン比は一般に 1/6 とし、ヤング係数とせん断弾性係数との比は 2.3 とする。

表 6-1 －解 1　コンクリートのヤング係数

（文献 2）および 3）による）

設計基準強度 σ_{ck} (kg／cm²)	180	240	300	400	備 考
ヤング係数 E_c (kg／cm²)	2.4×10^5	2.7×10^5	3.0×10^5	3.5×10^5	土 木
ヤング係数 E_c (kg／cm²)	2.0×10^5	2.3×10^5	2.6×10^5	2.9×10^5	建 築

6-1-2　鉄筋およびPC鋼材

（本　文）

鉄筋およびPC鋼材は、所要の引張強さ、降伏点および変形性能（伸び、曲げ等）を有するものとする。

設計計算に用いる鉄筋およびPC鋼材の応力～ひずみ関係、弾性定数等は、鉄筋およびPC鋼材の品質に応じ、かつ耐震計算の目的に応じて定める。

（解　説）

(1) 応力～ひずみ関係

鉄筋の応力～ひずみ曲線は図6-1 －解 3のようであるが、設計計算においては鉄筋の応力～ひずみ曲線は図 6-1 －解 4のように仮定する。

PC鋼材の応力～ひずみ曲線は一般に図 6-1 －解 5のように明瞭な降伏点をもたないので、永久ひずみが 0.2％となる応力度を降伏点とみなす。

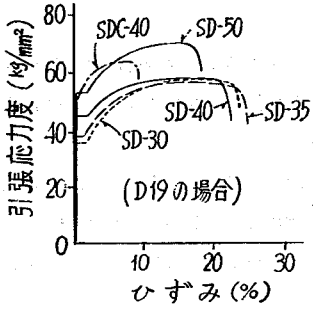


図 6-1 －解 3　鉄筋の応力～ひずみ関係

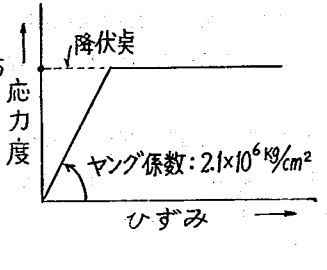


図 6-1 －解 4　設計に用いる鉄筋の応力～ひずみ関係(文献 1)による）

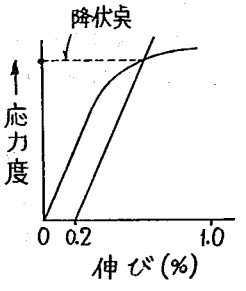


図 6-1 －解 5　ＰＣ鋼材の応力～ひずみ関係

(2) ヤング係数

計算に用いるヤング係数は、鉄筋は 2.1×10^6 kg／cm²、PC鋼材は 2.0×10^6 kg／cm²とする。

6-2 鉄筋コンクリート土木構造部材の耐震性能

6-2-1 概　説

（本　文）

鉄筋コンクリート土木構造部材の設計にあたっては、一般に常時作用する荷重に対して必要な強度と機能を満足し、かつ地震に対して必要な強度と機能をそなえるように配慮する。ただし、構造規定によって所要の耐震性を確保しうることが明らかなものはそれによってよい。

6-2-2 設計上配慮すべき基本事項

（本　文）

鉄筋コンクリート土木構造部材の設計にあたっては、次の事項について配慮する。

i) 地震時における部材各部の応力度が所定の値をこえないこと。

ii) 曲げ耐力に比して十分なせん断耐力を付与すること。

iii) できるだけ捩りを受けにくい構造とすること。

iv) 地震の影響により有害なひびわれや残留変形を生じないようにすること。

v) 基礎地盤の影響を無視できないときは、それを適正に考慮すること。

（解　説）

(1) 鉄筋およびコンクリートの応力度は、常時荷重のもとでそれぞれの許容応力度をこえず、かつ、Ⅱ編3-2に示す地震の影響を考慮した場合には、それぞれの許容応力度の1.5倍をこえない範囲で所要の安全度を確保する。

(2) 曲げ部材および曲げと軸方向圧縮力を受ける部材にあっては、ぜい性的なせん断破壊が他の破壊に先行しないようにするため、曲げ耐力に比して十分なせん断耐力を付与し、必要なじん性を確保する。

(3) 部材断面の決定にあたっては、降伏耐力のみでなく終局耐力についても地震の方向にかかわらずほぼ同一となるように考慮する。

また、とくにラーメン構造などにおいて、地震力により捩りが作用するような場合には、個々の部材が捩りを受けやすいような構成はなるべく避け、構造全体として捩りに抵抗できるような構成とする。

(4) Ⅱ編3-2に示す地震の影響により、有害なひびわれや残留変形が生じないようにする。部材の耐久性確保のうえからは、一般に幅0.2㎜以下のひびわれは無害と考えてよいが、水中・海中構造物などの部材におけるように耐久性または使用性からさらにきびしい規制を要するものは、しかるべく考慮する。

(5) 地震時における構造系の変位、変形量を求めるにあたっては、部材自体の変形のほかに、必要に応じて基礎地盤の変位の影響をも考慮する。

6-2-3　耐力および変形性能

（本　文）

鉄筋コンクリート土木構造部材の設計においては、4-3に示す地震荷重に対して、部材の安全性を照査し、かつ部材の諸元、配筋等の決定にあたっては、その保有耐力を発揮するまでに、ぜい性破壊を生じないようなじん性をもたせるよう考慮する。

（解　説）

種々の土木構造物のうち、一例として橋脚・橋台のような柱状（壁状）構造物の場合について、耐力および変形における特徴をみると、つぎのようである。

i）既往の震害例にみる橋脚の被害の傾向

地震の影響を評価する場合、既往の震害例がよい参考となる。橋脚についてその傾向をまとめると次のようである。

a）独立柱橋脚の被害としては、基礎の地盤の不良等による躯体の折損事例、折損まで至らないがフーチング鉄筋が抜け出した事例がある。しかし、断面の比較的大きな独立柱橋脚における躯体の被害例は少ない。

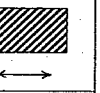
b）ラーメン橋脚ではラーメン面内において建築物のＲＣ柱の震害にみられるようなせん断耐力、じん性不足を主原因とする被害の例がある。

c）橋脚天端の支承部付近の被害はしばしばみられる。

ii）橋脚の断面形状が耐力におよぼす影響

許容応力度法により設計された橋脚の終局曲げモーメントMuと降伏曲げモーメントMyとの比（Mu／My）は、表6-2－解1に示すように断面形状により、また同一断面でもその方向によって異なる。許容応力度法で設計する場合、部材はMyに対してほぼ同一の安全度が保たれるため、Muに対する安全度は断面形状や断面の方向によって異なることになる。

表6-2－解1　既往の橋脚におけるMu／My

中実円断面 2.5～4.5 m	中実矩形断面 1.2×(1.5～2.1) m	
		
約1.4	1.1～1.2	約1.5

なお、米国カリフォルニア州の耐震規定では、曲げと軸方向力を受ける柱について断面の長辺に対する短辺の比は0.4以上とすべきことを規定している。

iii）動的荷重による断面力

一般にラーメン柱では柱の断面は一様で、軸方向鉄筋量は上下に均一であるため、モーメント分布に対応して応力も上下端に最大値を生ずるが、独立柱では、下端においてモーメントは最大となるが一般に軸方向鉄筋量はモーメント分布に応じて上部ほど減じ、躯体断面も下方に

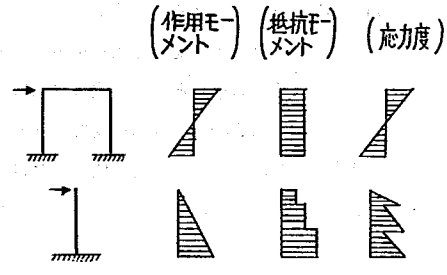


図6-2－解1　独立柱とラーメン柱

大きくしている場合が多いので、応力度は下端で最大になるとはかぎらない。（図 6-2 －解 1 参照）

震度法では高さ方向に対し設計水平震度を一様としているが、実際の橋では一般に上方が大きくゆれる。そのため、図 6-2 －解 2 に示すように動的断面力と震度法による断面力との比は橋脚基部よりも中間部もしくは上方において大きくなる。

じん性を高めるためにラーメン構造では柱の上下端付近に帯鉄筋を密に配置すればよいが、独立柱では動的断面力と主鉄筋配置を考慮すると下端付近だけでなく、軸方向鉄筋を減じたため作用モーメントとの比が 1 に近い位置に対しても帯鉄筋を密に配置する必要がある。

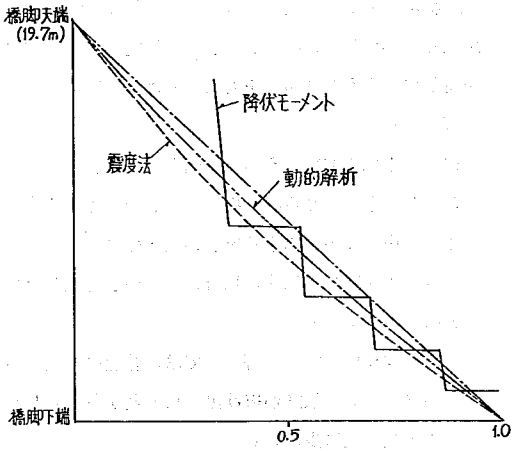


図 6-2 －解 2　モーメント分布の比較(文献 4)による)
（$H = 22$ m小判型橋脚、橋軸方向）

ⅳ) 既往の橋脚における応力度および配筋上の特徴

橋脚・橋台は、一般に曲げと軸方向力を受ける部材として設計されるが、このような部材は曲げのみを受ける部材とくらべて破壊がぜい性的になる傾向があり、その程度は軸方向力の大きさおよび鉄筋の配置状況によって異なる。

既往の道路橋橋脚における軸方向応力度、引張鉄筋比および帯鉄筋比の傾向を建築物の柱におけるそれらと対比すると表6-2 －解 2 のようで、おおむねつぎのような傾向がある。

a) 死荷重による軸方向圧縮応力度は 6 ～23kg／cm²程度で、応力度のもっとも大きい中空円形断面の場合でも、壁の少ない中低層 RC 建築物の 1 階における軸方向圧縮応力度約 40 kg／cm²とくらべてかなり小さい。

b) 引張鉄筋比は、中空断面および 2 柱式ラーメンでは建築物の柱の場合とほぼ同程度であるが中実円形断面では少なめで、しかも断面が大きなものほど少ない。

c) 帯鉄筋比は、建築学会の基準に比してかなり小さい。

ⅴ) 既往の橋脚におけるじん性率

部材のねばり強さ（変形性能）を表わす 1 つの指標としてじん性率を考える。じん性率は終局変位（または終局曲率）と降伏変位（または降伏曲率）との比で表わされる。コンクリートの終局圧縮歪は一般に 0. 25 ～ 0. 35 %程度であるといわれている。コンクリートの歪が 0. 35 %に達した時の変位（または曲率）を終局変位（または終局曲率）と考えることにしてじん性率を計算すると表 6-2 －解 3 のようで、変形性能に関してはおおむねつぎのような傾向がある。

表 6-2 －解 2　軸方向応力度、鉄筋比

部材＼項目		死荷重による軸方向圧縮応力度 (kg/cm²)	引張鉄筋比 (%)	帯鉄筋比 (%)	備考
橋脚	中実円形断面	7.5 ～ 12.4	0.30 ～ 0.60	0.05 ～ 0.09	15例[5]
	中空円形断面	13.5 ～ 22.9	0.54 ～ 0.97	0.21 ～ 0.26	15例
	角断面2柱式	6.3 ～ 9.1	0.36 ～ 1.14	0.10 ～ 0.14	15例
建築物の柱		約 40	0.5 ～ 1.5[1),6)]	0.2[3)]以上	

表 6-2 －解 3　じん性率の計算例

柱の種別		曲率をもとに定義したじん性率	曲げ変形のみによる橋脚天端の水平変位をもとに定義したじん性率	曲げ変形とフーチングからの鉄筋の伸び出しとを考慮して計算した橋脚天端の水平変位をもとに定義したじん性率	備考
	中実円形断面	7.6～ 9.1	5.8 ～ 8.2	6.4 ～ 8.1	6例[4]
	中空円形断面	6.2～ 7.7	4.9 ～ 6.6	5.8 ～ 6.8	6例
	角断面2柱式（橋軸方向）	11.4～17.9	2.9 ～ 6.8	5.6 ～ 10.5	6例
	角断面2柱式（橋軸直角方向）	6.7～10.0	5.1 ～ 8.1	5.7 ～ 8.6	4例
	小判型断面（橋軸方向）	8.2～ 9.4	3.9 ～ 7.0	5.3 ～ 7.3	3例
建築物の柱		5.4			RC規準付2、構造設計例－1の場合

a）コンクリートの終局ひずみの大きさは終局モーメントの値には大きな影響を与えないが、終局曲率（変形）には大きな影響を与える。

b）断面が大きくなるほど降伏モーメントおよび終局モーメントは大きくなるが、曲率（変形）は小さくなる。

c）ある断面において、軸力が増せば降伏モーメントおよび終局モーメントは増加するが終局曲率は減少する。

d）応答震度と曲率および応力、ひずみとの関係について1例を示すと、

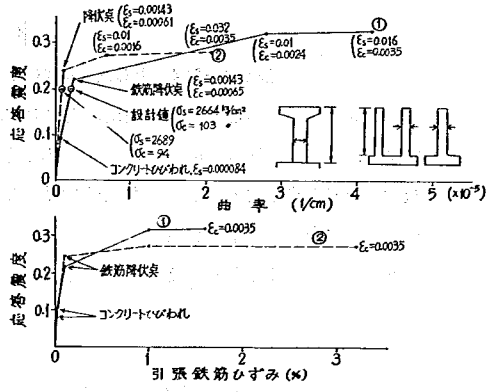


図 6-2 －解 3　応答震度と曲率、応力、ひずみとの関係の1例（文献7）による）

図 6-2 －解 3のようである。

vi) 橋脚の変位に及ぼす基礎変位の影響

基礎の回転ばねが独立柱およびラーメン柱の変位に及ぼす影響の傾向を示すと図 6-2 －解 4 のようで、地震時における回転ばねの弱化（基部モーメントが大になることによる躯体の弱化および地震による土の弱化）が橋脚の水平変位に及ぼす影響はラーメン柱に比して独立柱の場合きわめて大きく、従って橋脚の振動性状（固有周期、非線型性など）に及ぼす影響も独立柱の場合は大きくなる。

また、躯体の剛性と基礎の回転ばねとの比 Kの値が大きくなるほど（躯体剛性 EI/ℓ が大なるほど、地盤が軟いほど）基礎のロッキングが橋脚躯体のたわみ振動に比して優勢になる。基礎のロッキングの減衰は RC躯体のたわみ振動の減衰よりも大きいので、独立柱橋脚のなかでも基礎のロッキングの優勢なもの（Kが大）は、たわみ振動の優勢なもの（Kが小）よりも減衰が大きくなる傾向がある。

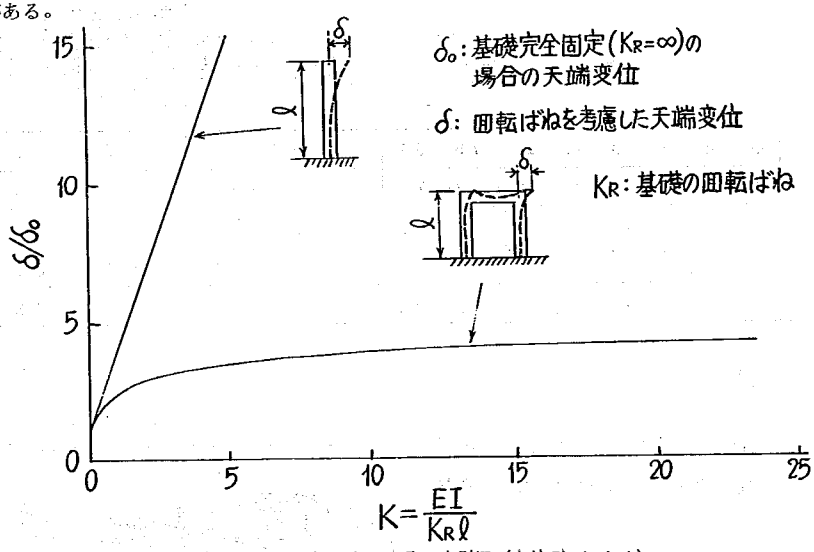


図 6-2 －解 4　基礎回転が変位に及ぼす影響（文献 7）による）

モーメントによる基礎の降伏や破壊が全体の破壊に及ぼす影響も、独立柱橋脚の方が大きく、独立柱では基礎の破壊は転倒などの全体の破壊につながるが、ラーメン柱ではたとえ柱の下端のみに塑性ヒンジが形成されたとしても機構(不静定次数＋1個の塑性ヒンジが形成された状態)が形成されるまでは全体の破壊には至らない。

6-3　鉄筋コンクリート建築構造部材の耐震性能

6-3-1　概　　説

（本　文）

鉄筋コンクリート建築構造部材は、常時作用する荷重に対して必要な強度と機能を有し、かつ、地震の影響に対しても必要な強度と変形性能を保有するものとする。

（解　説）

鉄筋コンクリート建築物を合理的に耐震設計するためには建物を構成する各部材の強度、変形性能を明確にし、変形能力を向上させる必要がある。更に、比較的頻度の高い中程度の地震に対しては、構造体の被害を無被害に近い程度にとどめることが望ましい。このような事から、鉄筋コンクリート建築物を構成する各部材の耐震性能としては中地震によって生じる断面力のもとでの各応力度を基準法による許容力度以下にとどめるものとし、更に、大地震に対しては強制される大変形下でぜい性的な性状を示さないものとすることにした。

なお、近年における被害地震による鉄筋コンクリート建築物の顕著な被害例としては1968年の十勝沖地震による柱のせん断破壊、1971年のサンフェルナンド地震における柱の付着破壊とスパイラル補強の効果、1976年の大分地震による短柱と耐震壁のぜい性破壊などが挙げられるが、これらのぜい性的な破壊現象に関しては最近の研究成果により、改善の目安が得られた。

6-3-2　設計上配慮すべき基本事項

（本　文）

鉄筋コンクリート建築構造部材の設計においては、次の事項について配慮するものとする。

i）柱およびはり部材は、それらの曲げ破壊以前にせん断破壊ならびに付着破壊が生じないこと。

ii）柱・はり接合部は、それに接合する柱またははり材が曲げ終局状態に達する時に十分な余力をもつものとすること。

iii）柱、はりならびにその接合部は所要の変形量の範囲内において、その耐力を保持しうる変形性能を保有すること。

iv）耐震壁は、それが含まれる構面等の挙動を考慮して決定される耐力下において、せん断破壊をせずに必要な変形性能を保有すること。

v）床を構成する部材ならびにその接合部は、地震時に生じる床面内の力に対して、十分な剛性と強度を保有すること。

（解　説）

鉄筋コンクリート建築物を耐震上安全な構造とするためには、想定される地震入力を上回る耐震強度をもつか、または、地震入力エネルギーを上回る塑性変形能力をもつかのいずれかにしなければならない。

一般的に云って、鉄筋コンクリート造建築物の場合には、Ⅲ編で述べる壁式構造による建築物のような十分な耐震強度をもつものも決して少なくないが、耐震壁の少ない場合や4～5階建以上の建築物などは、耐震強度だけで大地震に抵抗するように設計することは至難であって、耐震強度の不足分を適切なねばり強さによって補うことが必要となる。

鉄筋コンクリート構造におけるねばりのない破壊形式としては、せん断破壊や付着破壊、圧縮破壊などが挙げられるが、中でもせん断破壊の場合には破壊後の強度低下が最も著しい。

このため、例えばある建築物を構成する部材が1つでもせん断破壊すると他の部材が最大強度に達する時には、せん断破壊した部材の強度は既に著しく低下してしまっており、したがって、その建築

物の保有耐力はそれを構成する各部材の保有耐力の和よりも小さな値となってしまう。

更に重要なことは、例えば大きな軸方向力を支持している部材がせん断破壊して、その水平耐力が低下すると、軸方向の耐荷力も同時に低下し、建築物全体が水平方向への倒壊などの破壊から免れることができても、建築物の一部が鉛直方向に破壊してしまう可能性が考えられることである。

このような事から、建築物全体を構成する部材個々の設計においては基本的にせん断破壊をさせない方針をとる事が望ましく、特に耐震強度のあまり大きくない部材については、この設計方針が必須事項となる。

一方、建築物の床板はそれに作用する鉛直力をはりなどを介して柱や壁に伝える働きをする他、地震時においては架構相互の剛性や強度の差によって生じる水平力を適切に柱や壁に伝える機能を保有することが必要となる。したがって、例えば大きな耐震強度をもつ耐震壁に接続する床板などでは、その強度や剛性についての十分な検討が必要となる。

6-3-3　耐力および変形性能

（本　文）

鉄筋コンクリート建築構造部材の設計においては、4-3 に示す地震荷重に対して部材の安全性を照査し、かつ部材の諸元、配筋等の決定にあたっては、その保有耐力を発揮するまでに、ぜい性破壊を生じないようなじん性をもたせるよう考慮する。

（解　説）

(1)　前述のように鉄筋コンクリート建築物の耐震性能を向上させるためには、まず、柱、はり、それらの接合部および耐震壁の強度や破壊状況を明らかにする必要がある。

ここでは、建築物を構成するそれらの部材の破壊形式や各種の強度の算定式、および変形性能を向上させるために必要な構造規定などに関する最近の研究成果の概要について述べる。

(2)　はり、柱について

i）はり、柱のぜい性的な破壊

はり、柱のぜい性的な破壊形式としてはせん断破壊、付着破壊があり、またこれにつぐもろい破壊形式としては圧縮破壊、主筋の座屈による破壊が挙げられる。これらの破壊現象についての破壊の進展状況、荷重変形曲線、耐力低下、減衰性等の基礎的資料およびこれらの破壊を防止するための設計手法は本総合プロジェクトの関連研究課題の報告書に記されているが、以下にその内容を要約しておく。なお、記号についても前記文献を参照されたい。

ii）部材の曲げ強度 Mu

o　はり

$$Mu = 0.9 a_t \cdot \sigma_y \cdot d \qquad (6\text{-}3 - 解\,1)$$

o　柱

$N_{max} \geqq N > 0.4 b \cdot D \cdot Fc$ のとき

$$Mu = \{ 0.8 a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.12 b \cdot D \cdot Fc \} \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - 0.4 b \cdot D \cdot Fc} \right) \qquad (6\text{-}3 - 解\,2)$$

$0.4b \cdot D \cdot Fc \geqq N \geqq 0$ のとき

$$Mu = 0.8 a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 N \cdot D\left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot Fc}\right) \qquad (6\text{-}3 - 解\ 3)$$

$0 > N \geqq Nmin$ のとき

$$Mu = 0.8 a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4 N \cdot D \qquad (6\text{-}3 - 解\ 4)$$

ⅲ) 部材のせん断強度Q_{su}

○ はり，柱の場合

$$Qsu = \left\{\frac{0.092 Ku \cdot Kp(180 + Fc)}{M/Q \cdot d + 0.12} + 2.7\sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0\right\} b \cdot j \qquad (6\text{-}3 - 解\ 5)$$

または

$$Qsu = \left(0.9 + \frac{\sigma_0}{250}\right)\left\{\frac{0.18 Ku \cdot Kp(180 + Fc)}{h_0/d + 0.23} + 2.2\sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}}\right\} b \cdot j \qquad (6\text{-}3 - 解\ 6)$$

なお、文献[8]にはこの他、そで壁のついた部材の強度や、長方形断面材の付着割裂強度に関する諸式に加え、それらの諸式の適合性についての検討結果も記されているので参考にされたい。

ⅳ) 鉄筋コンクリート柱の典型的な破壊モードとこれに関係する主要な構造因子

鉄筋コンクリート柱の破壊モードには、その荷重履歴が影響することが確認されているが、ここでは塑性域における多数回のくり返し加力実験[8]によって得られた各種の破壊モードやそれに影響する主要な構造因子について述べる。

a) 対角線状せん断破壊（DT）

部材の両端部を結ぶ対角線状に斜めひびわれが生じる破壊形式であって、特にせん断補強が少ない部材ではひびわれ発生後に急激な耐力低下を生じる。一般にシアスパン比のごく小さい部材（約1.0以下）に多くみられ、せん断補強を増しても、じん性は改善しがたいことが多い。塑性率μは2以下のものが多い。

b) せん断引張破壊（ST）

部材の材端に生じるせん断ひびわれが急激に進展し、圧縮部のコンクリートの圧潰を伴うことなく耐力低下を生じるもので、シアスパン比がそれ程小さくなく、かつ軸方向応力が小さく、せん断補強の少ない部材に多くみられる。中には、コンクリート強度の大きい部材で、曲げ降伏後の大変形下において、急激に斜めにひびわれが進展し、急激な耐力低下を生じるものもあるが、これも、せん断補強筋比が少ないことが原因である。

これらの破壊モードは、せん断補強を増すことによってそのじん性を改善できることが多い。塑性率μは1ないし4である。

c) せん断圧縮破壊（SC）

シアスパン比の大小にかかわらず、軸方向応力の大きな部材で、せん断ひびわれの発生後に圧縮域のコンクリートが破壊するもので、シアスパン比の小さい場合や軸方向応力が極端に大きい場合には曲げ降伏前に破壊し、シアスパン比が小さくなく かつ軸方向応力が中庸な時には

曲げ降伏後かなりの塑性変形まで耐えられるものが多い。特に、後者は後述の曲げ圧潰型の破壊に次いでじん性に富むもので、せん断補強を増すことによってより粘り強くすることができることが多い。この場合の塑性率は1ないし6程度である。

d) 曲げ圧縮破壊（FC、$FC \cdot Bu$）

シアスパン比が小さくなく、かつ、軸方向応力度や引張主筋比があまり大きくない部材が適度にせん断補強されている場合にみられるもので、破壊はコンクリートの圧潰によって生じるが、耐力低下は緩かで最も安定した破壊モードである。

エネルギー吸収性能も優れており、変形の増大につれてより大きな吸収能力を示す。

しかしながら、圧縮鉄筋が適切な間隔に配置されたせん断補強筋によって拘束されていない場合には、コンクリートの圧潰後間もなく、圧縮筋が座屈して顕著な耐力低下を生じることがある。この破壊モードの塑性率は2ないし8程度である。

e) 付着割裂破壊（BS）

多数の異形鉄筋が主筋として用いられている部材では、耐力が曲げ強度近くに達すると、主筋に沿って小さな斜めひびわれが多数発生し、次第にかぶり部分のコンクリートが剥落し、耐力低下を生じるようになる。しかし、シアスパン比が小さい場合には、せん断破壊が先行するため、この破壊は生じにくい。また、副帯筋など、特殊なせん断補強の効果は認められるが、単なるせん断補強の増加によってこの破壊型式を防止することは困難である。この破壊モードの塑性率は1ないし4程度である。

f) その他の破壊モード

この他、丸鋼を主筋とした部材の付着破壊や軸方向力が非常に大きい部材の圧縮破壊などのもろい破壊があるが、これらについての資料はあまり十分ではない。

V) じん性向上のための構造規定

上記の様に、ぜい性的な破壊モードに対しては、種々の要因が複合して影響するが、その内の主要なものについては、良好なじん性を期待するための限界を記すと次の通りである。

a) 引張鉄筋比（p_t）

p_t の大きなもの程、せん断破壊や付着破壊を生じやすい。特に、シアスパン比が1.5～3.0の部材ではp_tを1.0%以下としたい。また、主筋が異形鉄筋でp_tの大きな場合には副帯筋など特殊な補強が有効となる。

b) 軸方向応力度（σ_0）

σ_0の大きなもの程、曲げ降伏しても小さなμのもとで、せん断圧縮破壊を生じ易い。σ_0/Fcは地震時でも0.4程度にとどめることが必要である。σ_0/Fcが大きい場合には、特に材端部を中心にせん断補強筋を密に配置してコンクリートを拘束することが有効である。

c) シアスパン比（M/QD）

M/QDの小さな場合には、対角線状せん断破壊などを生じ易い。特にM/QDが1程度より小さい部材では多量のせん断補強をしても、このようなもろい破壊を著しく改善することは不可

能であるため、このような短柱を建築物に使用することは好ましくない。

d) せん断補強量（p_w）とその間隔(S)

p_t ，σ_0 やM/QDなどの値が適切な場合には、p_w を増すことによって、じん性を改善することが可能である。一方、計算上 p_w が不要となる場合でも曲げ降伏後の大変形下で、コンクリートの圧潰後に、せん断ひびわれが生じることもあるので、このような場合でも一定量のp_wを確保することが必要である。通常の場合、p_wの下限値として0.2%が妥当と思われるが、コンクリート強度の大きい部材では、ひびわれの発生によって失う強度の絶対量が大きいのでこの下限値も大きくする必要がある。また、主筋の早期座屈の防止にはSを主筋径の8倍以下とすることが有効である。さらに、p_w をいくら増してもその効果が顕著でなくなることが多い。すなわち、p_w が 1.2%をこえる場合には、こえた分のせん断補強効果は計算上無視することが望ましい。

e) 曲げ耐力時のせん断応力度（τ_D）

強度のみを期待するような部材でも、著しい耐力低下を生じさせないためにτ_Dを30 kg／cm程度以下にとどめることが適切であろう。

vi) じん性を期待する場合のせん断設計法

部材に適切なじん性を期待するためには、ただ単にそのせん断強度を曲げ強度以上にするばかりでは十分でない。現在、未だ確定的な結論は得られていないが、暫定的な提案として、表 6.3.－解 1 によってじん性設計を行うことを推奨したい。

表 6.3－解 1　じん性を期待するためのせん断設計法[9)]

期待する塑性率	設計用せん断力	設計式	σ_s *4 上限値	p_w 上限値	M/QD 下限値
6 前後	Q_Y*1 + Q_L	学会式	$F_c/4$	1.2%	1.0
4 前後	Q_{YF}*2 + Q_L	学会式	$F_c/3$	1.2%	1.0
2 程度	Q_{YF} + Q_L	終局強度式 *3	$F_c/2$	1.5%	—

＊1　Q_Y ；部材の両端が曲げ終局強度に達するときのせん断力
＊2　Q_{YF}；フレームがメカニズムに達するときのその部材のせん断力
＊3　はりや柱に関するもので本項解説 ii）項に示した式
＊4　長期軸方向応力度とフレームメカニズム時の軸方向応力度とを加算したもの。

(3) 耐震壁について

i) 代表的な破壊モードと履歴特性

a) 基礎回転および浮上り

耐震壁が基礎の部分から地震力によって回転したり、片側が浮上ったりすることは、通常の中低層建物においても予想されることである。一般的に地震力と回転角の関係は図 6.3 ―解 1 に示す通りである。回転剛性は力の大きさに従って徐々に低下していく。また、引張側から地盤と基礎の間が離れ始め、浮上る。さらに、回転角がある値を超えると復元力が負の値になり、転倒がおこる。

地震力と壁の回転角の関係において浮上りが生ずる以前の弾性状態における回転剛性は、建築学会の「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」[3](以下RC規準と略す)に示された方法により、土質試験の結果より求めることができる。

耐震壁が浮上った以後は水平方向の復元力は除々に減少するため、壁自体の破壊は進行しなくなる。そのため、じん性のある構造部材と同様に扱うことができる。しかし、浮上りのみによる回転と地震力との曲線のループには面積がなく、エネルギーを吸収しないことがじん性のある構造部材とは異っている。また、片足で立った状態になるため、水平方向のみではなく鉛直方向にも大きなせん断力が作用することに留意する必要がある。

b) 耐震壁の破壊モード

せん断力、曲げモーメント、軸力が加わる耐震壁自体の破壊は、イ) ひびわれ発生、ロ) 強度を決定する破壊、ハ) 限界変形を決定する破壊、ニ) 崩壊や倒壊の4段階に分けることができる。

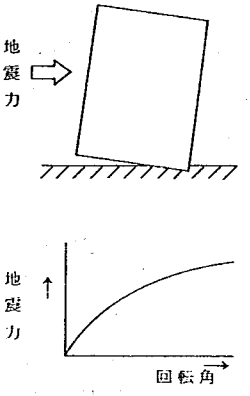


図6.3－解1

イ) ひびわれ発生

耐震壁には、図6.3－解2に示すようにせん断ひびわれ、隅角部ひびわれ、曲げひびわれ、曲げせん断ひびわれが生ずる。曲げせん断ひびわれは、曲げひびわれがせん断ひびわれよりも先行して発生し、それが傾斜してせん断ひびわれになるものである。

隅角部の小さなひびわれを除いて、上記のひびわれ発生荷重は、耐震壁の剛性が弾性からはずれる点とほぼ一致するといわれている。

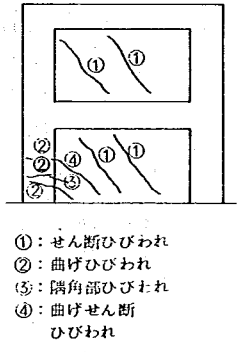


図6.3－解2

ロ) 強度を決定する破壊

強度を決定する要因として、曲げで降伏するかどうかが大きな要因であり、引張側の柱の主筋が降伏した後は曲げで圧潰するまでに2割程度の耐力上昇がある。変形は引張側柱の伸びによってかなり大きくなる。

一方、曲げで降伏しない耐震壁は比較的もろい破壊をする。とくに、壁式構造の実験における一部の耐震壁では、せん断ひびわれの発生と同時に荷重が急激に低下している。このようにせん断ひびわれの巾が広がって荷重が低下することをせん断引張破壊と呼ぶが、せん断引張破壊の強度は必ずしもせん断ひびわれ発生時ではなく、かなり荷重が増加した後に荷重が低下する例が多い。

壁板を拘束する部材が大きく、かつ全体が曲げ降伏しない耐震壁では壁板がせん断圧縮破壊する。壁板の中央や隅角部が圧潰し、耐力がかなり低下するため、最大強度時が限界変形

となる。

ハ）限界変形を決定する破壊

上記、ロ）に示したせん断引張破壊、せん断圧縮破壊は限界変形を決定する破壊であり、これらの破壊は曲げ降伏した後に荷重がほとんど上昇しないのにかかわらず、起ることが多い。最近の研究によると、通常の建物で頻度の高い形状の耐震壁では、曲げ降伏した後に圧縮側柱が圧潰したりせん断圧縮破壊して限界変形に達する例が多い。

ニ）崩壊あるいは倒壊

耐震壁が破壊され、鉛直荷重を支えられなくなることや、水平耐力が0になることがある。この点まで実験を行うことは稀であるが、最近の実験でも2～3見られる。また、大分県中部地震の際の九重レークサイドホテルの一階の壁のようにつぶれてしまった例もあり、防止しなくてはならない破壊モードである。

c）履歴特性

b）における破壊モードの内、せん断引張破壊で極端にもろい例、壁板がせん断圧縮破壊する例および曲げ降伏する例の3種に対応する略図を図6-3-解3に示す。

強度的にはせん断圧縮破壊するものが優れており、曲げ降伏するものはじん性に富んでいる。極端にもろい例をのぞき、せん断破壊する耐震壁の最大強度時のせん断変形は1/250付近であると云われている。最近の研究によれば、せん断力を単調加力したものは、正負繰返し加力のものに比較して、フラットな部分が長く、みかけ上じん性があるような変形性状になっているので、注意を要す。

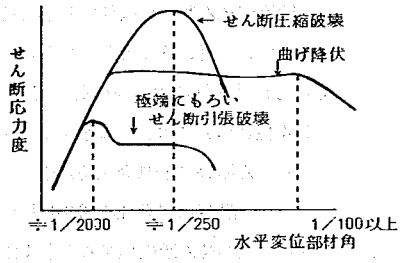


図6-3－解3

ii）各種強度の算定式

a）曲げ終局強度

曲げ終局強度については、今までにかなり研究されており、発表されている終局強度理論のいずれを用いてもかなり良い精度で予測することが可能であろう。次式はその一例であり、実験値と良く合致する式である。

$$M=0.8a_t\cdot\sigma_y\cdot D+0.2\cdot a_w\cdot\sigma_{wy}\cdot D+0.5ND\{1-N/(BDFc)\}\quad(6\text{-}3-解7)$$

ここに、a_t：柱筋断面積　σ_y：柱筋降伏点強度

a_w：壁筋断面積　σ_{wy}：壁筋降伏点強度

D：壁の全せい　B：柱　巾

N：軸　力　Fc：コンクリート圧縮強度

b）せん断終局強度

はりのせん断終局強度を予測する式を耐震壁のために修正した次式が既往の実験データに良く合致している。

$$Qu = \{ 0.0679 p_t^{0.23} (Fc + 180) / \sqrt{M/QD} + 0.12 + 2.7\sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh}} + 0.1\sigma_0 \} be \cdot j$$

（6-3 －解 8）

ここに　be ： I 形断面と長さおよび断面積が等しい矩形断面の巾

p_t ： $100at / be \cdot d$

σ_{wh} ： 水平せん断補強筋の降伏点強度

p_{wh} ： beを厚さと考えた水平せん断補強筋比

σ_0 ： 全断面積に対する平均軸方向応力度

この式は、壁筋の横筋のみ評価している点、曲げ降伏後のせん断破壊強度が評価の対象に含まれている点など検討の余地はあるが、現状では有用な式であろう。

壁筋がせん断終局強度におよぼす影響については、周辺拘束している通常の耐震壁ではあまり効果がないとされている。

壁板がせん断圧縮破壊する強度を予測する式としては、せん断応力度$Q/tl = 0.3Fc$という簡単な式も用いることができる。

ⅲ）じん性設計法および構造規定

じん性については、次に示す3段階を想定すると前述の破壊モードとも対応する。

a）せん断ひびわれ発生時が限界変形になるとき：

限界部材角 1／2000 程度

b）壁板がせん断破壊するとき：限界部材角 1／250 程度

c）曲げ降伏するとき ： 限界部材角 1／100 以上

上記a)の状態は設計ではさける必要がある。このような部材角で限界変形に達するのであればまったく有害な部材であろう。b）が成立する耐震壁をもつ建物は強度のみを期待する設計となる。c）が成立する耐震壁は強度とともにじん性に期待する設計に用いることができよう。

強度のみを期待する設計のためには、現行の RC 規準の構造規定：壁筋比 0.25％、はり・柱の主筋比 0.8 ％以上等をそのまま適用し、さらにせん断破壊する耐震壁では急激な破壊をさけるために適切な柱帯筋量（現行の最小値 0.25％を大幅に上回る値、例えば柱上下端が曲げ降伏する時のせん断力に対するせん断補強）が必要であろう。

耐震壁自体の保有耐力は、前述の曲げ終局耐力式とせん断終局耐力式、$0.3Fc$ のうちの小さな方とする。壁の浮上り耐力の算定には建物の重量、境界ばり、直交ばりによる抵抗等を考慮すべきである。

強度とじん性を期待する設計のためには、曲げ降伏か浮上りで耐力が決定され上記構造規定とともに適切な柱帯筋量が要求されよう。

(4) 柱・はり接合部について

本総合プロジェクトでは、柱・はり接合部についての研究を特に実施していないので、日本建築学会鉄筋コンクリート構造分科会が行った地震荷重の検討「地震荷重と建築構造の耐震性」[9] における柱・はり接合部に関する資料を紹介する。

柱・はり接合部の設計で問題となるのは、ⅰ）主筋の柱・はり接合部への定着、ⅱ）柱・はり接合部の耐力であるとし、次のような注意が必要であるとしている。

ⅰ）主筋の柱・はり接合部への定着

すみ柱などに対するはり主筋の定着では、定着部で鉄筋がふくそうしないようなディーテルを考える必要がある。

接合部を通過して、はりあるいは柱の主筋を通し配筋する場合、接合部内での主筋の軸方向ひずみおよびすべりを含む挙動が接合部材の耐力やじん性、さらには復元力特性にかなりの影響を及ぼすため、十分な注意が必要である。既往の異形鉄筋を用いた十字形柱・はり接合部実験結果から得られたはり通し筋の柱幅内での耐力時の平均付着応力度は$\tau = 4\sqrt{Fc}$ でほぼ表わせる。

ⅱ）柱・はり接合部のせん断応力

柱・はり接合部のせん断破壊はせん断ひび割れの後の斜め圧縮破壊の様相を示し、じん性に乏しいので、接合部にとりつくはり、あるいは柱の曲げ降伏に対応する接合部せん断応力に対して十分高い強度をもたせる必要がある。その検討は下記のように行なう。

$$D^{\tau}p \leqq u^{\tau}p \qquad (6\text{-}3 - 解9)$$

$D^{\tau}p$：接合部パネルの接合部材降伏時せん断応力で下記による。

$$D^{\tau}p = min\left\{ \frac{uMb1 + uMb2}{(1+\xi)eVc} , \frac{uMc1 + uMc2}{(1+\eta)eVc} \right\} \qquad (6\text{-}3 - 解10)$$

$uMb1, uMb2$ ： 左あるいは右のはりの終局曲げモーメント

$uMc1, uMc2$ ： 上あるいは下の柱の終局曲げモーメント

$\xi = D_b / h'$, $\eta = Dc / \ell'$

D_b, D_c ： はりあるいは柱の全せい

ℓ , h' ： はりあるいは柱のうちのり長さ

eVc ： コンクリートパネルの有効体積($=t_p \cdot J_p \cdot J_c$)

t_p ： パネルの厚さ $\frac{b_b + b_c}{2}$

b_b, b_c ： はりあるいは柱の巾

j_b, j_c ： はりあるいは柱の応力中心間距離

$u^{\tau}p = \tau_c + \tau_s$

τ_c ： パネルのコンクリートが負担するせん断応力度で、日本建築学会鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準および下記の3式を参考にきめる。（十字形の場合）

上村式
$$\begin{cases} \tau_c / Fc = 0.78 - 0.0016\,Fc & Fc \leqq 244\ kg/cm^2 \\ 〃 = 95.1/Fc & Fc > 244 \end{cases}$$

遠藤式
$$\begin{cases} \tau_c / Fc = 0.65 - 0.0014\,Fc & Fc \leqq 232 \\ 〃 = 75.4/Fc & Fc > 232 \end{cases}$$

大和田式
$$\begin{cases} \tau_c / Fc = 0.50 - 0.0010\,Fc & Fc \leqq 250 \\ 〃 = 62.5/Fc & Fc > 250 \end{cases}$$

また、T 字形、L 字形接合部の場合は、それぞれ 2／3，1／3 の値とする。

$$\tau_s = \frac{1}{2} p_w \cdot {}_w\sigma_y$$

$p_w = a_w / t_p \cdot s$

a_w ： パネル部の 1 組のせん断補強筋の断面積

S ： パネル部のせん断補強筋の間隔

t_p ： パネルの有効厚さ

${}_w\sigma_y$ ： パネル部せん断補強筋の降伏点

(5) 鉄筋コンクリートラーメプレハブ構造について

鉄筋コンクリートラーメンプレハブ構造（以上 *RPC* 構造という）も基本的には鉄筋コンクリート一体打ちラーメン構造（以下*RC* ラーメン構造という）と同じ設計方針をとるものとする。ただし、*RPC* 構造においてはプレキャスト部材間にジョイントが設けられるので、この点に限って *RC* ラーメン構造にはない設計上の配慮を必要とする。ジョイントを設けることにより行うべき設計上の検討事項は次のようになる。

a） 使用材料

太径鉄筋の使用、高強度コンクリートの使用に伴なう問題

b） フレーム解析

ジョイントの存在による構造物の一体化の不足（ジョイント部分を剛接と考えられるか否か）

c） プレキャスト部材の設計

コンクリートのかぶり厚や柱材などのコンクリート横打による付着状態あるいは、ジョイントの存在や部材の工場生産などによる制約

d） ジョイントの設計

鉄筋の継手の性能、ジョイント部のせん断補強、後打コンクリートとプレキャスト部材間の応力伝達、柱、はり接合部パネルゾーンの設計（直交ばりが一体化されていない場合）など。

ジョイントを有する部材の性能

主筋に継手を用いた場合の柱の性能および柱・はり接合部の性能の設計において考慮すべき点をまとめると以下のようになる。

a） 主筋のかぶり

ジョイント位置でのジョイント金具などのかぶり厚を確保するために、柱の主筋が断面の内側に追いやられることがあり、圧縮側コンクリート圧潰後の耐力低下が通常のかぶり厚の部材に比

べて激しくなることがある。また、主筋に沿った付着割裂が生じかぶりコンクリートが剥落したりすると、剥落後の帯筋に囲まれるコンクリートのコア面積が小さくなり、終局時でのせん断耐力も減少する傾向がある。したがって、ジョイントを含む部材のじん性は、通常の設計による部材のじん性より小さめに考えた方がよい場合がある。

b) ジョイント部のせん断補強

ジョイント部のせん断補強は、通常の方法（曲げ耐力に見合ったせん断補強）によって問題はないと思われるが、ジョイント部分だけを過剰に補強すると、大変形時における曲げ強度（柱脚にジョイントが設けられる場合）や剛性が局部的にジョイント部で大きくなり、破壊パターンが通常の部材と異なりねばりのない部材になってしまうことがある。

c) 柱・はり接合部パネルゾーン

柱・はり接合部パネルゾーンの設計は、本項解説(4)に示した方法により設計してよいが、*RPC*構造の場合は、*RC*ラーメン構造のように直交方向のはりの協力効果が期待できない場合が多い。また、部材断面の寸法が均一化されるために下層階における柱・はり接合部パネルゾーンには大きな応力が生じる可能性もある。したがって、柱・はり接合部パネルゾーンの補強には特に注意する必要がある。ジョイントを接合部パネルゾーン内に挿入し補強を兼ねてしまう方法も考えられるが、必ずしも補強効果が上らないという実験報告もある。

d) その他

プレキャスト部材を接合して組立てる*RPC*構造においては、力の伝達が接合部分を通して行われるために終局的に応力が大きくなる場合があり、全体構造物内の力の流れを充分に把握しておかないと局部的な破壊が全体構造物の破壊につながる恐れが充分に考えられる。

また、施工における精度が悪いと、ねじり応力の作用により思わぬ破壊が生じることもあり、施工上の注意も必要である。

6-4 鉄骨鉄筋コンクリート建築構造部材の耐震性能

6-4-1 概　説

（本　文）

鉄骨鉄筋コンクリート建築構造部材は、常時作用する荷重に対して必要な強度と機能を有し、かつ地震の影響に対しても必要な強度と変形性能を保有するものとする。

（解　説）

鉄骨鉄筋コンクリート建築物の耐震設計においては、その強度と変形性能との相対的関係を適切に設定することが必要であり、そのためには先ずその建築物を構成する部材が所要の強度と変形性能を保有することが肝要である。もちろん、これらの部材が常時作用する荷重に対して必要な強度と機能を有すべきことは言うまでもないことである。

6-4-2 設計上配慮すべき基本事項

（本　文）

鉄骨鉄筋コンクリート建築構造部材の設計においては、次の事項について配慮する。

i) 柱およびはり材は、それらの曲げ破壊以前においてせん断破壊ならびにせん断付着破壊が生じないこと。

ii) 柱・はり接合部は、それに接続する柱またははり材が曲げ終局状態に達するときに、十分な余力をもつものとすること。

iii) 柱、はりならびにその接合部は、所要の変形量の範囲内においてその耐力を保持しうる変形性能を保有すること。

iv) 耐震壁は、それが含まれる構面等の挙動を考慮して決定される耐力時において、必要な変形性能を保有すること。

v) 床を構成する部材ならびに接合部は、地震時に生じる床面内の力に対して十分な剛性と強度を保有すること。

(解　説)

(1) 柱およびはり部材の地震時の破壊形式には、曲げ破壊、曲げ圧縮破壊、せん断破壊、せん断付着破壊などがあるが、このうち、せん断破壊とせん断付着破壊は、他にくらべて一般にぜい性的な破壊形式であって、これらが発生することは鉄骨鉄筋コンクリート建築物の地震時のじん性の確保という観点からみて好ましくない。

(2) 建築物が地震力を受ける場合には、柱はり接合部は大きなせん断力を受け、このせん断力によって接合部が破壊すると接合部には大きな変形が生じ、建築物全体の剛性あるいは耐力の低下を招くことになる。したがって、接合部はこれに接続する柱またははりが終局耐力（これは前項(1)の配慮がなされていれば曲げ終局耐力となるはずである。）に達する以前に破壊しないように設計しなければならない。

(3) 柱、はりならびにその接合部は、それぞれが終局耐力に達した状態のまま一定量の塑性変形を強制される。この変形の範囲内においては、柱、はり、あるいは接合部の耐力は低下することなく保持されることが必要である。このような安定した荷重－変形関係は、前記(1)項に述べた配慮、あるいは柱材にあっては地震時に発生する軸圧縮力の制限等を行うことによって得られる。もしこのような安定した荷重－変形関係が得られない場合はその部材の耐力を低く評価するなどの配慮が必要である。

(4) 地震時に耐震壁の負担するせん断力は、建築物全体を見た場合の耐震壁の配置の状況、耐震壁に連る境界ばりの性状等によって大きく変化するものであって、耐震壁の耐力評価においてはこの点を十分考慮しなければならない。

また、耐震壁の変形性能についても、はり、柱あるいは接合部と同様に安定した荷重－変形関係となることが望ましい。このためには、境界ばりのじん性の確保あるいは耐震壁のせん断破壊の防止などの配慮が必要である。

(5) 地震時に床の受ける力は、水平方向あるいは鉛直方向の加速度によって発生する力と、個々の平面架構の剛性の差によって発生する力の2種類がある。これらの力に対して床構造は十分な剛性と強度を有することが必要である。

6-4-3　耐力および変形性能

（本　文）

鉄骨鉄筋コンクリート建築構造部材の設計においては、4-3に示す地震荷重に対して、部材の安全性を照査し、かつ部材の諸元、鋼材の配置等の決定にあたっては、その保有耐力を発揮するまでに、ぜい性破壊を生じないようなじん性をもたせるよう考慮する。

（解　説）

本耐震設計法に関して行われたプロジェクト研究の成果のうち、鉄骨鉄筋コンクリート建築構造部材の耐力および変形性能に関する成果の概要を述べると大略次のようになる。

(1)　曲げと軸力を受ける部材の全塑性モーメント

曲げと軸力を受ける部材の全塑性モーメントは、鉄筋、鉄骨およびコンクリートの材料特性をすべて完全弾塑性とし、かつ三種の材料が一体となって外力に抵抗すると考えた場合の全塑性モーメントとしてよい。

鉄筋コンクリートと鉄骨の耐力の累加によって求めた曲げ耐力は安全側の評価を与える。

(2)　せん断耐力

鉄骨鉄筋コンクリート部材のせん断部材 Q_{SRC} は、鉄骨部分のせん断耐力 Q_S、と鉄筋コンクリート部分のせん断耐力 Q_{RC} との累加により評価できる。すなわち、

$$Q_{SRC}=Q_S+Q_{RC} \qquad (6\text{-}4\text{－解}1)$$

ここに　$Q_{RC}=\tau_b j$ $\qquad (6\text{-}4\text{－解}2)$

τ＝日本建築学会鉄筋コンクリート構造計算規準における大野、荒川式

$$Q_S = min(M_S/\ell\ ,\ Q_{web}) \qquad (6\text{-}4\text{－解}3)$$

M_S/ℓは、鉄骨だけを独立にとりだした時の断面の全塑性モーメントをせん断スパンℓで割った等価なせん断力であり、Q_{web}は鉄骨ウエブのせん断耐力である。

(3)　せん断付着破壊耐力

鉄骨鉄筋コンクリート部材の鉄筋コンクリート部分のせん断付着破壊耐力 ${}_{rc}Q$は、

$${}_{rc}Q=b\cdot j\{(\frac{b'}{b})\cdot\alpha\cdot F_c+\mu\cdot {}_r p_w\cdot {}_r\sigma_y\} \qquad (6\text{-}4\text{－解}4)$$

であらわされる。式中右辺第1項は、鉄骨フランジ位置でのコンクリートの有効巾b'に作用するコンクリートのせん断抵抗であり、第2項は帯筋によるせん断抵抗を表す。

せん断付着破壊耐力の上式のような表現は、内蔵される鉄骨が十字形あるいはT字形である場合また一方向弱軸の鉄骨断面を持つ場合でも適用できる。

(4)　せん断破壊とせん断付着破壊の関係

式（6-4－解2）によるせん断破壊と式（6-4－解4）によるせん断付着破壊の耐力の大小とそれぞれの破壊の発生との関係については、なお研究を要する所であるが、本耐震設計法に関するプロジェクト研究の成果によれば、鉄骨鉄筋コンクリート部材における鉄筋コンクリート部分のせん

断耐力Q_{RC}*は、

$$Q_{RC}^{*}=max(_{rc}Q,Q_{RC}) \qquad (6\text{-}4-解5)$$

ここに　$_{rc}Q$＝式（6.4－解4）によるせん断付着耐力

Q_{RC}＝式（6.4－解2）によるせん断耐力

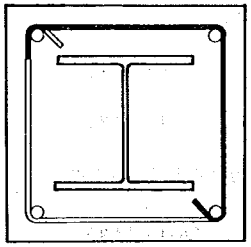
であることが暗示されている。なお、日本建築学会の規準では

$$Q_{RC}^{*}=min(_{rc}Q,Q_{RC}) \qquad (6\text{-}4-解6)$$

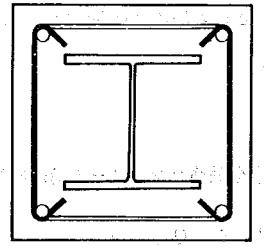
としている。

(5)　柱およびはり材のせん断付着破壊に対する補強

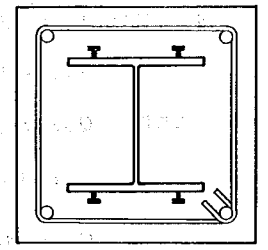
図6-4－解1に示した方法は、せん断補強の方法として有効である。その補強効果は、通常の帯筋による場合を1とすると(イ)図の場合が1、(ロ)図の場合が1/2であった。(ハ)図の場合は未だ量的に補強効果を示しうるに至っていない。



(イ)　一端135°　他端90°折り曲げ帯筋



(ロ)　部　分　帯　筋



(ハ)　スタッドコネクター

図6.4－解1

(6)　柱のじん性に及ぼす軸力の影響

柱のじん性を高めるには、せん断破壊あるいはせん断付着破壊の発生を防止することが重要であるが、この他に軸圧縮力をあまり増大させないようにすることも必要である。柱の軸圧縮力とじん性との関係については、すでに多くの実験結果が発表されているが、本設計法に関して行ったプロジェクト研究においてもこれらの結果と同様の成果を得た。すなわち、柱の軸圧縮耐力N_0に対する軸圧縮力Nの比、N/N_0が小さいときはじん性に富んでおり、大きいときはきわめてぜい性的な破壊となった。N/N_0の値と期待しうる塑性率μとの関係は大略表6-4－解1のようであり、これは既往の研究結果においてもほぼ同様である。

表6-4－解1

N/N_0	μ
0～0.1	10以上
0.3	5
0.5	2

(7)　柱・はり接合部の耐力と変形性能

柱・はり接合部の実大実験の結果によると、柱・はり接合部のせん断耐力は、日本建築学会の鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準に示された式によって良く評価できる。また接合部の終局耐力時の履歴特性は紡錘

型の安定したものである。

(8) 鉄骨鉄筋コンクリート建築構造部材の耐力と変形性能に関する既往の研究成果

前項までに本耐震設計法に関して行われたプロジェクト研究の成果の概要を述べたが、以下においてはこれ以外の既往の研究成果の概略を述べる。

i) 鉄骨ウエブの形式と履歴特性の関係

鉄骨ウエブの形式と荷重履歴の関係は表 6-4 −解 2 に示したようであり、これによれば、柱材のウエブは充填型にするか、少くともラチス型にすべきであって、じん性を期待する場合は格子型は用いるべきでないといえる。

表 6-4 −解 2

ウエブ型式	履歴性状
充腹型	きわめて安定した吸入エネルギー量の大きい紡錘型の履歴曲線をもち、最大耐力以降の耐力低下は緩慢である。
ラチス型	スリップ領域を有する逆S字型の履歴曲線をもつ。最大耐力以降の耐力低下は充腹型と格子型の中間程度である。
格子型	ラチス型と同じ履歴曲線をもつが吸収エネルギー量はきわめて少なく、かつ最大耐力以降の耐力低下が著るしい。

ii) 耐震壁の諸特性

イ 鉄骨鉄筋コンクリート造の架構を周辺に有する鉄筋コンクリート造耐震壁は、周辺架構の鉄骨に十分なせん断耐力とじん性をもたせることにより、鉄筋コンクリート造架構で周辺を拘束された鉄筋コンクリート造耐震壁に比較してより大きなせん断耐力と壁板破壊後のじん性が期待できる。

ロ 鉄骨内蔵の耐震壁は、鉄骨のコンクリートかぶり厚さが十分でない場合には初期コンクリートひび割れの発生を早めることがある。

ハ 耐震壁の終局耐力は、累加強さ方式によって推定できる。

ニ 平鋼を内蔵する耐震壁においては、平鋼の座屈防止に必要なコンクリートの厚さは、平鋼の厚さの10倍以上である。

iii) 柱・はり接合部に接続する柱材端およびはり材端における鉄骨部分と鉄筋コンクリート部分の曲げモーメント分担比

柱・はり接合部における応力伝達機構は非常に複雑であり、現在のところ定量的にその応力伝達を検討できる状態に至っていないが、はり部材が純鉄骨あるいは鉄骨コンクリートである場合を対象にした実験結果によれば、柱部材における鉄骨部分の曲げモーメント分担比が50%以下になると、柱部材の曲げ耐力が発揮できないことが報告されている。

したがって、接合部の設計においてはそこに集まる柱部材の鉄骨部分の曲げ耐力の和 ${}_{cs}M_a$ と、はり部材の鉄骨部分の曲げ耐力の和 ${}_{bs}M_a$ との比が

$$0.5 \leqq {}_{cs}M_a / {}_{bs}M_a \leqq 2.0$$

となるように、柱部材およびはり部材の鉄骨のバランスが決定されていれば、応力伝達に支障をきたさないと考えられる。

iv) 柱とはりの巾が異る場合の柱・はり接合部のコンクリートパネルの有効巾

柱巾b_cとはり巾b_bが異なる場合の柱・はり接合部におけるコンクリートパネルの有効巾は、両者の平均値すなわち$(b_c+b_b)/2$とすればよい。

6-5 プレストレストコンクリート建築構造部材の耐震性能

6-5-1 概　説

（本　文）

プレストレストコンクリート建築部材は、常時作用する荷重に対して必要な強度と機能を有し、かつ地震の影響に対しても必要な強度との変形性能を保有するものとする。

（解　説）

プレストレストコンクリート建築物の耐震設計においては発生頻度の高い中程度の地震に対して建築物の機能を保持するのに必要十分な強度を有するとともに、きわめてまれにしか生じない大地震に対しても建築物が崩壊しないための充分な変形能力を保有することが肝要であり、そのためには、プレストレストコンクリート建築部材は単に設計上要求される強度を満すばかりではなく、断面形状、配筋等の設計詳細を充分吟味し、大地震時に部材の局部的破壊によって構造物全体が崩壊するようなことがないように充分な変形能力をもつ部材とすることが大切である。

特に、プレストレストコンクリート構造は、我国においては比較的新しい構造方式であるとともに、現行の設計体系において他の構造と異なり既に一種の終局強度設計手法が適用されている。

現行の設計体系によれば、中程度の地震に対して建物の機能を保持するのに必要な耐力は確保されるが、大地震に対しては必ずしも充分な変形能力を保有するとはいいがたい面もある。

本節では、総合プロジェクト「新耐震設計法の開発」の一環として行われたプレストレストコンクリート建築部材に関する各種の実験資料をもとに、特に変形性能を確保するための構造規定の整備をはかった。

6-5-2 設計上配慮すべき基本事項

（本　文）

プレストレストコンクリート建築部材の設計においては、次の事項について配慮する。

i) 柱およびはり部材は、それらの曲げ破壊以前にせん断破壊等のぜい性破壊が生じないこと。

ii) 柱　はり接合部は、それに接続する柱またははり材が曲げ終局状態に達するときに、十分な余力をもつものとすること。

iii) 柱・はりならびにその接合部は、所要の変形量の範囲内においてその耐力を保持し得る変形性能を保有すること。

iv) 耐震壁は、それが含まれる構面等の挙動を考慮して決定される耐力時において、せん断破壊を生ぜずに、必要な変形性能を保有すること。

v) 床を構成する部材およびその接合部は、地震時に生じる床面内の力に対して、十分な剛性と強度を保有すること。

（解　説）

1) プレストレストコンクリート建築部材は、一般に大スパン架構を構成するはり部材に適用され

ることが多く、破壊モードとしては曲げ破壊が支配的である。しかし、このような大スパンのはり材が万一せん断破壊等のぜい性破壊を生じた場合には、著るしい被害となることが予想されるので、部材設計においては、曲げ破壊先行型となるよう充分注意して設計を行わなければならない。しかし例えば最上階のはり部材のように、断面設計において長期応力が支配的となり、地震時の設計モーメントに対して、部材の曲げ終局耐力に著るしく余力がある場合などは、曲げ破壊先行型とするには、著るしく不経済な設計としなければならなくなる。このような場合には必ずしも曲げ破壊先行型とする必要はないが、その場合でもせん断終局耐力が設計せん断力に対して充分な余力を有するように設計することが望ましい。

2) 柱・はり接合部は、それに接続する部材の終局耐力を有効に伝えるだけの強度を有する必要がある。特に、プレストレストコンクリート構造柱・はり接合部には、大容量の引張力が作用するPC鋼材の定着部が設けられることが多い。したがって万一、柱・はり接合部の破壊が早期に生じると構造物として致命的な崩壊に結びつく可能性がある。従って、柱・はり接合部の設計においては、充分な補強をするとともに、コンクリートが完全に充填されるように設計詳細に細心の注意を払うことが必要である。

3) プレストレストコンクリート造建物は、一般に大地震時における変形が過大になりがちである。これを制御するもっとも有効な方法は、適切な強度と剛性を有する耐震壁を配置することである。ただし、耐震壁の強度と剛性は、周辺の骨組とのバランスを充分考慮して決定することは云うまでもないが、さらに耐震壁のせん断破壊の防止、変形能力の確保に配慮する必要がある。

4) プレストレストコンクリート造建物は大スパン架構であり、一般に耐震壁は周辺の骨組にしか配置できない場合が多い。したがって地震力をすべての鉛直部材に有効に伝えるためには、特に床面の剛性に注意する必要がある。

6-5-3　耐力および変形性能

(本　文)

プレストレストコンクリート建築部材の設計においては、4-3に示す地震荷重に対して、部材の安全性を照査し、かつ部材の諸元、配筋等の決定にあたっては、その保有耐力を発揮するまでに、ぜい性破壊を生じないようなじん性をもたせるよう考慮する。

(解　説)

1) 一　　般

プレストレストコンクリート建物の耐震性を向上させるためには、まずプレストレストコンクリート部材が所要の耐力と変形能力を有するように断面の諸元および配筋等を定めることが必要であるが、同時にプレストレストコンクリート部材を受ける鉄筋コンクリート柱部材、あるいはプレストレストコンクリート建物を構成するその他の鉄筋コンクリート部材に対しても同様な配慮が必要とされる。

ここでは主としてプレストレストコンクリート部材の破壊型式や各種の強度算定式および変形性能を向上させるために必要な構造規定などに関する最近の研究成果の概要について述べる。プレス

トレストコンクリート建物を構成する鉄筋コンクリート部材に関しては、6-3等を参考にして構造物全体として、適切な耐力と変形能力が得られるように設計することが望ましい。

2) プレストレストコンクリート部材の終局強度

i) 曲げ終局強度

曲げ終局強度の計算には、下記の略算式を用いてよい。

$$M_B = r(d - 0.5 \cdot r \cdot x)A_s \cdot \sigma_{sy} + r(d_o - 0.5 \cdot r \cdot x) \cdot A_{so} \cdot \sigma_{syo} + r \cdot N(h_1 - r \cdot x)$$

$$x = (A_s \cdot \sigma_{sy} + A_{so} \cdot \sigma_{syo} + N)/(B \cdot Fc) \qquad (6\text{-}5 - 解1)$$

ここに、

A_s ： 引張側PC鋼材断面積

σ_{sy} ： PC鋼材規格降伏点強度最小値

A_{so} ： 引張側普通鉄筋断面積

σ_{syo} ： 普通鉄筋規格降伏点強度

F_c ： コンクリート設計規準強度

N ： 軸力（はり部材などのように軸力のない部材の場合には$N = 0$とする）

r ： 圧縮側ストレスブロック補正係数

長方形断面 （$B = b$）$r = 1$

T形断面 $x < t$ $r = 1$

$x \geqq t$ $r = \dfrac{\text{圧縮側実断面積}}{Bx}$

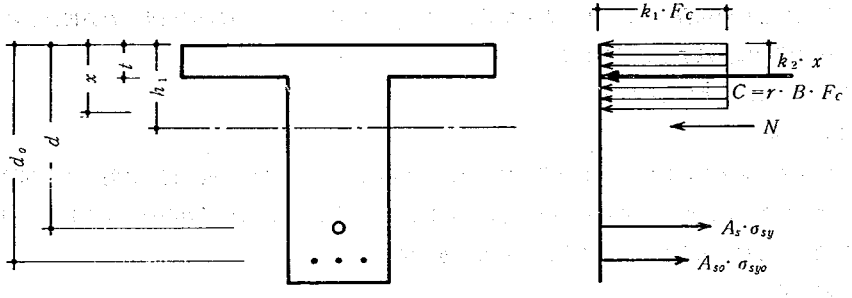


図6.6 −解1

上記の略算式は文献(10)によればPC鋼材の実降伏点強度を用いると$N = O$の場合には実験結果ときわめてよい一致を示す。しかし、一般に設計では実降伏点強度が明らかでないので規格降伏点強度最小値を用いることになる。PC鋼材は製造の過程においてJISで規定する引張強度を品質管理の目標としているため実降伏点強度は規格降伏点強度の10～12%増となる。したがって、上記の略算式を用いて計算した曲げ終局強度も真の曲げ降伏強度の85～90%程度になる。

したがって式（6-5 −解1）を使えば曲げに対しては10～15%程度の安全率を有することになる。しかし上記曲げ終局強度を基にせん断設計をする場合には曲げに対する上記の余力を考慮す

る必要がある。

また、平面保持の仮定をもとに、曲げ終局強度の精算をする場合には圧縮側のコンクリートの終局ひずみを0.3%とし、ストレスブロックの大きさおよび合力の作用位置は式（6 4－解2）による（図6-5－解1参照）。

$$\left.\begin{aligned} k_1 &= 0.84 + 10\,p_w \qquad p_w \leqq 0.006 \\ &= 0.90 \qquad\quad\ \ > 0.006 \\ k_2 &= 0.42 \end{aligned}\right\} \qquad (6\text{-}5\text{－解}2)$$

式（6-5－解1）は、軸方向力は一定値を保ったまま、曲げモーメントだけが増大して曲げ破壊に至る場合を対象にしている。これは、プレストレストコンクリート造建築物では、大スパン構造が多く、地震荷重時の柱材の軸方向力の増加量は、曲げモーメントの増加量に比べてきわめて小さいため、実用上はプレストレストコンクリート柱材のような場合でも軸方向力は一定で曲げモーメントだけは増加して、曲げ破壊に至る場合だけを考えればよいことによる。

付着のないPC鋼材の場合には、付着があるとして式（6-5－解1）で計算した曲げ終局強度の85%をその部材の曲げ終局強度としてよい。

ii）せん断終局強度

せん断終局強度の計算には下記の略算式を用いてよい。

$$Q_s = Q_c + Q_w \qquad (6\text{-}5\text{－解}3)$$

$$Q_c = \frac{b_o\,I}{S_o}\cdot\frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_g + 2\phi\sigma_t)^2 - \sigma_g^2} \qquad (6\text{-}5\text{－解}4)$$

$$Q_w = 0.5\,{}_wf_y\,(P_w - 0.002)\,b\cdot j \qquad (6\text{-}5\text{－解}5)$$

ここに、

b_o ： 重心軸における断面の巾

S_o ： 重心軸以上の断面の重心軸に関する断面一次モーメント

I ： 重心軸に関するコンクリートの断面二次モーメント

σ_g ： 有効プレストレス応力$=\eta\cdot p/A$

σ_t ： コンクリートの引張強度$= 0.07Fc$

$\phi = 0.5$

${}_wf_y$ ： せん断補強筋の規格降伏点強度

p_w ： せん断補強筋比

一般にプレストレストコンクリート部材は、大スパンを構成するはり部材に用いられる場合が多いのでせん断スパン比が小さく、せん断破壊が問題になる場合は少ない。しかし曲げ破壊する場合でも、せん断応力レベルが高いと繰返し加力を受けた場合に耐力低下が著るしくなることがあるので充分な注意が必要である。

3）部材のじん性と断面設計法

表6-5－解1に所要のじん性を得るための断面設計を行う場合の諸要素の推奨値を示す。表6-

5－解１のじん性等級において期待されるじん性率は次の通りである。

じん性等級	じん性率
Ⅰ	μ ＝ 5以上
Ⅱ	μ ＝ 3以上
Ⅲ	μ ＝ 2以上

これらの諸数値は、本総合プロジェクトの一環として実施したプレストレストコンクリート柱・はり接合部に関する実験結果および国内外の耐震規定ならびに実験研究成果をもとに定めたものであるが、プレストレストコンクリート部材の変形能力に関しては必ずしも十分な実験的資料があるわけではない。資料が充分でない項目に関しては、とりあえず安全側の値を示してある。従って、特に調査研究を行った場合には表6-5 －解１に示す諸数値を緩和することができる。

表 6-5 －解１　所要のじん性を満足するための断面設計法

じん性等級	M_{cr}/M_B	q_{p+r}	曲げ拘束筋 スターラップ（柱フェースから1.5 Hの範囲）	Q_s/Q_M	Q_c
Ⅰ	0.6 以下	0.25 以下	D10以上を 10cm, $d/4$, 6ϕ 以下	1.2 以上	$1.5\left(5+\frac{F_c}{100}\right)_{bj}$
Ⅱ	0.65 以下	0.27 以下	D10以上を 15cm, $d/4$, 6ϕ 以下	1.2 以上	（6-5 －解４）式
Ⅲ	0.7 以下	0.3 以下	D10以上を 20cm, $d/4$, 6ϕ 以下	1.0 以上	（6-5 －解４）式

ϕ ： 普通鉄筋直径

M_{cr}： 梁の曲げきれつモーメント

$$= \left(\frac{P_e \cdot e}{Z}+\frac{P_e}{A}+\frac{5}{3}\sigma_t\right)Z$$

P_e ： 有効プレストレス力

Z ： 断面係数

σ_t ： コンクリートの引張強度＝0.07Fc

M_B ： 梁の曲げ終局耐力

q_{p+r}: $\dfrac{a_s \cdot \sigma_{sy} + a_s \cdot \sigma_{syo}}{b \cdot d_o \cdot Fc}$

Q_s ： せん断終局耐力　　式（6-5 －解３）

ただし式（6-5 －解３）の Q_c として表の値を用いる。

Q_M ： 曲げ終局強度時せん断力

参 考 文 献

1) プレストレストコンクリート技術協会、日本コンクリート会議：コンクリート構造物設計施工国際指針，S.46.4.，鹿島出版会

2) 土木学会：コンクリート標準示方書，S.49.9.，技報堂

3) 建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準，S.47.4.，技報堂

4) Structural Engineers Association of California : Recomended Lateral Force Requirement，1968.

5) 建設省土木研究所，土木研究所資料第1250号，耐震技術に関する研究開発総合報告書，S 52. 3

6) 中野清司，広沢雅也：鉄筋コンクリート柱の崩壊防止に関する総合研究，関東地震50周年記念地震工学シンポジウム

7) 土木学会：鉄筋コンクリート終局強度理論の参考，コンクリートライブラリー第34号，啓文堂

8) 建設省建築研究所「建築構造部材の耐震強度の解析（鉄筋コンクリート柱の靭性の向上について（その3））」 昭和51年度総合技術開発プロジェクト新耐震設計法の開発報告書，昭和52年3月

9) 日本建築学会「地震荷重と建築構造の耐震性（1976）」 昭和52年1月

10) 建設省建築研究所「建築部材接合部の耐震強度（プレストレストコンクリート建築構造物の耐震性評価方法に関する研究）」 昭和51年度総合技術開発プロジェクト・新耐震設計法の開発報告書 昭和52年3月

7. 鋼部材の耐震性能

7-1 鋼材の材料特性

（本 文）

耐震設計を行う鋼構造物に使用する鋼材は、所要の降伏点、引張強度、ぜい性強さ、疲れ強さ、変形性能等の機械的性質を満足するものとする。

（解 説）

鋼構造物の耐震設計においては、本文に述べたように鋼材の機械的性質に十分留意しなければならない。具体的に考慮すべき機械的性質等の規格値については *JIS* によるほか構造物の構造特性、荷重特性、使用条件等に応じて定める。

弾性計算を行う場合の物理定数の値は、次によってよい。

鋼および鋳鋼のヤング係数	2.1×10^{6} kg／cm²
鋳鉄のヤング係数	1.0×10^{6} kg／cm²
鋼のせん断弾性係数	8.1×10^{5} kg／cm²
鋼および鋳鋼のポアソン比	0.30
鋳鉄のポアソン比	0.25

塑性域における鋼材の諸性質は、鋼材の種類、断面力の状態により一定ではないので、必要に応じて検討を行い定めることが望ましい。

7-2　鋼土木構造部材の耐震性能

7-2-1　概　　説

（本　文）

鋼土木構造部材の耐震設計においては、地震荷重に対して必要な強度と機能をそなえるように配慮する。

7-2-2　設計上配慮すべき基本事項

（本　文）

鋼土木構造部材の耐震設計においては、一般に使用限界状態と終局限界状態の2つの限界状態を満足しなければならない。この場合、部材および構造系の特性に十分留意することが望ましい。

（解　説）

鋼土木構造部材の耐震設計においては、一般に次に示す限界状態を照査することが必要である。

a）使用限界状態

b）終局限界状態

使用限界状態とは、構造物の機能および使用性が著しく損われることがない限界状態をいう。終局限界状態とは、構造物が崩壊し、もしくは耐力が著しく損なわれることがない限界状態をいう。使用限界状態および終局限界状態は、構造物の機能および構造特性を考慮して7-2-3により定めることができる。使用限界状態および終局限界状態は、それぞれの照査に対して設定される地震荷重および安全率に対して満足されなければならない。

7-2-3　耐力および変形性能

（本　文）

i）鋼土木構造部材の使用限界状態は、原則として構造物が弾性挙動する領域に設定する。この場合、使用限界状態の照査は、構造物が弾性挙動すると仮定して求める。

ii）鋼土木構造部材の終局限界状態は、原則として、降伏点もしくは座屈強度をとる。また、構造系としての変形量が特に問題となる場合は、さらに変位を終局限界状態にとることができる。以上の終局限界状態の照査は、構造物が弾性挙動すると仮定して行う。

iii）ii)において、主要部材に厚肉構造を用いた構造物もしくは不静定次数の高い構造物に対しては、次に示すa）～c）のすべての条件を充たす場合に限り、通常の鋼土木構造物に対して適用する地震時安全率を低減し、もしくは終局限界状態を塑性域にとることができる。

a）主要部材が降伏後もしくは座屈後も安定した耐力および変形性能を保有する場合

b）降伏もしくは座屈による部材剛度の低下が、構造物全体の耐力および安定性に有害な影響を及ぼさない場合

c）構造物の添接部、支承部など構造物の弱点となりやすい部分が、部材の降伏もしくは座屈後においても安定した機能を保持する場合.

（解　説）

鋼土木構造部材では、弾性領域を越えて荷重を受けた場合、永久変形を生じることが多い。したがっ

て、鋼土木構造部材の使用限界状態は、構造物が弾性挙動する領域に設定しておく必要がある。使用限界状態の設定にあたっては、たわみ、振動などの影響の要素も考慮することが望ましい。

鋼土木構造部材のうち、薄肉の圧縮部材については、座屈で決定される耐力より低い応力度で永久変形を生じる場合があることを、十分考慮しておく必要がある。一般に圧縮応力度と面外たわみ量との関係を、補剛板を例にとってモデル化して示すと、図7-2－解1のようになるので図7-2－解1に示されたような構造物の場合の使用限界状態は、永久変形を生じない領域に設定する必要がある。

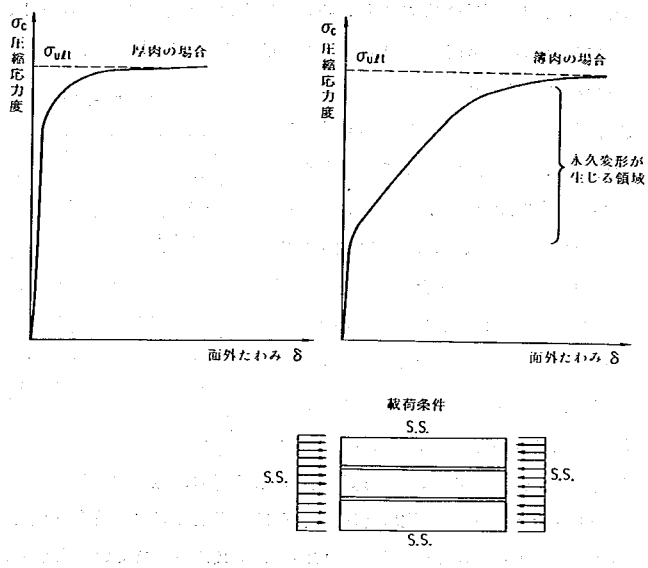


図7-2－解1　補剛板の圧縮応力度～面外たわみ関係

土木鋼構造物の終局限界状態は、構造系の構造特性および部材の薄肉・厚肉の程度により大きく左右されるので、本文のⅱ）およびⅲ）にしたがって検討する必要がある。

終局限界状態を設定する場合には、塑性域において部材の耐力が期待できるかどうか判定することが重要な問題となる。これまでの研究成果により、塑性域における耐力は部材の厚肉・薄肉の程度によってほぼ説明されることが判ってきており、塑性域での耐力の目安は、図7-2－解2および図7-2－解3により与えられる。

図7-2－解2は、曲げと軸力を受ける部材の耐力と変形性能を明らかにしたものである。供試体$A-1$は$D/t=46$の円形断面柱、$A-2$は$D/t=95$の円形断面柱であり、$A-1$は通常の土木構造物と比較してかなり厚肉であり、$A-2$はかなり薄肉である。両者とも、弾性設計での設計荷重は$Q=Q_y$（降伏荷重）で与えられる。

厚肉構造の$A-1$は、設計荷重を越えた塑性域でも図に示されるように安定した耐力を保持している。また、最大荷重を越えた後も、耐力が急激に減少することはない。このような構造物では、きわめて大きな地震力に対しても塑性域で抵抗を期待する設計を行うことが考えられよう。一方、薄肉構造の$A-2$は、設計荷重以上の余剰耐力があまり認められず、最大荷重を越えた場合、急激に耐力が減少する。このような構造物では、設計で考えるいかなる地震力に対しても弾性域で抵抗を期待するしかないであろう。

また、図7-2 －解3(A)～(D)は、軸力に加えてくり返し曲げモーメントを受ける部材の、モーメント～変位曲線を示したものである。図7-2 －解3(A)～(B)は、箱形断面部材、図7-2 －解3(C)～(D)は円形断面部材に関する実験結果であり、諸元は以下の表に示される。$B-1$、$C-1$は、通常の設計と比較した場合比較的厚肉であり、$B-2$、$C-2$は比較的薄肉である。

比較的厚肉構造である$B-1$では、二次剛塑性曲線にそってくり返し載荷をした場合でも、安定した耐荷力を保持しているが、薄肉構造である$B-2$では、局部座屈の発生により、二次剛塑性曲線までの耐力は得られず、また、くり返し載荷による耐力の減少が著しい。同様に、円形断面柱の場合も、厚肉構造である$C-1$では、くり返し載荷をした後も二次剛塑性曲線に近い耐力が得られるが、薄肉構造である$C-2$では、くり返し載荷による耐力の減少が著しい。

表7-2 －解1　箱形断面部材の諸元

図	供試体	材　質	幅厚比	等価細長比	軸力比
7－2－解3(A)	$B-1$	$SS41$	28.5	0.227	0.3
〃 (B)	$B-2$	〃	57.0	〃	〃

表7-2 －解2　円形断面部材の諸元

図	供試体	材　質	D/t	等価細長比	軸力比
7－2－解3(C)	$C-1$	$STK41$	49	0.204	0.3
〃 (D)	$C-2$	〃	88	0.188	〃

鋼土木構造部材の終局限界状態の設定は、以上の実験結果等を参照し、さらに構造物の構造特性を考慮して定めるのがよい。しかしながら、本文に示されているように、塑性域で地震力に抵抗する設計を行うためには本文Ⅲ) a)～c)に示された諸条件に対して、十分な検討が必要である。

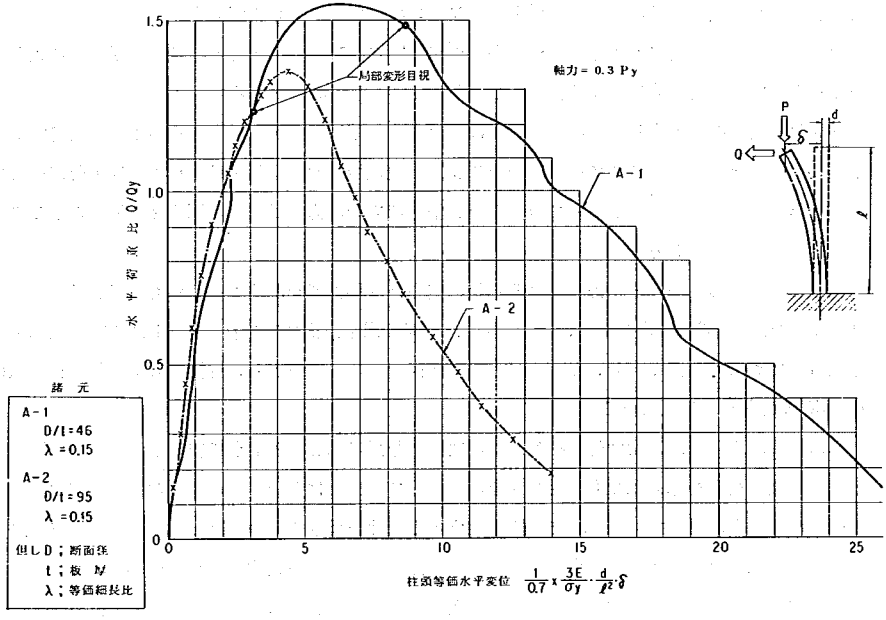


図7-2 －解2　曲げと軸力を受ける部材の耐力と変形性能

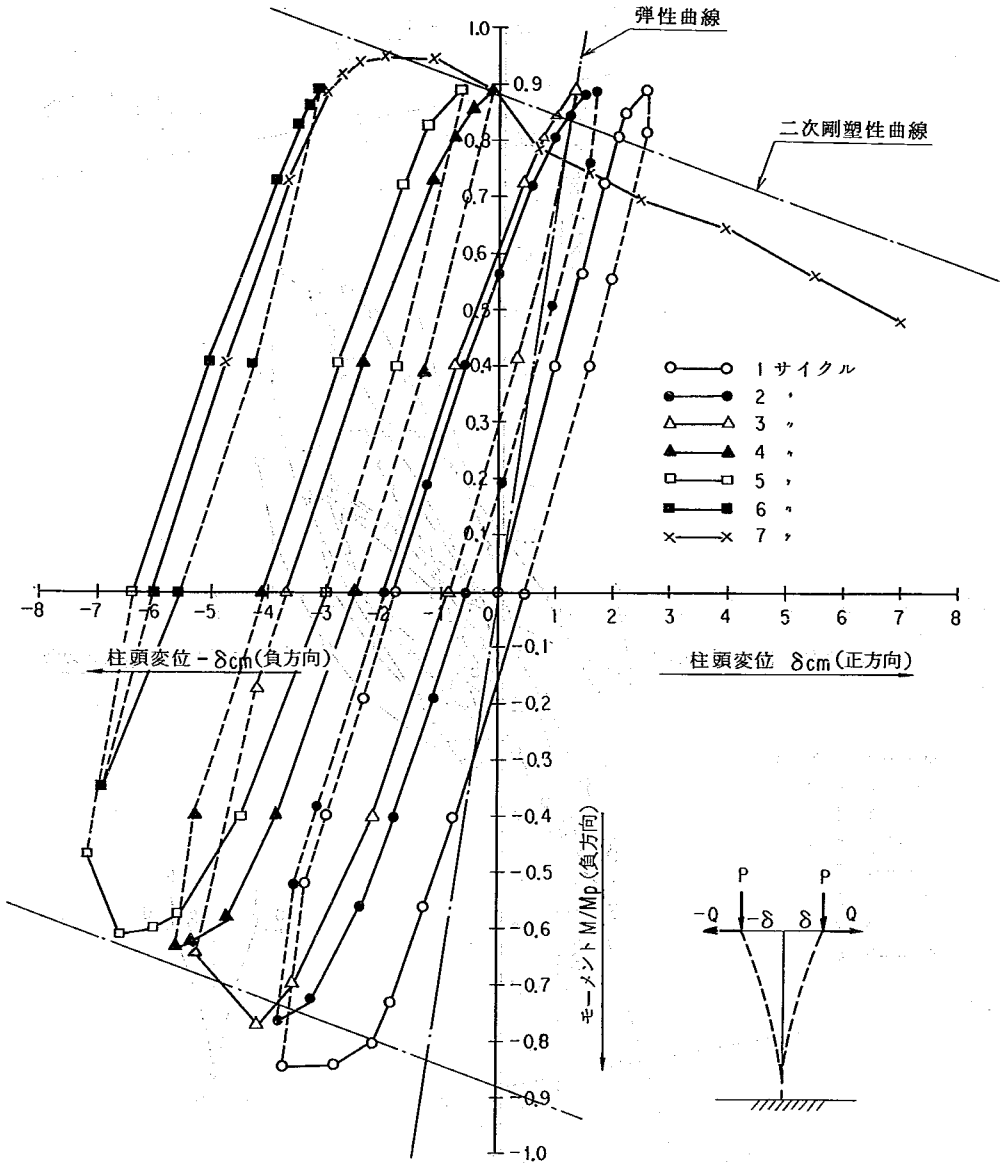


図7－2－解3 (A) モーメントと柱頭変位の関係（M/Mp～δ）

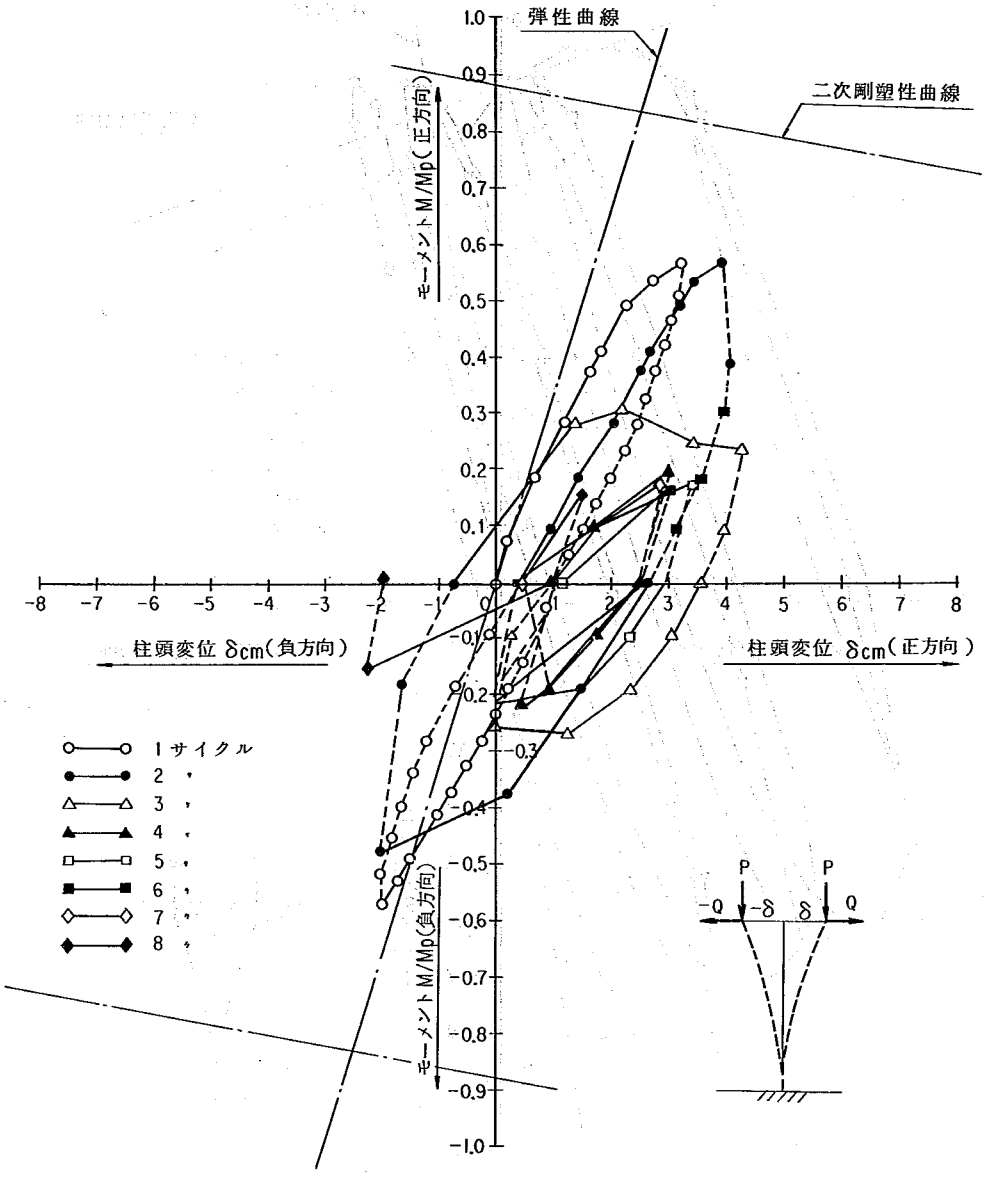


図7－2－解3　(B)モーメントと柱頭変位の関係（M / Mp ～δ）

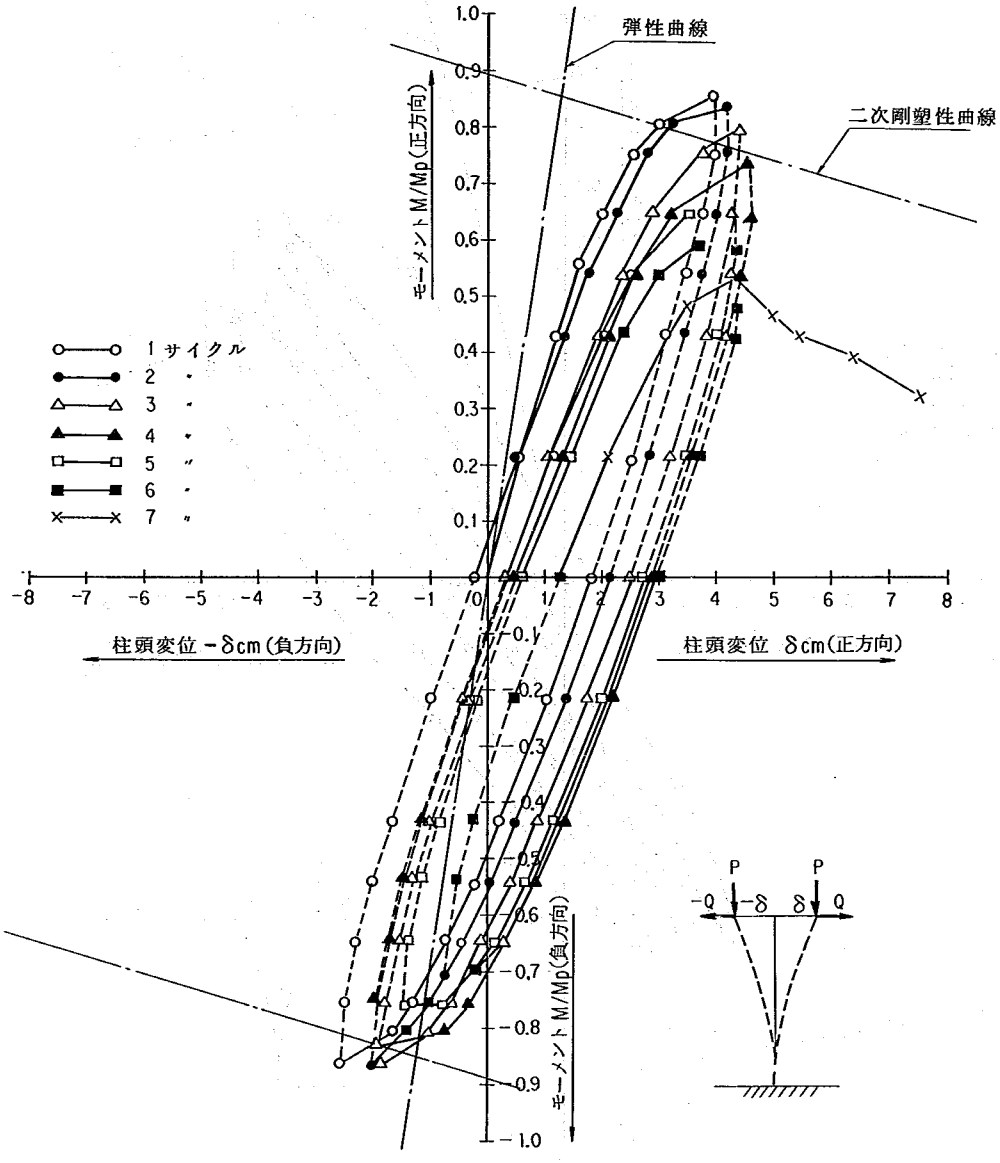


図7－2－解3　(C)モーメントと柱頭変位の関係（M / Mp ～ δ）

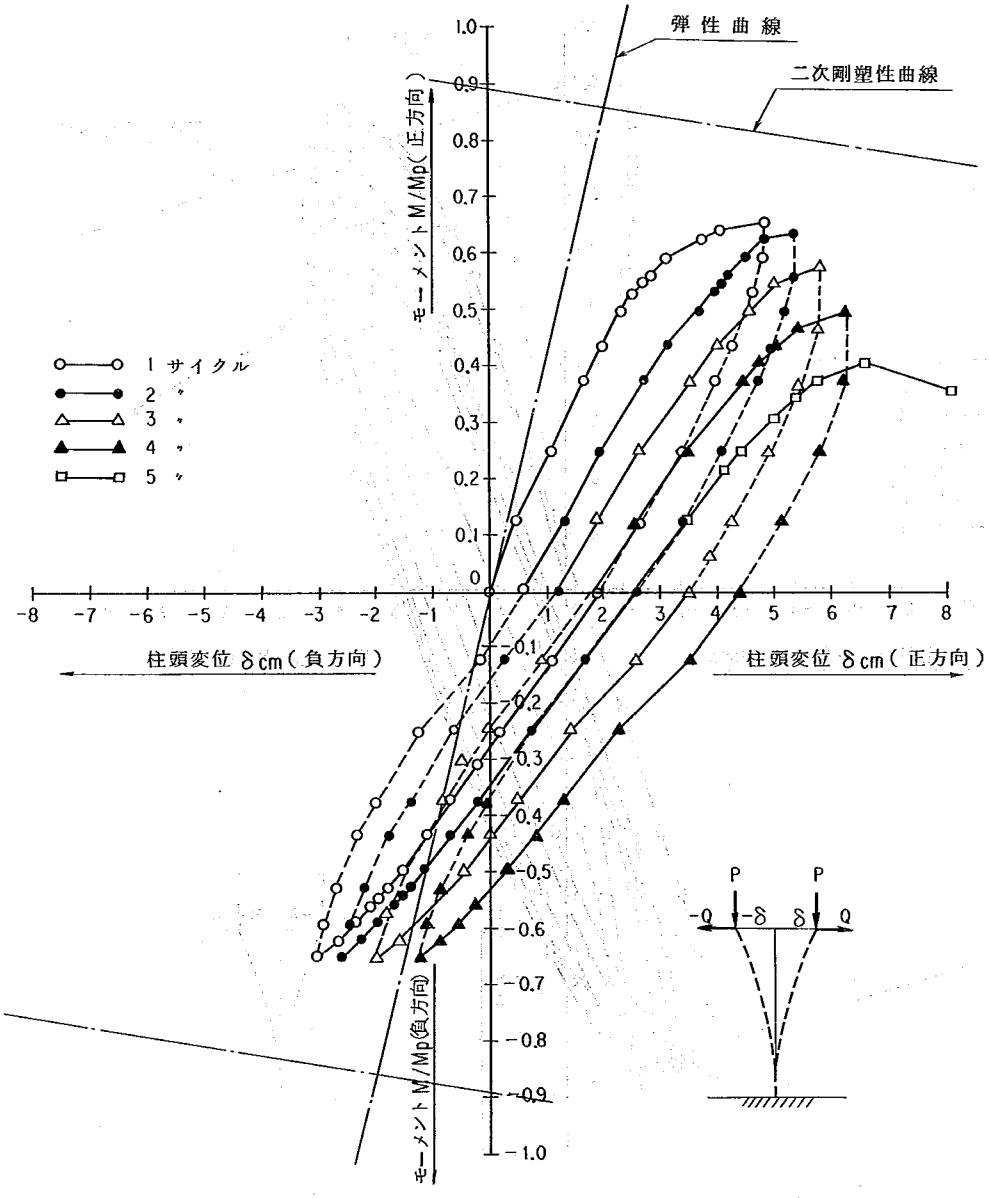


図7－2－解3　(D)モーメントと柱頭変位の関係（M / Mp ～ δ）

7-3　鋼建築構造部材の耐震性能

7-3-1　概　　説

（本　文）

鋼建築構造部材は常時作用する荷重に対して必要な強度と機能を有し、かつ地震荷重に対して必要な強度と変形性能を保有するものとする。

（解　説）

鋼建築構造部材は常時荷重に対して、二次応力が発生したり仕上材に損傷を生ずることのないよう、また使用上の障害が起らないように注意する必要がある。比較的発生頻度の高い地震に対して構造部材はできるだけ降伏しないように設計するとともに各種の非構造部材を損傷しないように配慮する。また、きわめて稀に起る地震に対して構造部材は所要の強度とともにその強度を保持した状態で必要な変形が可能であるように設計することを原則とする。

7-3-2　設計上配慮すべき基本事項

（本　文）

鋼建築構造部材の設計においては、次の事項について配慮するものとする。

i）柱、はりおよびブレース材は所要の強度および変形性能を保有すること。

ii）柱・はり接合部はそれに接続する柱またははり材が曲げ降伏状態に達するまで局部変形やぜい性的破壊を起さず、その後も十分な余力と変形性能を保有すること。

iii）部材接合部は、応力の伝達に無理がなく、かつ十分な変形性能を保有すること。

iv）床を構成する部材ならびにその接合部は地震時に生じる床面内の力に対して十分な剛性と強度を保有すること。

v）柱脚については、構造計算上仮定した支持条件を満足するような設計を行うとともに、アンカーボルトやベースプレートの強度、変形ならびに基礎コンクリートの強度、変形等を検討すること。

（解　説）

(1) 柱・はりおよびブレースは所要の強度および変形性能を発揮するまでに座屈や破断を生じないよう注意する。

(2) 柱・はり接合部は水平荷重時にきわめて大きなせん断力を受け、この仕口部は比較的早期に降伏し始める場合が多いが、柱およびはりが降伏状態に達する以前に、仕口部の座屈やぜい性的破壊を生じることなく耐力と変形性能を保持するように設計する必要がある。

(3) 柱・はり接合部を含め、部材接合部等に応力の集中があると著しい変形能力の低下をきたすので切欠部や断面欠損部については十分な注意を要する。

本耐震設計法に関して行われたプロジェクト研究によれば、ブレース端接合部での応力集中部、断面欠損部にブレースの座屈、再引張時の塑性曲げ変形、軸方向ひずみが集中し、塑性疲労による早期の破断を生ずることが報告されている。

(4) 板厚40㎜以上の極厚鋼部材を用いた柱・はり接合部では接合部分において容易に3軸応力状態となりぜい性的破壊を生ずる危険性が大である。上記プロジェクト研究ではこの種の接合部の実大

実験が行われた。この実験ではぜい性破壊が生ずるまでに接合部はかなりの塑性変形能力を示したが、これは柱の軸力が大きいためと考えられる。柱軸力が低い接合部ではぜい性破壊が変形能力を低下させることが別の実験から判っている。

極厚鋼板を用いた接合部においては細部設計に配慮しなければならない。

(5) 床の面内剛性および強度が十分でないと地震時における骨組全体の挙動を適切に予測することが困難になるとともに、骨組全体のねじれに対する抵抗を弱めることになるので注意を要する。

(6) 柱脚は構造計算上仮定された支持条件に近いものとなるように設計することは当然であるが、実状と計算仮定の差異が建物の耐力あるいは変形などに及ぼす影響についても配慮する必要がある。

柱脚をピンと仮定した場合でもアンカーボルトを使用する形式のものでは地震時の柱脚の回転によってアンカーボルトが破断しないように注意しなければならない。

柱脚を固定と仮定した場合は、固定度のゆるみが建物の変形を増大させるので、細部設計に注意し固定度の確保に留意する。

7-3-3　耐力および変形性能

(本　文)

i) はり材の耐力は、原則として構成断面要素の局部座屈または横座屈が発生するときの荷重から算出する。

ii) 柱材の耐力は、

a) 構成断面要素の局部座屈、曲げ座屈、曲げ捩れ座屈等の座屈発生時の荷重。

b) 柱の横たわみと軸圧縮力によってもたらされる付加曲げ効果により荷重一変形曲線が極値に達する時の荷重。

のうち小さい方の荷重から算定する。

iii) 鋼建築構造部材ならびにその接合部の変形性能は、その材質およびその幾何学的寸法諸元に応じて適切に評価する。

(解　説)

(1) はり部材の耐力は原則として、局部座屈あるいは横座屈を生ずるときの荷重から算定する。部材の断面、寸法および荷重状態によっては、局部座屈を生じても直ちに耐力が低下しない場合もあるが横座屈の誘発などにつながるのでこれを耐力の一つの指標とする。

横座屈が弾性域で起る場合の座屈荷重は材端の支持条件やモーメント勾配の効果も含めた理論式で求めることができるが、非弾性域の横座屈荷重は実験に基づく経験式あるいは数値解析結果から判定することになる。

(2) 中心圧縮柱の曲げ座屈荷重は弾性域においては*Euler*式から非弾性域においては適切な経験式から算定する。

曲げと圧縮を同時に受ける柱材の耐力は次のようになる。

i) 曲げ捩れ座屈が生じない場合

部材断面の弱軸回りに曲げが作用するときあるいは鋼管、箱形断面材では局部座屈荷重、軸力

とたわみによる付加曲げを考慮した面内最大強度および曲げ座屈荷重のうち最も小さい荷重を耐力とする。

ii) 曲げ捩れ座屈を生じる場合

部材断面の強軸回りに曲げが作用するときあるいは荷重面内に対称軸を有しない開断面材では、局部座屈荷重、付加曲げを考慮した面内最大強度あるいは曲げ捩れ座屈荷重のうち最も小さい荷重を耐力とする。

実用断面材について面内最大強度を材料特性に忠実に求めるには数値解析が必要であるが、通常はモーメント一曲率関係を理想弾塑性型としたときの軸力と最大モーメントの相関耐力式あるいはひずみ硬化を考慮した近似式が使える。

曲げ捩れ座屈についてもはりの横座屈荷重と同様に弾性域では理論式から求められるが非弾性域では数値解あるいは弾性解からの経験推定式または面内最大強度の相関耐力式を修正した経験式などから求めることができる。

(3) 局部座屈を生ずるときの応力度は弾性域では *Euler*式から、非弾性域では柱と同様に経験的近似式から求める。

(4) 部材の変形能力については現在のところ、断面形状、寸法材質、荷重条件などのすべての要因に対して十分な資料が整理されているとは云い難い。従って設計にあたっては座屈防止に関する構造規定を満足し、また必要に応じて変形性能を確認する実験を加えることが望ましい。

以下に本耐震設計法に関して行われたプロジェクト研究について主として変形性能の観点から要約する。

i) 既往ブレース構造の耐震性状

a) *H*形断面のブレース材の場合弱軸に関して座屈したときは繰返し変位に対する履歴曲線の安定性が悪く、強軸回りに座屈するものも繰返し変位が大きくなると弱軸に座屈したものと履歴曲線は一致する。

b) アングルあるいは鋼管ブレースでは早期に接合部近傍で疲労亀裂が生じる。

c) *H*形断面ブレースでは細長比が同じであれば構面内座屈と構面外座屈との間に履歴挙動の差はない。

d) 繰返し載荷に対してブレース材の履歴曲線が定式化された。

e) ブレース付骨組の履歴挙動はブレースのみの挙動と周辺骨組のみの挙動を加えたものから近似できた。しかし、この場合、合成による予測は実際より耐力的に大きなものとなる。

ii) 柱・はり接合部の塑性変形性能

中低層鋼構造物を対象として、接合部仕口パネルを補強せず、接合にはスプリットティー形式高力ボルト接合を用いた柱・はり接合部の実大実験から次の結果が得られた。

a) 接合パネルの降伏耐力が柱・はり部材のそれの1/3程度であると骨組の耐力は接合部パネルの座屈できまる。しかしながら最大耐力は降伏耐力の2.5倍以上あり、塑性率も20以上となり安定した性状を示す。

b) 通常の溶接接合とスプリットティ接合の柱・はり接合部を比較すると降伏耐力、最大耐力、初期剛性ともに後者が優れている。

c) スプリットティ形式においてはりフランジを接合しない方法ではティウエブのクリアスパンが大きいと接合部の耐力低下をきたし、これにより架構全体の耐力、変形性能の低下をきたす。

d) ティ部材を溶接組立材としたときと圧延材としたときでは破壊形式が異なり耐力的に後者がやや優れている。

e) スプリットティ形式の高力ボルト引張接合でティウエブとはりフランジの接合部を高力ボルト摩擦接合とすみ肉溶接合の併用継手とすれば、製作施工上の利点とともに、クリアスパンが大きすぎなければ安定した復元力特性が得られる。

8. その他の構造部材等の耐震性能

8-1 総　説

（本　文）

本章においては、6章および7章において示した以外の各種構造部材等の耐震性能に関する原則的事項について示す。

（解　説）

6章および7章においては、地盤の他に、各種構造物の主要な材料による構造部材の耐震性能について記した。

しかし、実際の構造物においては、木材、レンガ、ブロック等その他の構造材料も用いられているのに加えて、構造物の安全性やその機能の保持に関連するいわゆる二次的な非構造部材や、諸設備、配管等も数多く存在する。これら種々の部材や部位等の耐震安全性も勿論本質的に重要なものであり、関連する研究の蓄積が望まれる所である。

本章には、これらの内、特に本耐震設計法に関して研究が推進された木造建築物、建築非構造部材、埋設管の耐震性能に関する基本事項について記す。

8-2 在来工法による木造建築構造部材の耐震性能

8-2-1 概　説

（本　文）

在来工法木造建築構造部材ならびに接合部は、常時作用する荷重に対して必要な強度と機能を有し、かつ地震の影響に対しても必要な強度と変形性能を保有するものとする。

（解　説）

在来工法木造建築部材ならびに接合部は、建築物に作用する外力に対して、必要な強度と変形性能を確保する。ただし、長い経験をもち、理論的な裏付けも十分な常識的に確立された構造規定を適用する場合には構造計算などの理論的手段による検討をはぶいてもよい。

8-2-2　設計上配慮すべき基本事項

（本　文）

在来工法木造建築構造部材の設計においては、次の事項について配慮する。

i）土台、柱、はり、筋かい、方ずえ、控柱、床組材および小屋組材は、この部分の応力に対して安全、かつ有効に抵抗し得ること。

ii）部材接合部は、十分な強度を有するとともに、必要な剛性とじん性をもつこと。

（解　説）

i）基礎、土台、柱、梁、筋かい、方づえ、控柱、床組、小屋組などの各部の計画は、建物全体の構造計画の一環として考え、その部分の応力に対して有効に抵抗しうるようにすること。

ii）木造の接合部は、特に十分な強度を保有させるとともに、剛性と粘りを確保すること。

8-2-3　耐力および変形性能

（本　文）

在来工法木造建築構造部材の設計においては、4-3に示す地震荷重に対して部材の安全性を照査し、かつ部材の諸元、接合部の詳細等の決定にあたっては、その保有耐力を発揮するまでに、急激な破壊を生じないようなじん性をもたせるよう考慮する。

（解　説）

在来工法による木造建物の耐震性能は、その主要な構造要素である耐力壁の耐力変形性能によって大きく左右されるため、(*a*)単体としての耐力壁の耐力変形性能の性状を把握しておくことが基本的に重要である。一方また、(*b*)単体としての耐力壁の耐力変形性能と、建物全体の耐震性能とが、どのような関係にあるかを把握しておくことも重要なことである。

従って、以下では、総合プロジェクト研究の一環として実施した研究の要点を、i)、ii)およびiii)に示す。このうちのi)およびii)は、上述の(*b*)に関する事項であり、iii)は(*a*)に関する事項である。なお、詳しくは、本総プロ研究の一つ「木造破壊機構の解析」(昭50、51年度）を参照されたい。

i）既存木造住宅に関する実験資料

建築後約20余年経過した都営住宅（在来工法による平家建木造建築面積約33㎡）について、老朽化調査、自由振動実験、静的水平加力実験を行って得た検討結果の要点は次の通りである。

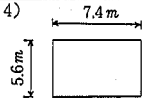
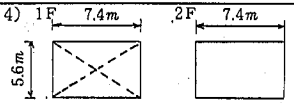
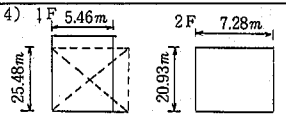
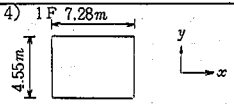
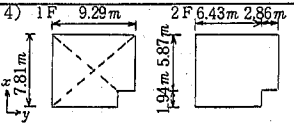
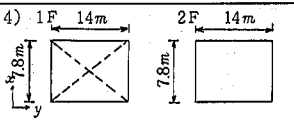
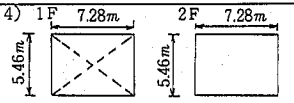
a）老朽程度は、20有余年経過した建物としては老朽程度は軽微であり、工法と併せ考えて、構造実験結果への影響は少ないと判断される。

b）自由振動実験から得られた固有振動周期および減衰定数を、各種の木質系建物についての既往の研究結果とともに併記して示すと表8-2-1の通りである。この表によると在来工法による木造の振動性状は、きわめてまちまちであり固有振動周期や減衰定数の推定には、それらのバラツキを考慮した確率変数としての取扱いが必要と考えられる。しかし、大雑把な見当としては、固有周期は0.2～0.4*sec*程度、減衰定数は0.05～0.30程度であろうと予想される。

c）静的水平加力実験から得られた結果は、次の通りである。

(1)　外装下見板は一般に非耐力要素と考えられているが、水平力に対する最大負担力は60～90,

表 8-2 一解 1　既往の研究による木質系建物の振動特性

CASE　実験建物の種類	実験建物の概要	実験者	引用文献	固有周期(sec)	減衰定数
Ⅰ　在来工法による木造	1）在来工法 2）1階建住宅 3）41.44 ㎡ 4） 	梅村魁他	・木造建物の耐震性能実態調査 （東京都防災会議） S 45.3	張間 0.29	張間 0.07
Ⅱ　同上	1）在来工法 2）2階建住宅 3）1F 41.44 ㎡ 2F 41.44 ㎡ 4） 	梅村魁他	同上	桁行 0.29	桁行 0.19
Ⅲ　同上	1）在来工法 2）2階建店舗付住宅 3）1F 139.12 ㎡ 2F 152.37 ㎡ 4） 	斉田時太郎	建築学大系11	奥行 0.4 間口 0.6	—
Ⅳ　同上	1）在来工法 2）1階建住宅 3）33.12 ㎡ 4） 	中原満雄他	本総プロ研究「木造破壊機構の解析」 （昭50年度）	x y 両方向 0.25	x方向 0.24 y方向 0.20
Ⅴ　枠組壁工法による木造	1）枠組壁工法 2）2階建住宅 3）1F 67.01 ㎡ 2F 67.01 ㎡ 4） 	中原満雄他	・米国式木造建物の振動実験報告書 （自焼限定版）	y方向 0.14	y方向 0.095
Ⅵ　同上	1）枠組壁工法 2）2階建住宅 3）1F 109.2 ㎡ 2F 109.2 ㎡ 4） 	F. Y. Yokel G. C. Hsi N. F. Somes	・枠組壁工法による2階建住宅の実大加力試験 （訳、今泉勝吉）	x方向 0.11	x方向 0.06
Ⅶ　同上	1）枠組壁工法 2）2　階　建 3）1F 39.75 ㎡ 2F 39.75 ㎡ 4） 	石山裕二 坂本功	・小規模住宅の新施工法の開発 昭和50年報告書 （建研）	0.25	0.04～0.07

注）上記で1）工法　2）階数　3）床面積　4）平面形を表わす。

kg／m程度あり、ある程度の水平力を負担し得ると考えられる。

(2) この建物のような工法・規模の木造が平均の見掛けのせん断歪1/60rad程度変形した時の残留変形は1/150rad程度であると推定される。

(3) 建物全体の水平方向の変形による剛性の低下は、せん断変形が小さい範囲ほど、著しい。

(4) 水平力作用時における耐力壁の挙動は、水平力作用時に圧縮力を受ける筋違いを有する耐力壁においては、水平変形の約半分程度が壁の回転によって生ずるが、一方圧縮力を受ける筋違いを有さない耐力壁においては、水平変形の約10～30%程度が壁の回転によって生じており、せん断変形が支配的である。

(5) この建物の水平構面の剛性はかなり高いと判断される。

(6) 実大建物の耐力を、耐力壁の単体試験結果から推定することを考えてみると、在来工法木造の許容耐力算定の根拠となっているせん断変形1/60rad時には、単体試験結果から推定した値は、実大建物の耐力の約80%の値を示していると考えることができる。

また、従来より行われてきたせん断歪1/60radに対応する荷重によって許容せん断耐力を決定した場合、この建物においては終局強度に対する安全率1.5を確保することができない。

(7) 実験建物の破壊性状は、圧縮筋違い（水平力作用時に圧縮力を受ける筋違い）を有する耐力壁の引張側の柱のほぞが土台から抜け出し、次に建物の引張側の柱のほぞが土台から全て抜けて引張側構面が浮上って破壊した。従って、柱と土台の接合に金物等を用い、緊結を強固にすることにより、在来工法木造の水平力に対する終局耐力をある程度増大せしめることが可能であると考えられる。

ii) 木造立体架構の模型実験資料

在来工法による木造の耐震性は、その構造計画の良し悪しによって大きく左右されるが、店舗付住宅などでは、店舗の間口では耐力壁がほとんどないような無理な構造となっているものも多く見受けられる。このような好ましくない構造計画の木造がどのような耐震性能を有するかを調査しておくことは特に必要なことであると考えられる。そこで、この種の建物の立体架構模型によって実験的な研究を行った。その結果にもとづいて、この種の建物の耐震性状と構造設計上の注意事項等を要約すると以下の通りである。

a) 間口の広い店舗付2階建住宅等の場合

(1) 火打ちばりは水平構面をかためるのに、かなりの効果があるが、合板だけを水平構面に張った場合には、さらに剛性が高いので、この場合には、火打を入れる必要はなかろう。

(2) 間口部分に耐力壁がない場合には、ねじれが相当大きくなる。この隅角部に間口の方向（はり間方向）と直交する方向に耐力壁を設けると、ねじれを減少させるのに効果があることが明らかとなった。

(3) 吹抜けのある場合には、吹抜部分の大きさおよび位置によっては、水平力の伝達がスムーズでなく、局部的に大きな変形が生する可能性がある。従って吹抜部分を設ける場合には、水平力の伝達の仕方に特に配慮することが必要である。

b) 一部2階建住宅の場合

(1) 2階建部分の床構面と平家建部分の屋根構面の水平剛性が、ともに大きいことが必要であり、かつそのとり合い部分は、水平力をスムーズに伝達できるような構造であることが必要である。

(2) 建物のはり間方向の外周耐力壁がない場合には、隅角部には、はり間方向と直交する壁を設けることは、建物のねじれを防ぐために有効である。

(3) 2階の耐力壁の直下に耐力壁がない場合でも、水平床構面が剛であれば、2階の層せん断力は1階の各耐力壁にスムーズに伝達され得る。

iii) 在来工法による木造耐力壁の耐力変形性能に関する実験資料

在来工法による木造の耐震・耐風設計法においては、耐力壁がその重要な要素となっており、建築基準法施行令第46条にその基礎が与えられている。しかしながら、施行令第46条が制定された以降のこの種の木造の工法の変化や将来に考えられる工法の変化等を考慮するとき、従来の耐力壁に関する考え方の妥当性を検討するとともに新建材を使用した耐力壁の耐力変形性能に関する資料を作成しておくことが必要であると考えられ、耐力壁の耐力変形性能に関する実験的研究を行った。この研究の結果にもとづいて、硬質及び軟質繊維板、石こうボード等を使用した耐力壁の壁倍率の試案を作成した。壁倍率は耐力壁の試験法や工事仕様との関連性が深いため、これらも合わせて、本総プロ研究の一つ「木造破壊機構の解析」(昭和51年度) を参照されたい。

8-3 建築非構造部材の耐震性能

8-3-1 概　説

(本　文)

建築非構造部材はそれぞれに要求される本来の機能を備えるとともに、建築物が保持すべき諸機能のうち地震時に要求される最低限度の機能の確保に支障がないように設計する。

(解　説)

i) 建築非構造部材の種類

「建築非構造部材」は「2次部材」あるいは「各部構造」とほぼ同義語であるが、明確な定義はない。広い意味にとれば、主体構造の構造計算の際に無視される腰壁、垂壁まで含み、狭い意味では、非耐力壁のみに限定することもある。このような事情を背景として本耐震設計法では以下のものを対象とする。

壁

- 非耐力壁　(外壁・間仕切壁／金属カーテンウォール・PC カーテンウォール・ALC 板の壁・コンクリートブロック積の壁・軽鉄系下地の壁・木質系下地の壁)
- 壁仕上材　(特にタイル貼仕上・石貼り仕上)
- 建　具　(サッシ・ガラス)

天井
- 天井下地
- 天井仕上材
- 照明器具

屋根
- ふき材
- パラペット・笠木

外壁設置物
- 外壁看板

配管系統
- 配管
- 端末器（放熱器など）

ただし、これら以外の部材であっても、同じような荷重・外力をうける部材およびその類はその部材の保持すべき機能を考慮した上で、本設計法に準じて設計を行うことができる。そのような部材およびその類としては耐火被覆・設備機械・据付家具等が挙げられる。

ii) 建築非構造部材の破壊の程度の許容限界

非構造部材の破壊は建築物の内外の人命に対する危害、ならびに建築物の諸機能に対する障害をもたらす。強い地震時におけるそのような障害は皆無であることが望ましいことはいうまでもないが、そのような設計は経済的に不可能である。

一方、その破壊によって人命が失われることになるような場合は、その破壊を防止しなければならないことも事実であるから、非構造部材の設計に際しては何らかの破壊の許容限界を決める必要がある。本設計法においては非構造部材の破壊の許容限界を決めるのに、

人命の安全＞機能の保持＞経済性

の順で重要度をおいた。なお、本文中の「地震時に確保すべき最低機能」というのは、たとえば、建築内部の非常用避難路の確保などを指している。

8-3-2　設計上配慮すべき基本事項

（本　文）

非構造部材の設計にあたっては、次の諸事項に留意する。

i) 急激な力学的破壊を防止する。

ii) 主体構造の動的挙動にもとづいて設計用の震度、層間変位を決める。

iii) 適切な構法の選択を行う。

（解　説）

i) 概説において述べたとおり非構造部材の耐震設計においては、その破壊が人命に危険を及ぼすことがないよう、また強い地震の直後の人間あるいは極めて重要な物品などの避難路を確保できるように配慮することが必要である。

ii) 非構造部材の地震時の挙動は非構造部材そのものの単独の挙動とは異なり、それが装着されている建築物の挙動との相対的関係において決定される。従って、非構造部材の設計においては建築物の主体構造の地震時の挙動を知ることが先決である。厳密に言うと、主体構造の地震時の挙動も非構造部材の力学的性質の影響を受けるのであるが、通常の場合はそのような影響を無視して主体構造の挙動を推定してさしつかえない。

iii) 主体構造の挙動が判明すれば、設計対象である非構造部材の占める建物内の各位置における加速度および層間変位がわかるから、それに応じて非構造部材の設計入力の値を決めればよい。

IV) 理論的には前項のような考え方で非構造部材の設計が可能であるが既成の非構造部材の構法の中には豊富な経験あるいは研究の上に成立している耐震上有効な構法があり、これらの構法を尊重することが良いと思われる。

8-3-3　耐力および変形性能

（本　文）

建築非構造部材の耐力および変形性能は、構造計算による他、じん性の確保を目的に定めた構造規定による。

（解　説）

非構造部材の中には力学的計算（構造計算）を行なうことによりその耐力を確保しうるものもある。他方、特に変形性能については、一般に計算による検討が困難であり、実験により確認をすることが望ましい。

本設計法に関するプロジェクト研究の一環として、下記のような非構造部材に関する実験的研究を行っており、それらの耐力および変形性能に関する資料が得られている。

1) 引違いアルミサッシ
2) はめころしアルミサッシ
3) *ALC* 板横積みの壁
4) *ALC* 板縦積みの壁
5) 鉄骨下地フレキシブルボード貼りの壁
6) 鉄骨下地ラスシートモルタル塗りの壁
7) 木造下地せっこうボード貼りの壁
8) 木造下地ワイヤメッシュモルタル塗りの壁
9) コンクリートブロックの壁
10) ガラスブロックの壁
11) 小口平タイル貼り（積上げ貼り、圧着貼り、先付け）の壁
12) モザイクタイル貼り（圧着貼り、接着剤貼り）の壁
13) レンガタイル貼りの壁
14) テラゾーブロック貼りの壁
15) 吹付仕上（エポキシ系、ウレタン系）の壁

8-4　埋設管の耐震性能

（本　文）

埋設管の耐力および変形性能は原則として関連する規格により、必要に応じて試験を行い、これを確認するのがよい。

（解　説）

i）一　　般

本条項は上下水道、都市ガス、電話、送電などの地中、主として道路下に埋設される管路の構造材料について規定したものである。本条項で特に規定していない項目については、次の関連規格を適用する。

日本工業規格　　（*JIS*）
日本水道協会規格　（*JWWA*）
日本下水道協会規格　（*JSWAS*）
日本工業用水協会規格（*JIWWA*）
厚陶管近代化協会規格

ii）埋設管の区分

埋設管は構造材料により、次のように区分する。

表 8-4 一解 1　埋設管の区分

種　　類	備　　考
コンクリート管	ヒューム管、石綿管、*RC*管、*PC*管、陶管等
鋼　　管	亜鉛メッキ鋼管、炭素鋼鋼管、合金鋼鋼管等
鋳　鉄　管	高級鋳鉄管、ダクタイル鋳鉄管等
高 分 子 管	硬質塩化ビニール管、ポリエチレン管等

iii）埋設管の強度

埋設管は、原則としてJIS 規格に規定される所定の強度を満足するものでなければならない。管の種類と関連するJIS 規格は次のとおりである。

表 8-4 一解 2　関連する *JIS* 規格

種　　類	*JIS*の関連する条項
コンクリート管	*A* 5301～3
鋼　　管	*G* 3452、*G* 3442~46、*G* 3451～58
鋳　鉄　管	*G* 5526～27
高 分 子 管	*K* 6741、*K* 6762

iv）埋設管の耐震性能

埋設管の一般的強度はその種類によって異るが、管と継手を組み合わせた一つの系として考える場合には、管路の地震時における耐震性能は、管自体の材料強度よりむしろ継手の強度および変形性能が管路の耐力および変形性能を支配することになる。従って、継手の材料には機械的性質（延性、じ

ん性）が十分大きく耐震性に富む材料を用いなければならない。また、継手の構造別による変形特性の例を示すと、図8－4－解1のようになり、強度限界、変位限界の両方とも大きい可撓性継手を用いるのがよい。

V）構造細目

軟弱地盤地域や硬地盤と軟地盤の境界付近の地域における埋設管には、地盤の変位を十分吸収し軸応力を緩和する伸縮継手、可撓性継手などを設けるか、もしくは十分な構造的強度をもたせるのがよい。また、管が屈曲する場合には曲げ管等を利用し、たわみ性を高めたり、あるいは二重管などを配して補強しなければならない。

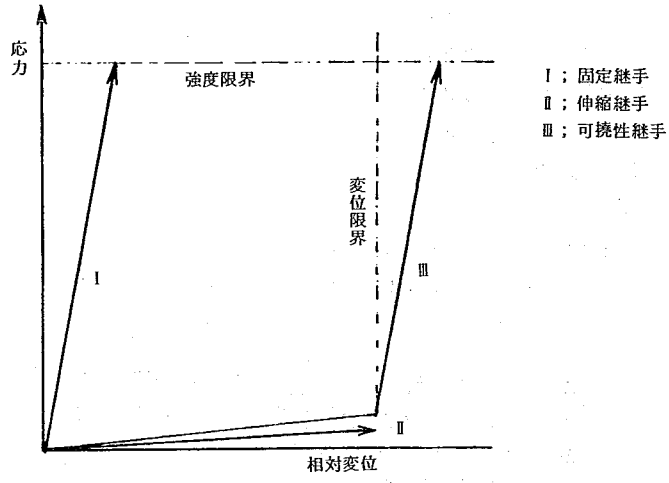


図 8-4 －解 1　継手の構造別による引張特性

参考文献

1）建築構造物の破壊機構の解析（在来工法による木造建物の実大構造試験）、建設省建築研究所昭和50年度総合技術開発プロジェクト新耐震設計法の開発報告書、50－ⅳ・2・(1)・建・報・1

2）建築構造物の破壊機構の解析（在来工法による木造建物の耐震性能の研究）、建設省建築研究所昭和51年度総合技術開発プロジェクト新耐震設計法の開発報告書、51－ⅳ・2・(1)・建・報・1

第 II 編

(土木構造物関係)

1 総　論

1-1 総　説

（本　文）

種々の土木構造物に用いられている現行の耐震規定は、それぞれの構造物の過去の地震による震害の経験ならびに耐震設計に関する調査研究の成果をもとに逐次整備されてきたものである。土木構造物の耐震設計法はⅠ編の耐震設計に関する基本事項をうけて、個々の土木構造物の現行の耐震規定を尊重しながらとりまとめられたものである。しかしながら構造物の特殊性によっては本設計法を選択的に利用することが可能としている。

（解　説）

表1－1－解1に見られるように、耐震規定が設けられているものと、そうでないものがあり、後者の構造物・施設は、そのうち耐震計算をする必要のあるものについては他の耐震規定を準用し、その他においては構造規定による設計を行っている。

耐震規定のうち、設計震度の一覧を表1－1－解2に示す。

耐震計算をする必要のある構造物は、大部分震度法による設計を行っている。地中埋設管路（主として石油パイプライン）は線状地中構造物という特殊性から、構造物の挙動が周辺地盤の変位によって支配されるという応答変位法によっている。さらに、トンネル（主として沈埋トンネル）および橋、人工島のうち特に大規模なものについては動的解析法または応答変位法による耐震規定を個々に策定して運用している。

表1-1－解1　対象構造物・施設に関する耐震規定の現況

番号	構造物・施設の種別	構造規定	依拠法令	耐震規定				調査試験基準	摘要
				地震動	設計条件	計算法	安全率		
1	下水道施設	○	下水道						
2	堤　防	○	河　川						
3	海岸保全施設	○	海　岸						
4	堰・水門	○	河　川	△					
5	揚排水施設（樋門樋管を含む）	○	河　川	○	○	○	○	○	
6	ダ　ム	○	河川・特多ダム 注1)	○	○	○	○	○	
7	斜面崩壊防護施設	○	急傾斜地 注2)						
8	道　路（橋を除く）	○	道　路			○		○	
9	橋	○	道　路	○	○	○	○	○	
10	トンネル（地下道・共同溝を含む）	○	道　路	△	△	△	△	△	
11	人工島（埋め立て地を含む）	△	道　路	△	△	△	△	△	
12	地中埋設管路	△	石油パイプライン 注3)	△	△	△	△	△	

注　○印はあり、△印は対象によってはあり

注1）特定多目的ダム法
注2）急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律
注3）石油パイプライン事業法

表 1-1－解 2　各施設種別毎設計震度一覧表

施設種別	標準設計水平震度	補正係数（震度） 地域別	地盤別	重要度別	設計水平震度の範囲	鉛直震度	基礎の規定の有無	根拠規定等	地盤の流動化判定の規定の有無
建築物	0.2	告示2表 (1) 0.8 (2) 0.9 その他 1.0	第一種 木造 0.6 鉄骨 0.6 鉄・コ 0.8 第二種 木造 0.8 鉄骨 0.8 鉄・コ 0.9 その他 1.0 軟弱地盤 設計震度 0.3	－	軟弱地盤 煙突等 0.3 その他 0.2～0.096	－	有	・建築基準法 ・建築基準法施行令 ・建設省告示第1074号	－
公営住宅	同上	同上	同上	同上	同上	同上	同上	同上	同上
高層建築物	－	－	－	－	－	－	－	・建設省建築審査会審査	－
屋外タンク貯蔵所	0.3以上	－	－	－	0.3以上	－	有		－
道路橋	0.2	A 1.00 B 0.85 C 0.70	1種 0.9 2種 1.0 3種 1.1 4種 1.2	1級 1.0 ただし特別 1.25 2級 0.8	0.30～0.10	有（一部）	有	・道路法 ・道路構造令 ・橋および高架の道路に関する技術基準（比較的長周期（0.5～2.0秒）の橋では設計震度を1.25倍する。又落橋防止構造の規定あり）	有
横断歩道橋	0.20～010	－	－	－	0.20～0.10	，0.10	－	・横断歩道橋設計指針（落橋防止構造については道路橋設計指針を準用）	－
海岸保全施設	－	－	－	－	－	－	－	・海岸保全施設築造基準	－
河川堤防	－	－	－	－	－	－	－	・河川砂防技術基準	－
ダム コンクリート重力ダム コンクリートアーチダム	－	(1) 0.12～0.20（震度） (2) 0.10～0.15（〃）	－	－	0.10～0.25	－	－	・ダム構造令（案）49年度中に立法措置をとる予定 ・同施行規則（案） ・ダム設計基準（日本大ダム会議） コンクリートアーチダムの堤体は設計震度を2倍とする	－
ダム フィルタイプダム	－	(1) 0.12～0.25（震度） (2) 0.10～0.20（〃）	－	－		－	－		
港湾構造物	－	第1地域 0.15（震度） 第2地域 0.10（〃） 第3地域 0.05（〃）	第1種 0.8 第2種 1.0 第3種 1.2	0.5～1.5	0.020～0.225	－	－	・漁湾構造物設計基準	－

施設種別	標準設計水平震度	補正係数（震度） 地域別	地盤別	重要度別	設計水平震度の範囲	鉛直震度	基礎の規定の有無	根拠規定等	地盤の流動化判定の規定の有無
漁港構造物	－	第一地域	－	陸揚岸壁 0.15（震度） 出漁準備岸壁 0.15（〃） 休けい岸壁 0.10（〃） 大型水門 0.10（〃）	0.15～0.00	－	－	・漁港構造物標準設計法	－
		第二地域	－	陸揚岸壁 0.10（震度） 出漁準備岸壁 0.10（〃） 休けい岸壁 0.05（〃） 大型水門 0.05（〃）		－	－		
		第三地域	－	陸揚岸壁 0.05（震度） 出漁準備岸壁 0.05（〃） 休けい岸壁 0.00（〃） 大型水門 0.00（〃）		－	－		
鉄道構造物	－	A地域 0.20（震度） B地域 0.15（〃）	軟弱 1.2 普通 1.0 岩盤 0.8	1級線 2級線 新幹線 1.1 3級線 1.0 4級線 0.9	0.264～0.108	0.132～0.054	－	・構造物設計基準このほか地盤の深さ別係数あり	－
水道施設	－	0.05～0.50（震度）	岩盤、硬い砂れき層	浄水施設等 0.4 塔状構造物等 0.5 埋設管路 0.3	0.1～0.3 ただし、塔状構造物に対しては0.4とする	－	－	・水道施設の耐震工法	－
			こう積層	浄水施設等 0.7 塔状構造物等 0.7 埋設管路 0.7					
			ちゅう積層	浄水施設等 1.0 塔状構造物等 1.0 埋設管路 1.0					
			軟弱地盤	浄水施設等 2.0 塔状構造物等 1.0 埋設管路 2.0					
水力発電施設 取水塔、取水路、導水管、発電所、変電所、送電路等	－	－	－	－	－	－	－	・発電用水力設備に関する技術基準を定める省令（ダム本体はダムの項による）	－
原子力発電施設	－	－	－	A 建物 3K 機器 3.6K B 建物 1.5K 機器 1.8K C 建物 K 機器 1.2K	3K～K	0.24 0.24	－	・発電用原子力設備に関する技術基準を定める省令 Kは建築基準法に規定する震度	－
火力発電施設	建築基準法、建築基礎構造設計基準に準ず	同左	同左	同左	同左	同左	同左		－

施設種別	標準設計水平震度	補正係数（震度）			設計水平震度の範囲	鉛直震度	基礎の規定の有無	根拠規定等	地盤の流動化判定の規定の有無
		地域別	地盤別	重要度別					
ガスホルダー	16㎜以下 0.2 16㎜以上 0.3	−	−	−	−	−	−	・ガス工作物の技術上の基準の細目を定める告示	−
沈埋トンネル (1) 地上施設	0.2	A 1.00 B 0.85 C 0.70	1種 0.9 2種 1.0 3種 1.1 4種 1.2	1級 1.0 2級 0.8	0.1 ～ 0.3	設計水平震度の½	有	・沈埋トンネル耐震設計指針（土木学会）（比較的長周期（0.5～2.0秒）の構造物では設計水平震度を1.25倍する。）	有
(2) 地中函路	基盤の震度 0.15	A 1.00 B 0.85 C 0.70	−	1級 1.0 2級 0.8	基盤の震度から函路中心位置の変位を求めて設計する	−			
石油パイプライン (1) 地上施設	基盤の震度 0.15	A 1.00 B 0.85 C 0.70	1種 1.20 2種 1.33 3種 1.47 4種 1.60	1級 1.0 2級 0.8	0.1 ～ 0.24	−	有	・石油パイプライン事業法 ・同法関連技術基準（省令） ・技術基準関連の細目（告示） ・石油パイプライン地震対策要綱（日本道路協会）	有
(2) 地中管路	同上	同上	−	同上	基盤の震度から地表部の変位を求めて設計する	−			
地下道、地下街	−	−	−	−	−	−	−	−	−

1-2　耐震設計における構造物の用途、種別

（本　文）

土木構造物の耐震設計にあたっては、構造物の地震による直接被害および間接被害の大きさの尺度である用途、種別を考慮し、用途、種別に応じた設計上の配慮をする。

（解　説）

地震による直接被害および間接被害は、つぎのとおりである。

i）直接被害

構造物・施設が地震によって被害を蒙った場合の直接被害は、人的被害および物的被害に分類される。すなわち人的被害とは死傷者数で表わされるものであり、物的被害とは構造物・施設が破壊されることによる財産の消滅ないし損耗である。このうち物的被害は貨幣に換算が可能であるため、その定量的評価も比較的容易であるが、人的被害についてはこれがかなり困難であるので、両者の比較ないし相互換算も容易ではない。現状においては人的被害を発生させる可能性の高い構造物・施設すなわち人間が使用し、人間を収容することを主たる目的とする構造物・施設とそれ以外の構造物・施設を必要のある場合は区別して考えようとする方法が現実的である。

物的被害は貨幣換算が可能であるため、人的被害のように定量的評価の困難なものは考慮せずに、物的被害を尺度として構造物を設計する基本的な手順を示せばつぎのようになる。

図 1-2 －解 1 は、ある用途、種別をもつ構造物に対し、数種類（図では 3 種類）の異った代替案 A、B、C に対する費用、耐力、安全性の関係の概念図を示したものである。ここで、構造物の用途、種別に応じた安全性の規範が示されるならば、それに応じてとるべき代替案を選ぶことができる。

ここで安全性を地震によって失われる物的被害を軽減させるという概念で把え、これが貨幣に換算可能と考えられる場合には以下のように簡略化しうる。構造物の耐用期間における全費用を C、建設費用を C_C、補修・補強に要する費用を C_R、破壊によって失われる費用を C_F とすると、C_C、C_R は構造物の破壊する確率に対し非増加関数であり、C_F は構造物の破壊する確率に対し増加関数であるから全費用 C と破壊確率は図 1-2 －解 2 のような関係となり、物的被害のみを考慮した最適な設計条件が求めうる。

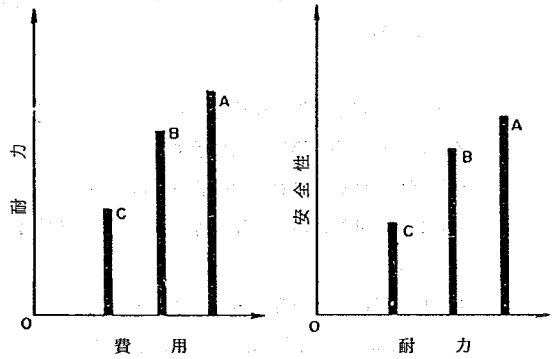


図 1-2 －解 1　構造物の費用、耐力、安全性

ii）間接被害

間接被害とは、ある構造物の直接被害が原因となって他の構造物に及ぼす被害、構造物・施設の被害が機能の喪失につながって生ずる損害などを包含しており、一般に間接被害の度合は構造物・施設の用途、種別によって影響をうける。

ここにいう構造物・施設の用途については、それらの利用度および必要度という観点から評価されるべきであるという意見が支配的である[3]。利用度とは構造物・施設が常時において利用されている度合であり、構造物・施設の使用目的に応じて収容人員、交通量、輸送量等で表わされる。また、必要度とは構造物・施設の機能が地震後の救援活動、復旧活動に必要とされる度合である。

耐震設計に構造物・施設の用途を考慮する場合には、それらの利用度、必要度について検討することが必要である。

間接被害に構造物・施設の種別を考慮する場合には、構造物・施設の迷惑度、代替性、機能回復の難易が評価尺度として考えられる。ここで迷惑度とは構造物・施設が倒壊または火災等によって他の構造物に被害を及ぼす度合である。代替性とは構造物・施設がその機能を停止したときに、ただちに他の代替構造物・施設によってそれまでの機能が維持できるような代替物の充実の度合である。また、機能回復の難易とは、構造物・施設が地震による被害を受けた後に、その機能回復に要する時間、費用の大小である。

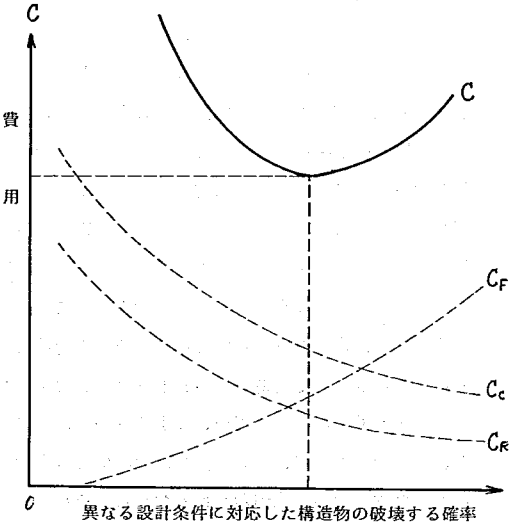


図 1-2 一解 2　構造物の破壊する確率と全費用

1-3　耐震設計に用いる各種の係数等

1-3-1　概　　説

（本　文）

Ⅰ編 4-3 に示す地震荷重を求める際の各種の係数等は、次に示すそれぞれの値を下まわらない値をとる。

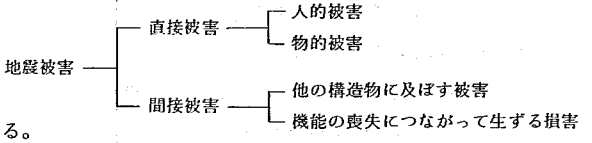


図 1-2 一解 3　地震による被害の区分

1-3-2　震度法に用いる係数等

（本　文）

i）標準設計水平震度（K_0）は 0.2 とする。

ii）地域係数（$\triangle_1$）は図 1-3-1 の地域区分に従い、表 1-3-1 の値を用いる。

iii）地盤の特性による補正係数（$\triangle_2$）は、表 1-3-2 の値を用いる。

表 1-3-1　地域係数（$\triangle_1$）

地域区分	地域係数 $\triangle_1$
A	1.0
B	0.85
C	0.7

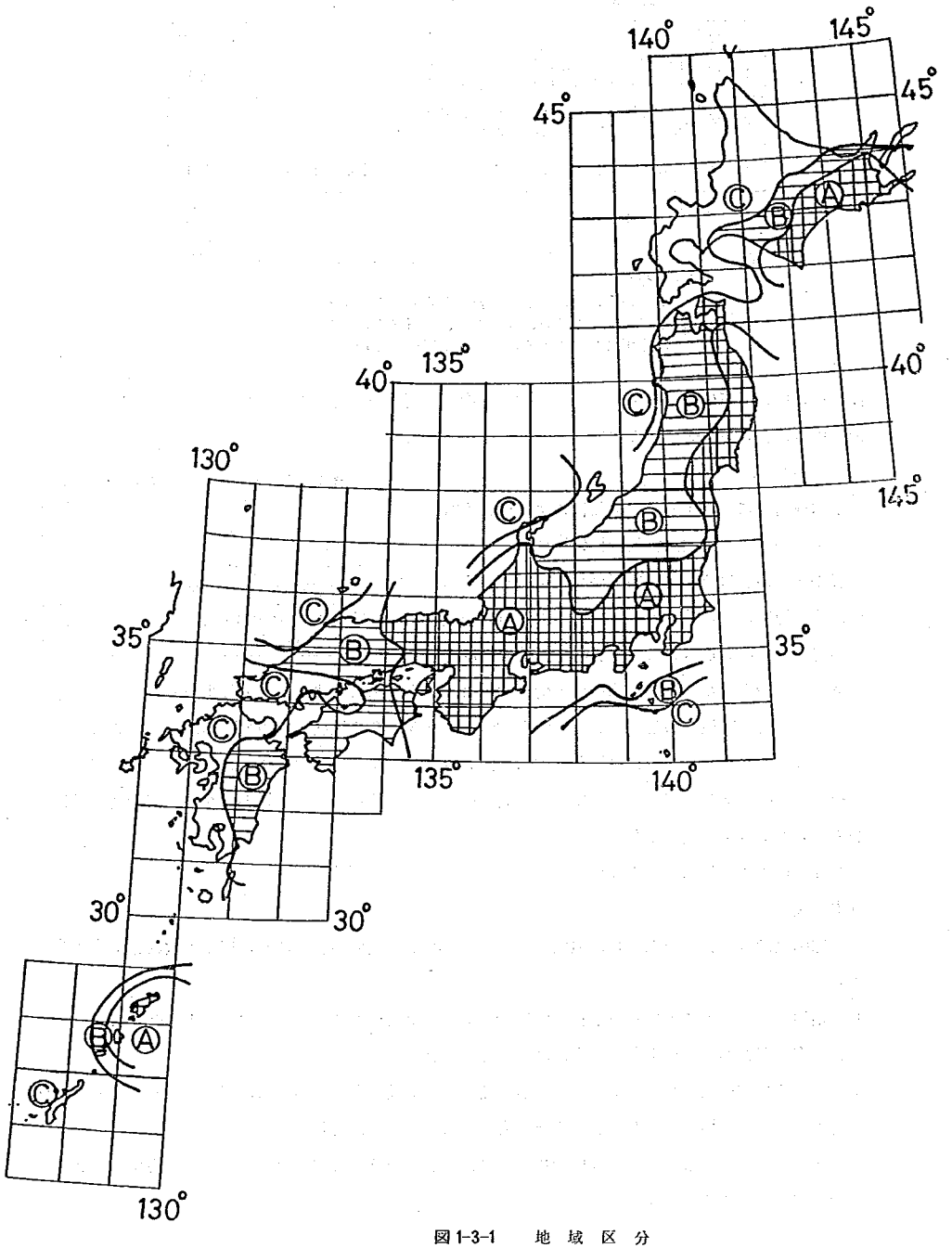


図 1-3-1　地 域 区 分

表 1-3-2　地盤の特性による補正係数（$\triangle_2$）

区　分	地　盤　種　別 1)	係　数
1　種	(1) 第三紀以前の地盤（以下岩盤と称する） (2) 岩盤までの洪積層2)の厚さが10m未満	0.9
2　種	(1) 岩盤までの洪積層の厚さが10m以上 (2) 岩盤までの沖積層3)の厚さが10m未満	1.0
3　種	沖積層の厚さが25m未満でかつ軟弱層の厚さが5m未満	1.1
4　種	上記以外の地盤	1.2

注）1) 地盤種別は一応の目安を示したものであるから、建設地点の状況に応じて係数を判断する。
ここでいう地層の厚さは地表面からの厚さとする。
2) 沖積層の締った砂層、砂れき層、玉石層をふくむ。
3) がけくずれなどによる新しい堆積層をふくむ。

iv) その他の補正係数（$\triangle_3$）は、構造物の用途、種別等を考慮して設定する。構造物の特性による補正係数は、表 1-3-3 の値を用いる。

（解　説）

土木構造物に適用する地盤の特性による補正係数（$\triangle_2$）の値は道路橋耐震設計指針[1]によった。

表 1-3-3 の値はその他の補正係数（$\triangle_3$）のうちの構造物の種別による補正係数である。この値は強震時に期待される減衰定数の大きさ、非線型性の程度などを考慮して設定した。巨大な剛体状の構造物および土構造物に対する $\triangle_3$ の最小値として 0.5 を与えているが、各種構造物の耐震設計の実情を考慮して 0.5～0.7 程度を採用するのがよい。ここでいう巨大な剛体状の構造物とは、良好な地盤に直接固定されたマッシブな剛体状の構造物を指している。

表 1-3-3　構造物の種別による補正係数

種　別	係　数
鋼構造物 コンクリート構造物 鉄骨鉄筋コンクリート構造物	1.0
巨大な剛体状の構造物 土構造物	0.5

その他の補正係数（$\triangle_3$）としては、本文に掲げた構造種別によるもののほかに、構造物の用途等を考慮した係数を設定してもよい。

1-3-3　修正震度法に用いる係数等

（本　文）

i) 標準設計水平震度（K_0）、地域係数（$\triangle_1$）および地盤の特性による補正係数($\triangle_2$)は1-3-2 による。

ii) 地盤の特性ごとに定まる構造物の応答特性に応じた補正係数（$\triangle_4$）は、図 1-3-2 による。ただし、固有周期 T が 0.5 秒未満の場合には $\triangle_4$ は 1.0 とする。

iii) 構造特性別補正係数（$\triangle_5$）は許容応力度法による設計を行う場合には $\triangle_5$ を 1.0 とするが、保有耐力を推算する場合には期待される塑性後のじん性の程度に応じて定める。

iv) その他の補正係数（$\triangle_6$）は構造物の用途、種別等を考慮して設定する。特に考慮する必要がない場合には $\triangle_6$ を 1.0 とする。

（解　説）

i）修正震度法に対する標準設計水平震度（K_0）、地域係数（$\triangle_1$）および地盤の特性による補正係数（$\triangle_2$）は、震度法に対する場合と同様と考え、1-3-2によることにした。

ii）地盤の特性ごとに定まる構造物の応答特性に応じた補正係数（$\triangle_4$）は、I編4-2-1の解説に示す地盤の特性を考慮した地震応答スペクトル曲線を基準とし、次の事項を考慮して図1-3-2の値を定めた。

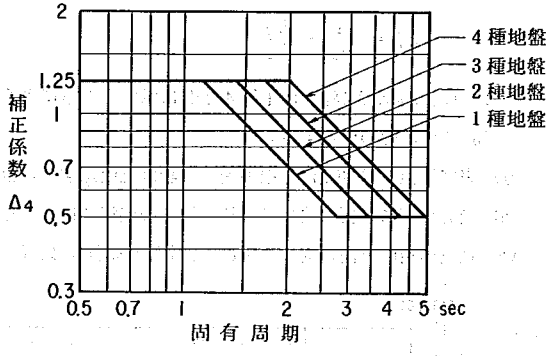


図1-3-2　補正係数 $\triangle_4$

ⓐ　基本固有周期が0.5～5.0秒の範囲にある構造物に適用する。

ⓑ　構造物の減衰定数は、構造物の固有周期にほぼ反比例する。また固有周期が1～2秒以上の範囲に対しては、減衰定数は0.02程度とし応答速度が一定であるとした。

ⓒ　補正係数の値は土木構造物の耐震設計の慣行[1]を考慮し最大値を1.25とし、最少値を0.5とした。

ⓓ　構造特性別補正係数（$\triangle_5$）およびその他の補正係数（$\triangle_6$）は、I編4-3-3に示すところによった。

1-3-4　応答変位法に用いる振幅等

（本　文）

応答変位法における地盤の変位振幅は、次によって求めることができる。

i）地表面からの深さxにおける水平方向の変位振幅は次式による。

$$U_h(x) = \frac{2}{\pi^2} S_V T K'_H \cos \frac{\pi x}{2H} \qquad (1\text{-}3\text{-}1)$$

ここに、

$U_h(x)$：地表面からの深さx(cm)における水平方向の変位振幅(cm)

S_V：　単位震度あたりの応答速度（cm/sec）

T　：　表層地盤の基本固有周期（sec）

K'_H：　表層地盤に作用させる設計水平震度

H　：　表層地盤の厚さ(cm)

ii）単位震度あたりの応答速度（S_V）は、表層地盤の基本固有周期に応じて図1-3-3によって求める。

iii）表層地盤の基本固有周期（T）は、構造物の建設地点におけるせん断弾性波速度の実測結果を基準として、地震時に生ずるせん断ひずみの大きさを考慮して算定する。

iv) 表層地盤に作用させる設計水平震度（K_H'）は次式により求める。

$$K_H' = \frac{1}{B_G} \cdot \frac{K_H}{\triangle_2} \qquad (1\text{-}3\text{-}2)$$

ここに、K_Hおよび$\triangle_2$はⅠ編4-3-2に示すところによる。B_Gは表層地盤の増幅係数であり、一般に4／3～2の範囲の値とする。

v) 表層地盤の厚さ(H)は、地表面から設計上仮定する基盤面までの厚さとする。

vi) 設計計算に必要な波長は、建設地点の状況に応じて定めるのがよい。

vii) 地盤の鉛直方向の変位振幅U_vを考慮する場合は、$U_v = U_h/2$とする。

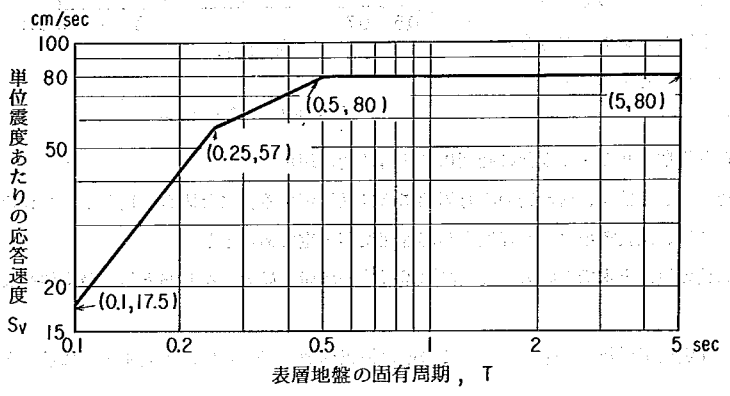


図1-3-3　単位震度あたりの応答速度

（解　説）

i) 図1-3-3に示す単位震度（設計上仮定する基盤面での震度が1.0）あたりの応答速度（S_V）の値は、地盤の強震時における減衰定数が0.2程度であるとして、既往の強震記録から得られた平均応答スペクトル曲線[2]を基準として定めたものである。図1-3-3は、地中構造物を含む表層地盤の応答速度を求めるためのものであり、構造物の地震応答の算定には、このまま適用できない。

ii) 表層地盤の基本固有周期(T)は、原位置におけるせん断弾性波速度（Vs）の実測結果を基準として、実測値の1／2の速度を用いて次式によって算定することができる（図1-3－解1参照）。

$$T = 4\left(\frac{H_1}{Vs_1} + \frac{H_2}{Vs_2} + \cdots\cdots\cdots\cdots + \frac{H_n}{Vs_n}\right) \qquad (1\text{-}3\text{-解}1)$$

ここに、

Hi ： 表層地盤（地表面から設計上仮定する基盤面まで）の第i層の厚さ。

Vsi： 表面地盤の第i層のせん断弾性波速度。ただし、地震時に生ずるせん断ひずみの大きさを考慮して、実測されたせん断弾性波の1／2をとる。

1-3-5　動的解析法に用いる地震入力

（本　文）

i）動的解析法に用いる地震入力はⅠ編4-2に基づいて設定するのを原則とするが、表層地盤の影響を考慮して解析する場合の地震入力の強度は1-3-4ⅳ)に示す K_H' を用いることができる。

ii）応答スペクトル法に用いる地震応答スペクトル曲線はⅠ編4-2-1による。

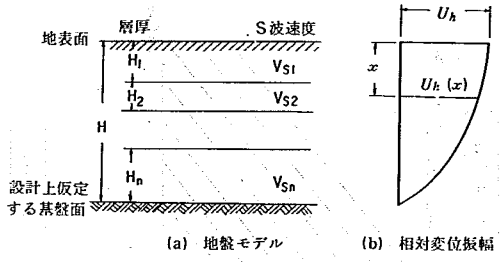


図1-3 －解1　地盤モデルと変位分布

iii）時刻歴応答解析法に用いる入力地震波はⅠ編4-2-1によって選定し、少なくとも3種の波形とする。

（解　説）

i）Ⅰ編4-2-1の解説i)に示すように地震動を支配する地震の主要な諸元すなわち地震の規模(M)、震央距離(Δ)を想定しⅠ編図4-2 －解1、Ⅱ編図1-3 －解2(A)~(D)[3]（ここでの地盤種別は表1-3-2による）などを参照して動的解析に用いる地震入力を求めることを原則としているが、表層地盤の影響すなわち動的相互作用等の影響を考慮する場合には上述の手続きを省略してもよいとしている。

ii）地震応答スペクトル曲線は一般的にⅠ編4-2-1の（解説）に述べられているように図1-3 －解3に示すような傾向をもっている。このような事実を参考にして地震応答スペクトル曲線をⅠ編図4-2－解5～4-2 －解8から選定して動的解析を行うのがよい。

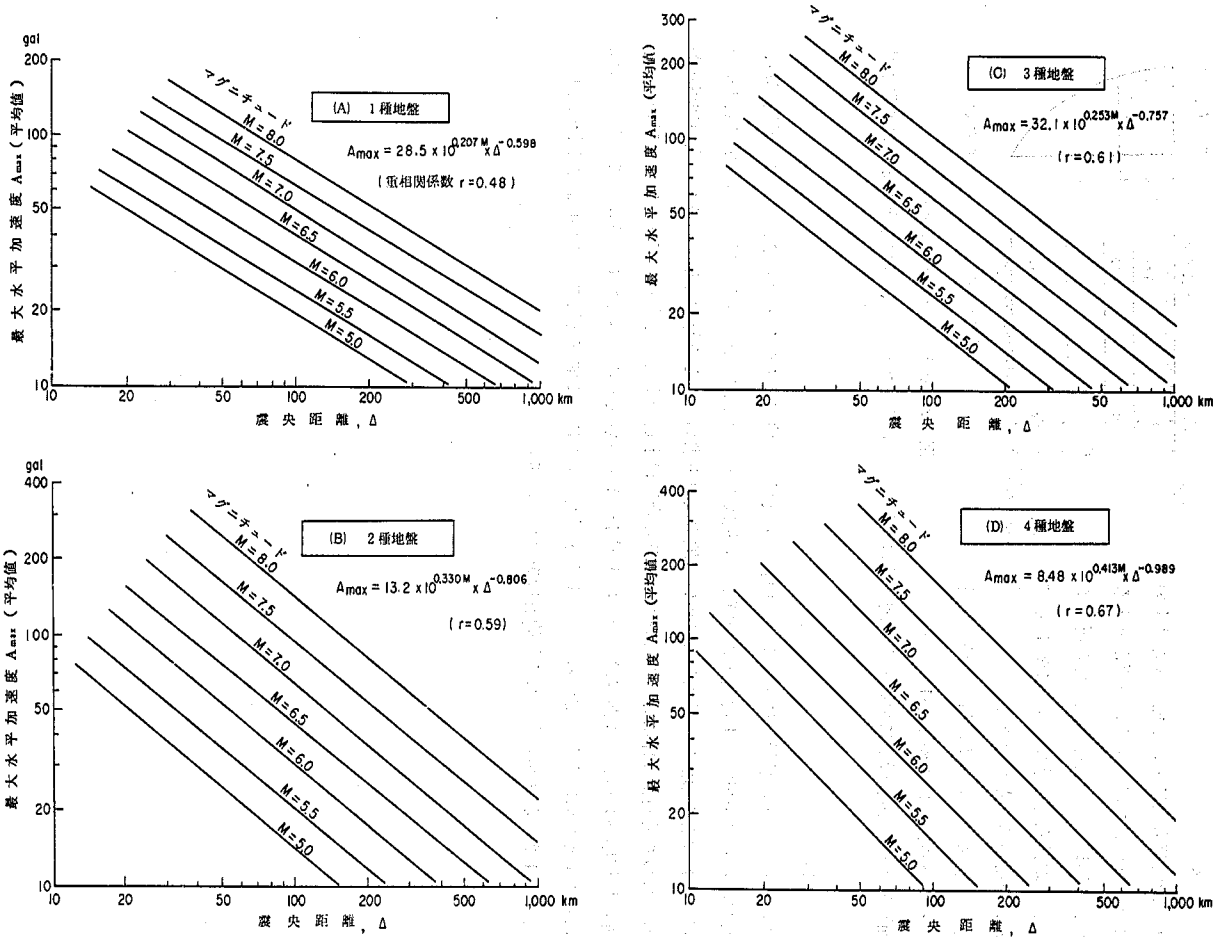


図 1-3 −解 2　最大水平加速度 A_{max} の各種地盤ごとの平均値と震央距離の関係例

iii) 時刻歴応答解析法に用いる入力地震波は I 編 4-2-1 の（解説）に示すように地震の主要な諸元、構造物の特性、地盤条件等を考慮して選定する。地震の主要な諸元からは図 1-2 -解 4 に示すような周期特性の支配的な影響を考慮してすくなくとも地震のマグニチュード(*M*)が 6 前後、7 前後、8 前後に相当する 3 種の波形を用いるのがよいとした。

1-4　建設時における地震の影響

（本　文）

建設時の構造物に対する地震の影響は必要に応じて考慮する。

（解　説）

構造物の耐震設計は完成した構造物の使用期間に対して行われるものであり、建設中の構造物の種々の建設段階に対して同じ手法で耐震設計を行うことは困難である。

構造物の建設期間は一般にその使用期間に対して極めて短期間であり、建設時に避けられない構造物の不安定状態をできるだけ短縮するような配慮と労働安全衛生規則等による建設現場の安全性が確保されておれば、とくに地震の影響を考えなくともよいと考えられる。

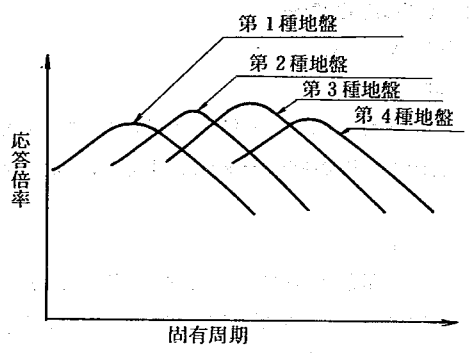


図 1-3 -解 3　地盤種別をパラメーターとした応答倍率と固有周期の関係（両対数グラフで示す）

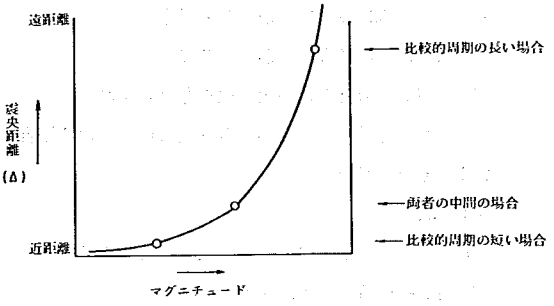


図 1-3 -解 4　地震の主要な諸元と地震動の周期特性

しかしながら、人家密集地域における構造物の建設では、建設中の構造物の地震による崩壊などで 2 次災害を誘発する恐れもあり、耐震計算に採用した設計震度等を直接に用いる必要はないが、他の荷重および条件等の組合せを考慮して少なくとも崩壊が生じないような最低限度の耐震性能をもたせておくことが必要と考え、建設時の構造物といえども、必要に応じて地震の影響を考慮するものとした。

参考文献

1) 日本道路協会、‘道路橋耐震設計指針’、昭 47. 4

2) 土木学会沈埋トンネル耐震設計研究委員会、‘沈埋トンネル耐震設計指針（案）’、昭 50. 3　p. 30

3) 建設省土木研究所、‘耐震技術に関する研究開発総合報告書’（国土開発技術研究センター委託）昭 52. 3

2　基礎の耐震設計法

2-1　総　　説

（本　文）

基礎の耐震設計は、一般に震度法によって行ってよい。しかし、高い橋脚などをもつ基礎を設計する場合には、橋脚を含めた構造系に対して、動的な検討を行って基礎寸法を定める。

（解　説）

基礎の耐震設計法には、一般には静的な設計法と動的な設計法があるが、通常規模の構造物を支える基礎の場合には、震度法によって基礎を設計して十分である。しかし、固有周期が0.5 secを越えるような高い橋脚などを支える基礎を設計する場合には、震度法で求まった設計断面に動的な検討を加えて基礎の断面寸法をチェックすることが望ましい。この場合、一般には基礎のみを取り出して動的検討を行うより、橋脚を含めた下部構、あるいは上部構を含めた構造系で動的な検討を行うのが望ましい。

また、基礎の耐震設計は、下部構や橋脚部分などと同様に一般に次に示すような状態に対して検討している。

i）基礎躯体に最大応力が生じる場合

ii）基礎地盤に最大反力が生じる場合

iii）上部構造の支点に最大変位をもたらす場合

iv）転倒、滑動など基礎が最も不利な状態になる場合

2-2　地震の影響

（本　文）

地震の影響としては、一般に次の地震力を考慮する。

i）構造物の自重に起因する慣性力

ii）負載荷重に起因する慣性力

iii）地震時動水圧

iv）地震時土圧

（解　説）

基礎の耐震設計では、基礎より上位に位置する上部構造や橋脚などの自重に設計震度を乗じたものを慣性力として基礎を設計するが、常時の状態で水圧や土圧が作用する構造物にあっては、地震時動水圧、地震時土圧を考慮する必要がある。また基礎躯体に対する地震の影響としては、技術的判断から道路橋耐震設計指針3-6に規定している耐震設計上の地盤面より下方にある躯体に対しては設計震度を一般には考慮しない。

2-3　支持地盤および許容支持力

（本　文）

基礎の支持地盤は、常時の状態だけでなく、地震時にも十分な支持力を有し、気象、水象などの影響

を受けない安定した地盤であることが望ましい。

また、基礎の許容支持力は、地盤強度から決まる値、躯体応力度から制限される値、構造物の許容変位から制限される値のうち、最も不利な状態における値とする。

（解　説）

基礎の耐震設計のための地盤としては、通常規模の構造物では、砂質地盤でN値30以上、粘性土地盤でN値20以上の地盤を基礎先端地盤の目安としてよい。重要な構造物を設置する地盤では、基礎の沈下や滑出しが生じないよう十分な土質調査や試験を行って支持地盤を決めるのが望ましい。

基礎の許容支持力は、地盤種別や基礎躯体の寸法、形状などを考慮した地盤強度に支配される支持力以下にならなければならないことはもちろんであるが、基礎躯体の応力度が許容応力度に達するときの荷重が地盤強度から決まる許容支持力より小さい場合は、このときの荷重が基礎の許容支持力となる。さらに上部構造から求められる許容変位量が小さい場合には、この許容変位量に達するときの荷重によっても基礎の許容支持力が制限される。

このように、基礎の許容支持力は、本文に示すように地盤強度から決まる値、躯体応力度あるいは上部構造の許容変位量から決められる許容支持力について検討する必要があるが、躯体応力度から決まる許容支持力は、躯体の材質別許容応力度の形で与えられる。また、上部構造の許容変位量から決まる許容支持力は、上部構造の種別によって許容変位量が与えられる。

したがって、設計時に決めなければならない基礎の許容支持力は、地盤強度から決まる支持力について問題となる場合が多い。地盤強度から決まる許容支持力は、地盤種別だけでなく、躯体の大きさや形状によって変わるので、実構造物規模の基礎について載荷試験を行って許容支持力を決めるのが最も望ましいといえるが、土質試験資料を用いて推定する場合は、基礎形式ごとに次に示すような式で許容支持力を求めることができる。

i）直接基礎

地盤強度から決まる許容支持力は、荷重の偏心傾斜を考慮して求めた地盤の極限支持力を所定の安全率で除して得られる。

$$Q_a = \frac{1}{n} Q_u \qquad (2\text{-}3\ \text{－解}\ 1)$$

ここに、

Q_a：　地盤の許容支持力（t）

n　：　安全率で通常地震時２をとることが多い。

Q_u：　偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力（t）で、式（2-3 －解２）で与えられる。

$$Q_u = A' \{\alpha\kappa C N_c + \kappa q N_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B' N_\gamma\} \qquad (2\text{-}3\ \text{－解}\ 2)$$

C　：　地盤の粘着力（t/m^2）

q　：　$\gamma_2 D_f$で表わされる負載荷量（t/m^2）

A'：　有効載荷面積（図 2-3 －解１）（m^2）

γ_1, γ_2： 支持地盤および根入れ地盤の土の単位体積重量（t / m^3）

B', L'： 基礎の有効載荷幅（図 2-3 −解 1）（m）

D_f ： 基礎の有効根入れ深さ（m）

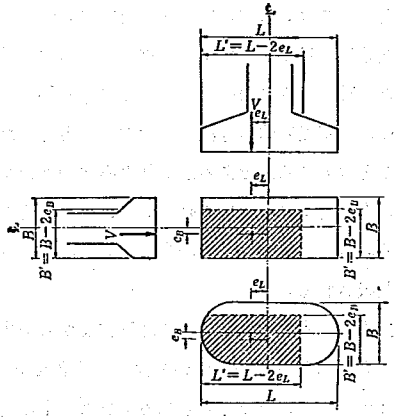


図 2-3 −解 1

α, β： 表 2-3 −解 1 に示す基礎の形状係数

表 2-3 −解 1

基礎底面の形状	帯　　状	正方形、円形	長方形、楕円、小判型
α	1.0	1.3	$1 + 0.3 \frac{B'}{L'}$
β	1.0	0.6	$1 - 0.4 \frac{B'}{L'}$
B', L'は図 2-3 −解 1 による。ただし、$\frac{B'}{L'} > 1$の場合、$\frac{B'}{L'} = 1$とする。			

κ ： $\kappa = 1 + 0.3 \frac{D_f'}{B'}$で表わされる根入れ効果に対する割増し係数、$D_f'$は支持地盤かあるいは支持地盤と同程度良好な地盤に根入れした深さ。

N_c, N_q, N_γ： 支持力係数で、荷重の傾斜 $\tan\theta = H_B/V$ と土の内部摩擦角 ϕ の関係から図 2-3 −解 2 ～ 2-3 −解 4 のように与えられる。

H_B ： 基礎底面に作用する水平力（t）

V ： 基礎底面に作用する鉛直力（t）

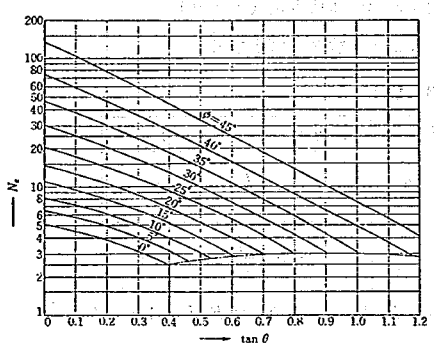


図 2-3 -解 2　支持力係数 N_c を求めるグラフ

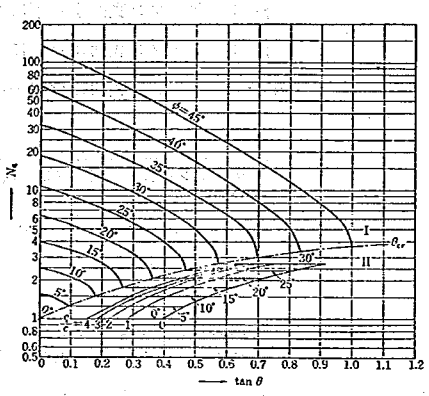


図 2-3 -解 3　支持力係数 N_q を求めるグラフ

ii）ケーソン基礎

ケーソン基礎に対しては、通常次に示す 3 方向の躯体面について許容支持力を検討している。

a）底面における最大地盤反力度は、その位置における地盤の許容支持力度を越えない。

b）前面における最大地盤反力度は、その位置における地盤の許容支持力度を越えない。

c）底面におけるせん断抵抗は、ケーソン底面と地盤との間に働く許容せん断抵抗を越えない。

また、地盤強度から決まる許容支持力または支持力度は、底面部、前面部いずれも直接基礎の場合と同様に、極限支持力または支持力度を所定の安全率で除した値で与えられる。

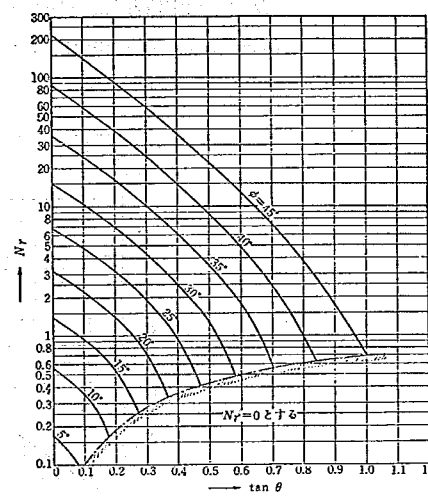


図 2-3 -解 4　支持力係数 N_r を求めるグラフ

底面地盤の許容支持力度、前面地盤の許容支持力度、底面地盤の許容せん断抵抗は、各々次式で与えられる。

① 底面地盤の許容鉛直支持力度

$$\left.\begin{aligned} q_a &= \frac{1}{n}(q_d - \gamma_2 D_f) + \gamma_2 D_f \\ q_d &= \alpha C N_c + \frac{1}{2}\beta \gamma_1 B N_r + \gamma_2 D_f N_q \end{aligned}\right\} \qquad (2\text{-}3\ \text{-解}\ 3)$$

ここに、

q_a ： ケーソン底面地盤の許容支持力度（t/m^2）

q_d ： ケーソン底面地盤の極限支持力度（t/m^2）

C ： ケーソン底面より下にある地盤の粘着力（t/m^2）

γ_1 ： ケーソン底面より下にある地盤の単位体積重量（t / ㎥）

γ_2 ： ケーソン底面より上にある地盤の単位体積重量（t / ㎥）

α, β ： ケーソン底面の形状係数で、表 2-3 −解 2 の値とする。

表 2-3 −解 2

ケーソン底面の形状	帯　状	正方形	長方形、小判形	円　形
α	1.0	1.3	$1+0.3\frac{B}{L}$	1.3
β	1.0	0.6	$1-0.4\frac{B}{L}$	0.6

ただし、Lはケーソン前面幅（m）で、$B/L>1$の場合には$B/L=1$とする。

B ： ケーソンの側面幅（m）、円の場合は直径とする。

D_f ： 仮定地表面から底面までの有効根入れ深さ（m）

N_c, N_q, N_γ ： 支持力係数で、土の内部摩擦角ϕとの関数であり、図 2-3 −解 5 のように与えられる。

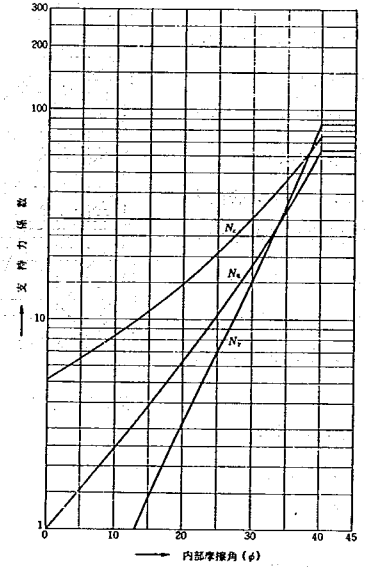


図 2-3 −解 5

② 前面の受働土圧強度

$$P_p = (1+k_v)\gamma x K_{ep} + 2C\sqrt{K_{ep}}$$

ここに、

P_p ： 深さxの点における受働土圧強度（t / ㎡）

γ ： 土の単位体積重量（t / ㎥）

x ： 地表面からの深さ（m）

K_{Ep}： 地震時の受働土圧係数で次式により求めることができる。

$$K_{Ep} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0)}{\cos\theta_0 \cos(\theta_0 - \delta)\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi-\theta_0)\sin(\phi-\delta)}{\cos(\theta_0-\delta)}}\right]^2}$$

（2-3 −解5）

k_v ： 鉛直震度で、鉛直下方に作用する場合を正とする。ただし、通常 $k_v = 0$ としてよい。

k_h ： 水平震度

ϕ ： 土の内部摩擦角（度）

δ ： ケーソン壁面と土との間の摩擦角（度）$\delta = -\frac{\phi}{6}$ としてよい。

θ_0 ： $\tan\theta_0 = \frac{k_h}{1 + k_v}$

③ 底面の許容せん断抵抗力

$$H_u = C_B A' + P\tan\phi_B$$ （2-3 −解6）

ここに、

H_u： ケーソン底面と地盤との間に働くせん断抵抗（t）

P ： ケーソン底面に作用する鉛直力（t）

A' ： ケーソン底面の有効載荷面積（㎡）

C_B： ケーソン底面と地盤との間の粘着力（t / ㎡）

ϕ_B： ケーソン底面と地盤との間の摩擦角（度）一般には、ϕ_B として表2-3 −解3の値を使用してよい。

図2-3 −解3

条　　件	摩 擦 角 ϕ_B
土とコンクリート	土の内部摩擦角の2/3
岩盤とコンクリート	$\tan\phi_B = 0.6$

iii）くい基礎

くい基礎に対しては、次の3方向の荷重状態に対して許容支持力を検討している。

a）くいの軸方向押込み許容支持力

b）くいの軸方向許容引抜力

c）くいの軸直角方向許容支持力

① くいの軸方向押込み許容支持力

押込み許容支持力は、次式により与えられる。

$$R_a = \frac{1}{n}(R_u - W_s) + W_s - W$$
$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot \Sigma l_i f_i \qquad (2\text{-}3 - 解\ 7)$$

ここに、

R_a ： 1本のくいの許容支持力（t）

n ： 安全率で通常地震時 2（支持ぐい）、3（摩擦ぐい）

R_u ： 地盤から決まる極限支持力（t）

W_s ： くいで置き換えられる土の有効重量（t/m^3）

W ： くいおよびくい内部の土の有効重量（t/m^3）

q_d ： くい先端部の極限支持力度で図 2-3 −解 6 から求めてよい

A ： くい先端の面積（m^2）

U ： くい周長（m）

l_i ： 周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

f_i ： 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（t/m^2）

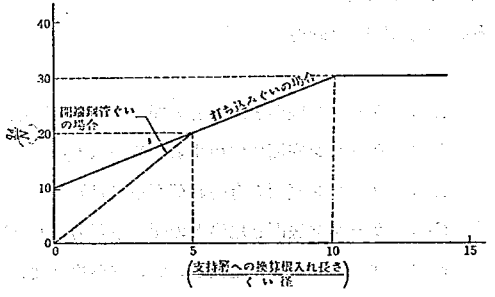


図 2-3 −解 6 くい先端地盤の極限支持力度（q_d）の算定図

表 2-3 −解 4 場所打ちぐいの q_d 推定表

（単位：t/m^2）

先端極限支持力度（q_d）	砂れき層[1]	$N \geqq 50$ $50 > N \geqq 40$ $40 > N \geqq 30$	750 525 300
	砂　　層[1]	$N \geqq 30$	300
	硬質粘土層	$3q_u$[2]	
	1）砂れき層と砂層の区分は綿密な土質調査結果に基づいて慎重に行うのがよい。また、れきまじり砂層は砂層とみなすのが望ましい。 Nは実測N値 2）硬質粘性土層については、「道路橋下部構造設計指針、ケーソン基礎の設計篇（昭和45年3月）」に準じて支持力度を定めた。 q_u は一軸圧縮強度（t/m^2）		

表 2-3-解 5　周面摩擦力度

（単位：t/m^2）

地盤の種類＼くいの種類	既製ぐい	場所打ぐい
砂質土	$\frac{N}{5}$（≦10）	$\frac{N}{2}$（≦12）
粘性土	C または N（≦12）	$\frac{C}{2}$ または $\frac{N}{2}$（≦12）

N ： 実測 N 値

C ： 粘着力（t/m^2）で表示した値

許容支持力 R_a は、くいの許容軸圧縮応力度を越えないものとするが、上部構造から決まるくい頭での許容変位量が小さい場合にはこの面からも制限される。なお、小径の既製ぐいのように、くい自重が小さい場合には W_s、W を無視してよい。

② くいの軸方向許容引抜力

許容引抜力は、次式により与えられる。

$$P_a = \frac{1}{n} P_u + W \qquad (2\text{-}3\ \text{-解}\ 8)$$

ここに、

P_a ： 1本のくいの許容引抜力（t）

n ： 安全率で、通常地震時 3

P_u ： 地盤から決まるくいの極限引抜力（t）で、この値は押込み支持力を求め、式（2-3 -解 7）の第2項すなわち $U\Sigma l_i f_i$ より求めてよい。

くいの引抜試験によって極限引抜力を求める場合は、くい自重を差引いた値を地盤から決まるくいの極限引抜力としてよい。

③ くいの軸直角方向許容支持力

軸直角方向力を受けるくいは、くい本体各部の応力度およびくい頭変位量が、それぞれ許容応力度および許容変位量を越えないよう設計しなければならない。この場合、軸直角方向の許容支持力はくい頭許容変位量に達するときの荷重とし、計算は横方向地盤反力係数を用いた弾性床上の梁の理論に基づいて計算してよい。

通常の長いくいでは、軸直角方向力を受けると地盤が地表面から逐次破壊をして、荷重の増加に応じて順次変位が進行し、一般に明確な降伏点が見られない場合が多い。そこで軸直角方向力に対しては、くい体応力とくい頭変位量によって許容支持力を規定するのが普通である。

長いくいの場合は、弾性床上の梁としての許容支持力は、くい頭または耐震設計地盤面での許容変位量（上部構造からではなく、基礎の剛性を確保するためにくいの方から変位を規定する場合は基準変位量）が与えられれば、次式により与えられる。

地中に埋込まれたくい
(図 2-3 −解 7 (A)の場合)

$$H_a = \frac{kD}{\beta}\delta_a$$

地上に突出しているくい
(図 2-3 −解 7 (B)の場合)

$$H_a = \frac{4EI\beta^3}{1+\beta h}\delta_a$$

(2-3 −解 4)

ここに、

H_a ： 基準変位量から押えられるくい軸直角方向許容支持力 (kg)

k ： 横方向地盤反力係数 (kg/cm³)

D ： くい径 (cm)

EI ： くいの曲げ剛性 (kg・cm²)

β ： $\beta = \sqrt[4]{kD/4EI}$ (cm⁻¹)

h ： くいの突出長 (cm)

δ_a ： 基準変位量 (cm)

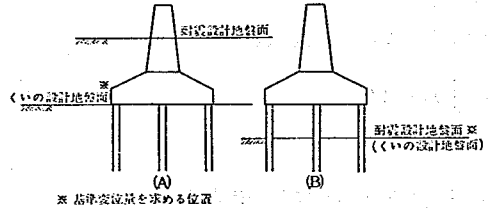


図 2-3 −解 7 くいの設計地盤面のとり方

軸直角方向支持力の計算に用いる横方向地盤反力係数は、地盤調査結果に基づいて推定するか、くいの水平載荷試験による荷重と変位の関係から逆算によって求める方法がある。地盤調査に基づく横方向地盤反力係数 k 値は、次式により推定する。

$$k = k_0 y^{-\frac{1}{2}} \qquad (2\text{-}3\ \text{−解}10)$$

ここに、

k ： 横方向地盤反力係数で、地震時は常時と同じ値としてよい (kg/cm³)

k_0 ： 設計地盤面での変位量を 1 cm としたときの k 値で、次式により与えられる。

$$k_0 = \alpha E_0 D^{-\frac{3}{4}} \quad (kg/cm^3) \qquad (2\text{-}3\ \text{−解}11)$$

E_0 ： 各測定法別で求めた地盤の変形係数で表 2-3 −解 6 による。

α ： 各測定法別の E_0 に対して表 2-3 −解 6 の値を用いてよい。

D ： くい径 (cm)

y ： くい頭の変位量 (cm)

表 2-3 −解 6. E_0 と α の関係

地盤の変形係数 E_0 (kg / cm²)	α
ボーリング孔内で測定した地盤の変形係数	0.8
一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	0.8
標準貫入試験の N 値より $E_0=28N$ で推定した変形係数	0.2

2-4 応力、変位および安定計算法

2-4-1 概　説

（本　文）

基礎の応力、変位および安定計算を行う際には、躯体の曲げ剛度と地盤の弾性的性質から設計上の基礎種別を分類して計算を行う。

（解　説）

i）剛体基礎と弾性体基礎の判別

基礎は、設計上から基本的には直接基礎、ケーソン基礎、くい基礎に分類され、これら3種類の基礎については一応、応力、変位および安定計算法が各々独立にまとめられている。設計上の分類の基本は、地震の影響などのような水平力に対し、基礎が剛体として挙動するか、弾性体として挙動するかによって決めているのが一般的である。すなわち剛体基礎か弾性体基礎かによって計算手法が異ってくる。

剛体基礎あるいは弾性体基礎の判別手法としては次式を用いることができる。

$$\left.\begin{array}{ll} \beta l \leqq 1 & \cdots\cdots \text{剛体基礎} \\ 1 < \beta l \leqq 3 & \cdots\cdots \text{有限長のくいまたは中間的基礎} \\ \beta l > 3 & \cdots\cdots \text{弾性体基礎} \end{array}\right\} \quad (2\text{-}4\ -\text{解}\ 1)$$

式（2-4 −解 1）を適用して基本的な3種類の基礎については、次のような分類を与えている。

直 接 基 礎：　浅い剛体基礎（水平力に対しておもに躯体底面で抵抗する。）

ケーソン基礎：　深い剛体基礎（水平力に対しておもに躯体前面と底面で抵抗する。）

く い 基 礎：　深い弾性体基礎（水平力に対して躯体の曲げ剛性で抵抗する。）

したがって、まず式（2-4 −解 1）により設計上の分類を行い、それから各基礎別の計算法を適用するのが望ましい。

ii）地盤のバネとしての考え方

地盤から決まる極限支持力を算定する場合は、地盤を塑性体として扱うが、変位を扱う場合には地盤と基礎本体を弾性体として処理する手法が一般的である。実際の地盤は弾性体ではないので、基礎に作用する荷重と変位の関係は線形にはならない。しかし、基礎の実務的な設計においては、設計上必要な変位量でのバネを線形状態と仮定して、非線形としての基礎の挙動を見かけ上、線形として処理して差支えない場合が多い。（図 2-4 −解 1 参照）

変位の計算にあたっては、地盤の変形係数や横方向地盤反力係数より鉛直、水平、回転の各バネ定

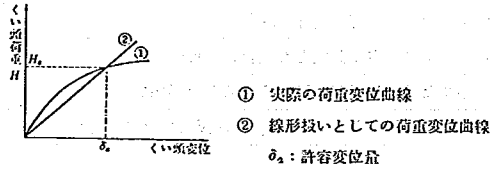


図 2-4 −解 1

数を算出し、弾性変形としての計算を行う手法がある。

2-4-2 直接基礎

（本 文）

直接基礎の支持力、転倒、滑動に対する安定計算ならびに変位量の計算は、それを剛体として行う。

（解 説）

直接基礎の安定計算は、通常本文に示すように地盤の支持力、滑動、転倒についてなされるが、地盤の許容支持力については、2-3 に述べたとおりである。地盤反力、滑動、転倒ならびに変位量に対する計算法としては以下の手法がある。

i）地盤反力

地盤反力は、荷重を底面のみで支持させる場合には、次式で求めることができる。

a）荷重の作用位置が底面の核内にある場合（台形分布）

$$q_{max}\,,\,q_{min} = \frac{V}{L \cdot B} \pm \frac{6M_B}{L \cdot B^2} \qquad (2\text{-}4\ \text{−解}\ 2)$$

b）荷重の作用位置が底面の核外にある場合（三角形分布）

$$q_{max} = \frac{2V}{L \cdot x} \qquad (2\text{-}4\ \text{−解}\ 3)$$

ここに、

V ； 基礎底面に作用する鉛直荷重（t）

M_B： 基礎底面図心に作用するモーメント（$t \cdot m$）

$M_B = V \cdot e$

e ： 荷重の偏心距離（m）

x ： 底面反力の作用幅（m） $x = 3\left(\frac{B}{2} - e\right)$

xがBより小さいときには三角形分布になり、xがBより大きいときには台形分布となる。

q_{max}： 基礎底面における最大地盤反力度（t/m^2）

q_{min} ： 基礎底面における最小地盤反力度（t/m^2）

B ： 基　礎　幅（m）

L ： 基礎の奥行き（m）

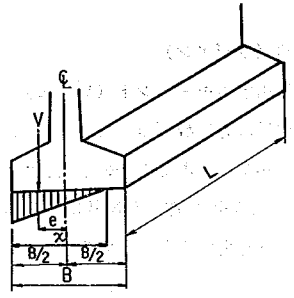


図 2-4 −解 2

ii）滑　　動

滑動抵抗は、基礎底面と地盤との間の粘着力および摩擦角に支配されるので、これらの値は地盤条件、施行条件を十分調査して決める必要がある。この滑動抵抗は、2 −3 に示してある式（2-3 −解 6）に安全率（通常地震時 1.2 以上）を見込んだ値が、作用水平力以下であればよい。

滑動抵抗を増加させるため、基礎底面に突起を設ける場合は、水平力を地盤に完全に伝えるよう支持地盤に十分根入れさせる必要がある。

iii）転　　倒

基礎底面における荷重の作用位置は、地震時においては基礎外縁端より⅙内側にあればよい。

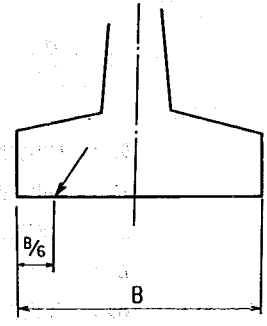


図 2-4 −解 3

iv）変位量の計算

直接基礎の変位量の計算は、地盤を弾性体、基礎を剛体とみなし地盤反力係数を用いて計算することができる。各方向の計算は、次式によって求めることができる。

a）鉛直変位

基礎底面中心点の鉛直変位量は次式で求める。

$$\delta_V = \frac{1}{K_V} \cdot \frac{V}{A} \qquad (2\text{-}4 - \text{解}\ 4)$$

ここに、

δ_V ： 基礎底面中心の変位量（cm）

V ： 鉛直作用力（kg）

A ： 基礎底面積（cm^2）

K_V ： 鉛直方向の地盤反力係数（kg/cm^3）

b）回転変位

基礎の回転角は次式で求める。

$$\theta = \frac{M_B}{I \cdot K_V} \qquad (2\text{-}4\ \text{-解}5)$$

ここに、

θ ： 基礎の回転角（ラジアン）

M_B ： 基礎底面に作用するモーメント（kg・cm）

K_V ： 鉛直方向の地盤反力係数（kg/cm³）

I ： 底面の作用力が核内にある場合の基礎底面の図心に関する断面二次モーメント（cm⁴）。ただし、底面の作用が核外にある場合には、次の関係式で求めた断面二次モーメントを用いるものとする。

$$Ix = I \cdot \left(\frac{x}{B}\right)^2 \qquad (2\text{-}4\ \text{-解}6)$$

Ix ： 底面の作用力が核外にある場合の底面の断面二次モーメント（cm⁴）

I ： 基礎底面の図心に関する断面二次モーメント（cm⁴）

B ： 基礎幅（cm）

x ： 底面反力の作用長（図2-4 -解2）（cm）

c）水平変位

基礎底面の水平変位量は次式で求める。

$$\delta_H = \frac{1}{K_B} \cdot \frac{H_B}{xL} \qquad (2\text{-}4\text{-解}7)$$

ここに、

δ_H ： 基礎底面の水平変位量（cm）

H_B ： 基礎底面に作用する水平力（kg）

x ： 底面反力の作用長（図2-4 -解2）（cm）

L ： 基礎の奥行き（cm）

K_B ： 水平方向の地盤のせん断バネ係数（kg/cm³）

2-4-3 ケーソン基礎

（本 文）

ケーソン基礎の応力、変位および安定計算は、ケーソン躯体を剛体とし、ケーソンに作用する外力は底面の鉛直反力、せん断抵抗ならびに前面の水平反力と釣り合っているとして計算する。

（解 説）

ケーソン基礎の計算は、図2-4 -解4に示すように、ケーソンに作用する外力（鉛直力、水平力、回転モーメント）を前面ならびに底面の地盤反力、底面のせん断抵抗で協同でつり合せる手法が一般的である。

また、ケーソン周面地盤の弾性的性質（横方向地盤反力係数）が、深さ方向に3層から成り立つ場

合（図2-4 −解4参照）には、次に示すような計算法を用いてよい。

i）底面の地盤反力度が台形分布をする場合

前面の地盤反力度

$$\left.\begin{aligned} P_{12} &= K_{H1}\,(h-l_1)\,\theta \\ P_{21} &= K_{H2}\,(h-l_1)\,\theta \\ P_{22} &= K_{H2}\,(h-l_1-l_2)\,\theta \\ P_{31} &= K_{H3}\,(h-l_1-l_2)\,\theta \\ P_{32} &= K_{H3}\,(h-l)\,\theta \end{aligned}\right\} \qquad (2\text{-}4\ -解\ 8)$$

また $0 \leqq y \leqq l_1$ においては、

$$P_V = K_{H1}\frac{y}{l_1}(h-y)\,\theta \qquad (2\text{-}4\ -解\ 9)$$

底面の地盤反力度

$$q_{1,2} = \frac{N+wl-U}{A} \pm K_V a\theta \qquad (2\text{-}4\ -解10)$$

底面のせん断力

$$R = K_S(h-l)\theta A \qquad (2\text{-}4\ -解11)$$

ケーソンの変位

$$\delta_V = (h-y)\,\theta \qquad (2\text{-}4\ -解12)$$

ケーソンの回転角

$$\theta = \frac{(M-PX)K_1+(H+P)K_2}{K_1K_3-K_2^2} \qquad (2\text{-}4\ -解13)$$

ケーソンの回転中心の深さ

$$h = \frac{(M-PX)K_2+(H+P)K_3}{(M-PX)K_1+(H+P)K_2} \qquad (2\text{-}4\ -解14)$$

ただし、

$$\left.\begin{aligned} K_1 &= 2b\left(\frac{1}{2}K_{H1}l_1+K_{H2}l_2+K_{H3}l_3\right)+K_sA \\ K_2 &= 2b\left\{\frac{1}{3}K_{H1}l_1^2+K_{H2}l_2\left(l_1+\frac{1}{2}l_2\right)+K_{H3}l_3\left(l_1+l_2+\frac{1}{2}l_3\right)\right\}+K_sAl \\ K_3 &= 2b\left\{\frac{1}{4}K_{H1}l_1^3+\frac{1}{3}K_{H2}l_2^3+\frac{1}{3}K_{H3}l_3^3+K_{H2}(l_1+l_2)l_1l_2\right. \\ &\quad \left.+K_{H3}(l_1+l_2+l_3)(l_1+l_2)l_3\right\}+K_sAl^2+\frac{4}{3}ba^3K_V\alpha \end{aligned}\right\}$$

（2-4 −解15）

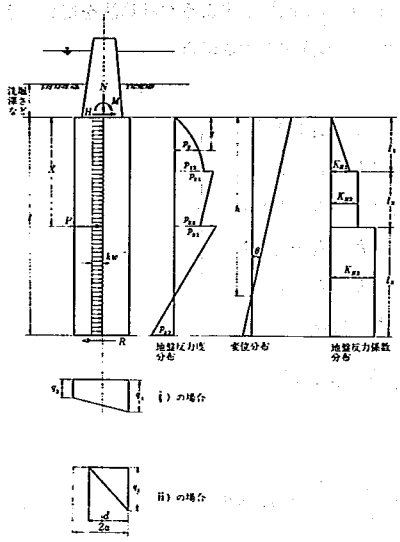


図 2-4 －解 4

ii）底面の地盤反力度が三角形分布をする場合

前面の地盤反力度は i ）の場合と同一の形で表わされる。

底面の地盤反力度

$$q_1 = K_V \theta d \qquad (2\text{-}4 - 解16)$$

底面のせん断力

$$R = K_s (h - l)\, \theta A' \qquad (2\text{-}4 - 解17)$$

ケーソンの変位、回転角、回転中心の深さは i ）の場合と同一の形で表わされる。

ただし、

$$\left.\begin{aligned} K_1 &= 2b\left(\frac{1}{2} K_{H1} l_1 + K_{H2} l_2 + K_{H3} l_3\right) + K_s A' \\ K_2 &= 2b\left\{\frac{1}{3} K_{H1} l_1^2 + K_{H2} l_2 (l_1 + \frac{1}{2} l_2) + K_{H3} l_3 (l_1 + l_2 + \frac{1}{2} l_3)\right\} + K_s A' l \\ K_3 &= 2b\left\{\frac{1}{4} K_{H1} l_1^3 + \frac{1}{3} K_{H2} l_2^3 + \frac{1}{3} K_{H3} l_3^3 + K_{H2} (l_1 + l_2)\, l_1 l_2 \right. \\ &\quad \left. + K_{H3} (l_1 + l_2 + l_3)(l_1 + l_2)\, l_3\right\} + K_s A' l_2 + K_V a' \nu_2' \end{aligned}\right\} \qquad (2\text{-}4 - 解18)$$

ここに、

N ： 仮定地表面においてケーソンに作用する鉛直力（t）

H ： 仮定地表面においてケーソンに作用する水平力（t）

M ： 仮定地表面においてケーソンに作用するモーメント（$t \cdot m$）

w ： ケーソンの単位長さ当りの重量（t/m）で、ケーソン内部に水または中埋め土砂がある場合には、それらを含む

U ： ケーソンに働く浮力（t）

l ： ケーソンの仮定地表面以下の根入れ長さ（m）

l_1, l_2, l_3 ： 図2-4 −解4に示すような周面地盤の各層厚（m）

$2a$ ： ケーソン側面幅（m）

$2b$ ： ケーソン前面幅（m）

A ： ケーソンの底面積（m^2）

K_{H1}, K_{H2}, K_{H3} ： 図2-4 −解4に示すような前面地盤の水平方向地盤反力係数（t/m^3）

K_V ： ケーソン底面地盤の鉛直方向地盤反力係数（t/m^3）

K_s ： ケーソン底面地盤のせん断ばね係数（t/m^3）

P ： 水平方向の地震力（t）で、地震力分布が一様である場合には、$P = kwl$

X ： 地震力の作用点（m）で、地震力分布が一様である場合には、$X = l/2$

k ： 水平震度

α ： 底面の形状によって定まる係数で、表2-4 −解1に示す値である。

A' ： 浮上りを生じていないケーソンの有効底面積（m^2）で、表2-4 −解2による。

d ： 浮上りを生じていないケーソンの底面反力幅で表2-4 −解2による。

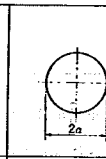
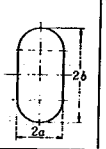
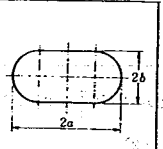
β ： 図2-4 −解5に示す角度（rad）で、次式が満足されるように決定する。

$$N + wl - U = K_V a^3 \theta \nu_1$$

ν_1, ν_2 ： 底面の形状により異なる係数で、表2-4 −解2による。

y ： 仮定地表面からの深さ（m）

表2-4 −解1

底面の形状				
αの値	1	0.589	$1-0.411\frac{a}{b}$	$1-0.644\frac{b}{a}+0.288\frac{b^2}{a^2}-0.055\frac{b^3}{a^3}$

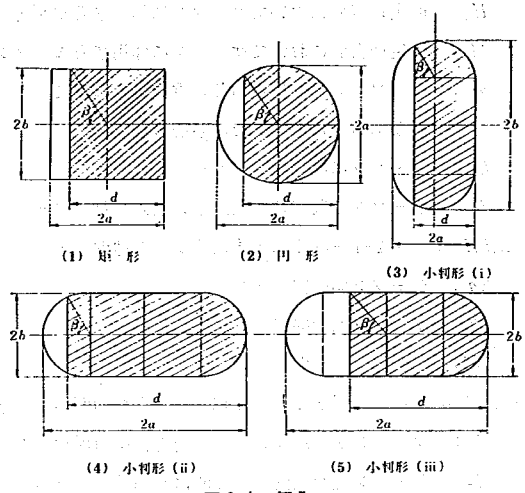


図 2-4 −解 5

表 2-4 −解 2

底面の形状	A'	d	ν_1	ν_2
(1)矩 形	$2b(a+b\cot\beta)$	$a+b\cot\beta$	$n(1+n\cot\beta)^2$	$\frac{1}{3}n(2-n\cot\beta)(1+n\cot\beta)^2$
(2)円 形	$a^2(\pi-\beta+\sin\beta\cos\beta)$	$a(1+\cos\beta)$	$\frac{2}{3}\sin^3\beta+\sin\beta\cos^2\beta+(\pi-\beta)\cos\beta$	$\frac{2}{3}\sin^3\beta\cos\beta+\frac{1}{4}(\pi-\beta)+\frac{1}{16}\sin 4\beta$
(3)小判形 (i)	$a^2(\pi-\beta+\sin\beta\cos\beta)+2(b-a)a(1+\cos\beta)$	$a(1+\cos\beta)$	$\frac{2}{3}\sin^3\beta+\sin\beta\cos^2\beta+(\pi-\beta)\cos\beta+(n-1)(1+\cos\beta)^2$	$\frac{2}{3}\sin^3\beta\cos\beta+\frac{1}{4}(\pi-\beta)+\frac{1}{16}\sin 4\beta+\frac{1}{3}(n-1)(1+\cos\beta)^2(2-\cos\beta)$
(4)小判形 (ii)	$4ab-b^2(4-\pi+\beta-\sin\beta\cos\beta)$	$2a-b(1-\cos\beta)$	$n^3\left\{\frac{2}{3}\sin^3\beta+\sin\beta\cos^2\beta+(\pi-\beta)\cos\beta\right\}+n(1-n)\{4+n(\pi+4\cos\beta-4)\}$	$n^4\left\{\frac{\pi}{8}-\frac{1}{2}\sin^3\beta\cos\beta+\frac{1}{4}\sin\beta\cos\beta+\frac{1}{4}(\frac{\pi}{2}-\beta)\right\}+n^3\left\{\frac{2}{3}(1-n-n\cos\beta)(1-\sin^3\beta)-(1-n)\cos\beta(\frac{\pi}{2}-\beta+\sin\beta\cos\beta)+\frac{2}{3}(3-3n+n\cos\beta)\right\}+\frac{\pi}{2}n^2(1-n)(2-2n+n\cos\beta)+\frac{4}{3}n(1-n)^3$
(5)小判形 (iii)	$2ab+b^2(\frac{\pi}{2}+2\cot\beta-2)$	$a+b\cot\beta$	$\frac{2}{3}n^3+\frac{\pi}{2}n^2\{1-n(1-\cot\beta)\}+n\{1-n(1-\cot\beta)\}^2$	$n^4(\frac{\pi}{8}-\frac{1}{3}\cot^3\beta)+\frac{2}{3}n^3(2-2n+n\cot\beta)+n^2\{(1-n)^2\cot\beta+\frac{\pi}{2}(1-n)(1-n+n\cot\beta)\}+\frac{2}{3}n(1-n)^3$

ただし，$n=\frac{b}{a}$，小判形の(i)(ii)(iii)については図2-4−解5を参照すること。

2-4-4 くい基礎

(本 文)

くい基礎の応力、変位および安定計算は、くい基礎に作用する外力をくい頭の水平バネ、鉛直バネ、回転バネ全体で支持させることによって計算する。

（解　説）

くい基礎の応力、変位および安定計算には、本文に示すように、くい基礎全体に作用する外力（水平力、鉛直力、回転モーメント）をくい頭の各バネとフーチングの変位でつり合わせる変位法によって求める計算法がある。この場合の基本式は式（2-4 -解19）で示されるが、おもな計算上の仮定はつぎのとおりである。

i）計算上の仮定

a）くい基礎は、二次元構造物とする。

b）くいに作用する荷重と変位の関係は、押込み、引抜き、曲げともに線形状態にあるとし、また押込みのバネと引抜きのバネ定数は同一とする。

c）フーチングは剛体とし、くい群の図心を中心として回転する。

ii）計　算　法

変位法による計算方法は、図2-4 -解6のように座標を組み、フーチングの任意の一点Oを原点とし、O点に作用する外力を図中にあるように定め、O点の座標軸方向の変位 δx、δy および回転角 α を図の方向に合わせる。

原点Oは、任意の位置に選んでさしつかえないが、フーチング下面のくい群の図心に一致させるのがよい。

このとき、原点の変位は、次の三元連立方程式を解いて求められる。

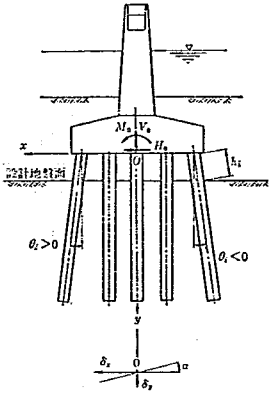


図2-4 -解6
変位法による計算座標

$$\left.\begin{aligned} A_{xx}\cdot\delta x + A_{xy}\cdot\delta y + A_{x\alpha}\cdot\alpha &= H_0 \\ A_{yx}\cdot\delta x + A_{yy}\cdot\delta y + A_{y\alpha}\cdot\alpha &= V_0 \\ A_{\alpha x}\cdot\delta x + A_{\alpha y}\cdot\delta y + A_{\alpha\alpha}\cdot\alpha &= M_0 \end{aligned}\right\} \quad (2\text{-}4\ \text{-解}19)$$

フーチング底面を水平とすれば各係数は次式で求められる。

$$\left.\begin{aligned} A_{xx} &= \Sigma\,(K_1\cdot\cos^2\theta_i + K_V\cdot\sin^2\theta_i) \\ A_{xy} &= A_{yx} = \Sigma\,(K_V - K_1)\cdot\sin\theta_i\cdot\cos\theta_i \\ A_{x\alpha} &= A_{\alpha x} = \Sigma\,\{(K_V - K_1)\,x_i\cdot\sin\theta_i\cdot\cos\theta_i - K_2\cdot\cos\theta_i)\} \\ A_{yy} &= \Sigma\,(K_V\cdot\cos^2\theta_i + K_1\cdot\sin^2\theta_i) \\ A_{y\alpha} &= A_{\alpha y} = \Sigma\,\{(K_V\cdot\cos^2\theta_i + K_1\cdot\sin^2\theta_i)\,x_i + K_2\cdot\sin\theta_i\} \\ A_{\alpha\alpha} &= \Sigma\{(K_V\cdot\cos^2\theta_i + K_1\cdot\sin^2\theta_i)\,x_i^2 + (K_2 + K_3)\,x_i\cdot\sin\theta_i + K_4\} \end{aligned}\right\} \quad (2\text{-}4\ \text{-解}20)$$

ここに、

H_0：　フーチング底面より上に作用する水平荷重（t）

V_0：　フーチング底面より上に作用する鉛直荷重（t）

M_0：　原点Oのまわりの外力のモーメント（$t\cdot m$）

δx：　原点Oの水平変位（m）

δ_y ： 原点Oの鉛直変位（m）

α ： フーチングの回転角（rad）

x_i ： i 番目のくいのくい頭の x 座標（m）

θ_i ： i 番目のくい軸が鉛直軸となす角度で、符号は、図2-4 －解 6 のとおりとする。（度）

また、くい軸直角方向バネ定数 K_1、K_2、K_3 および K_4 は、横方向地盤反力係数 k 値が深さによらず一定で、くいの根入れ長が十分に長い場合（$l > 3/\beta$）には、実用的に下記で計算される β の値を用いて求めることができる。

表 2-4 －解 3　くい軸直角方向バネ係数

	くい頭剛結		くい頭ヒンジ	
	$h \neq 0$	$h = 0$	$h \neq 0$	$h = 0$
K_1	$\frac{12EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+2}$	$4EI\beta^3$	$\frac{3EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+0.5}$	$2EI\beta^3$
K_2, K_3	$K_1 \cdot \frac{\lambda}{2}$	$2EI\beta^2$	0	0
K_4	$\frac{4EI\beta}{1+\beta h} \cdot \frac{(1+\beta h)^3+0.5}{(1+\beta h)^3+2}$	$2EI\beta$	0	0

ここに、

β ： くいの特性値　$\beta = \sqrt[4]{\frac{kD}{4EI}}$ （m^{-1}）

λ ： $h + \frac{1}{\beta}$ （m）

k ： 横方向地盤反力係数※ （t/m^3）

D ： くい径（m）

EI ： くいの曲げ剛性（$t \cdot m^2$）

h ： くいの設計地盤面から上の部分のくい軸方向の長さ（m）

注）　※ k が kg/cm^3 で求められている場合は 1,000 倍すればよい。

以上の計算の結果、求められたフーチング原点における変位（$\delta_x \cdot \delta_y \cdot \alpha$）より、各くい頭に作用するくい軸方向力 P_{Ni}、くい軸直角方向力 P_{Hi}、およびモーメント M_{ti} は次式で求まる。

$$\left.\begin{aligned} P_{Ni} &= K_v \cdot \delta_{yi}' \\ P_{Hi} &= K_1 \cdot \delta_{xi}' - K_2 \cdot \alpha \\ M_{ti} &= -K_3 \cdot \delta_{xi}' + K_4 \cdot \alpha \end{aligned}\right\} \qquad (2\text{-}4\ \text{－解}21)$$

ここで、

$$\left.\begin{aligned} \delta_{xi}' &= \delta_x \cdot \cos\theta_i - (\delta_y + \alpha_{xi}) \cdot \sin\theta_i \\ \delta_{yi}' &= \delta_x \cdot \sin\theta_i + (\delta_y + \alpha_{xi}) \cdot \cos\theta_i \end{aligned}\right\} \qquad (2\text{-}4\ \text{－解}22)$$

記号説明

δ_{xi}'： i 番目のくいのくい頭の軸直角方向変位（m）

δ_{yi}' ： i 番目のくいのくい頭の軸方向変位（m）

K_V： くい頭に単位の軸方向変位を生じさせるくい軸方向力（くい軸方向バネ定数）（t/m）

K_1, K_2, K_3, K_4： 式（2-4 −解21）で与えられるバネ係数で、くいの根入れ長が十分に長い場合（半無限長のくい）は、表2-4 −解3で求める。

x_i ： i 番目のくいのくい頭の x座標（m）

θ_i ： i 番目のくいのくい軸が鉛直軸となす角（度）

P_{Ni} ： i 番目のくいのくい軸方向力（t）

P_{Hi} ： i 番目のくいのくい軸直角方向力（t）

M_{ti} ： i 番目のくいのくい頭に作用する外力としてのモーメント（$t\cdot m$）

以上の計算により求められた諸数値のうち M_{ti} は、くい頭に分配された外力としてのモーメントであり、くい頭に生ずる内力としての曲げモーメント M_{bi} は、この符号を変えたものである（$M_{bi} = -M_{ti}$）。

次に、くい頭での鉛直反力 V_i、および水平反力 H_i は、

$$\left.\begin{aligned} V_i &= P_{Ni}\cdot cos\theta_i - P_{Hi}\cdot sin\theta_i \\ H_i &= P_{Ni}\cdot sin\theta_i + P_{Hi}\cdot cos\theta_i \end{aligned}\right\} \qquad (2\text{-}4\ -解23)$$

で与えられ、これらは、フーチングの配筋計算に使われる。

また、

$$\left.\begin{aligned} \Sigma H_i &= H_0 \\ \Sigma V_i &= V_0 \\ \Sigma(M_{ti} + V_i\cdot x_i) &= M_0 \end{aligned}\right\} \qquad (2\text{-}4\ -解24)$$

が成立しなければならないから、これによって計算の過程が正しいかどうかをチェックすることができる。

2-4-5 矢板式基礎

i）設計の基本条件

（本 文）

a）矢板式基礎の井筒部底面における最大地盤反力度とその位置における地盤の許容支持力度を比較して照査する。

b）矢板式基礎の井筒部底面におけるせん断抵抗力と井筒部底面と地盤との間に働く許容せん断力を比較して照査する。

c）矢板式基礎の井筒部前面における最大地盤反力度とその位置における地盤の許容支持力度を比較して照査する。

d）矢板式基礎の変位については、上部構造との関連から決まる許容変位量を考慮し、検討する。

e）矢板式基礎各部の応力度と、許容応力度を比較して照査する。

f）矢板式基礎の水平抵抗は、各矢板相互間のせん断ずれ変形を考慮した弾性床上の梁として計算

する。その場合、継手部のせん断応力度と許容せん断応力度を比較して照査する。

(解　説)

a)、b)、c)については、ケーソンの安定計算および変位計算と同様な手法をとることにした。

f)矢板式基礎の地震力を考慮した計算手法の原則を示したものである。矢板式基礎は、隣接する矢板を継手で連結し、かつ閉塞形状に打設して、各矢板の一体性をたかめ、ケーソンに近い剛性を期待できるようにしたものである。しかし、矢板式基礎の直径が大きくなり、相対的に井筒径と根入れ長の比が大きくなると、むしろ群ぐい基礎の剛性に近いものになってくる。小規模の矢板式基礎と、大規模の矢板式基礎にも合理的に適用できる計算手法として、各矢板相互のせん断ずれ変形を考慮した計算方法が最も汎用性がある。しかし、矢板式基礎の特徴を考慮し適用範囲を考慮すればくい基礎の計算法、あるいはケーソン基礎の計算法を適用することも実用上可能である。

ii) 計算上の条件

(本　文)

a)矢板式基礎の規模等によって、井筒内部の地盤抵抗を考慮する。

b)矢板間の継手のせん断抵抗を考慮する。

c)井筒内部の土の地震時の慣性力を必要に応じて考慮する。

d)矢板式基礎の規模等によって、井筒壁の断面変形を考慮する。

e)井筒内部に隔壁を設ける場合、その水平抵抗を考慮し、かつ井筒壁の断面変形を一般に無視する。

f)仮締切兼用工法として使用する場合、一般に施工時に受ける矢板壁の残留変形、残留応力を考慮する。

(解　説)

a)矢板式基礎の井筒径が十分に大きいと、水平力に対する井筒内の地盤抵抗を考慮することができる。しかし、井筒径が比較的小さい場合には、内部の地盤抵抗を無視する方がよい。

b)矢板式基礎のせん断抵抗を考慮して設計してもよい。一般に、継手のせん断耐力が大きくなると、各矢板の一体制が高まり、全体の剛性が高くなる。それ故、継手のせん断抵抗を考慮した方が設計上合理的になる。しかしこの場合、実験、経験等によって、設計上十分安全な継手のせん断耐力、許容せん断応力度を推定する必要がある。

c)道路橋耐震設計指針で規定する耐震地盤面の位置によって、井筒内部土の慣性力を考慮する。この場合、内部土のどの程度までの質量を考慮するか検討する必要がある。

d)矢板式基礎の規模が大きくなると、一般に個々の矢板の剛性に比べて、全体の井筒の剛性が大きくなる。そのような場合、一般に井筒の断面変形を無視できなくなる。井筒の断面変形が生じると、部分的に矢板壁に応力集中が発生する。たとえ断面変形を考慮しない計算手法を使うとしても断面変形が無視できないような場合、発生応力の割り増しを考え、安全になるように設計する。

e)太径の矢板式基礎の場合、井筒の断面変形を阻止する効果があるものとして隔壁がある。十分な隔壁を設けた場合、一般に、井筒の断面変形の影響を無視することができよう。また、水平力に

対して、隔壁の水平抵抗を考慮する。また特殊な場合、隔壁にかわるものとして2重の井筒壁にすることも有効である。

f）矢板式基礎の大きな長所の1つは、仮設時の締切りとして、本体の矢板壁を水面上にまで立ち上げて、そのまま締切りに使えることである。過去の施工実績を見ても、仮締切兼用の矢板式基礎が過半を占めている。一般に、このような仮締切兼用矢板式基礎の場合、仮設時の水圧等によって本体の矢板壁に残留変形、応力が存在する。それ故、設計上、この影響を考慮した方がよい。特に水深の大きい場合には注意を要する。

iii）頂版の設計

（本　文）

頂版と矢板の接合部は剛結となるように設計する。

（解　説）

仮締切兼用の矢板式基礎では、頂版は井筒内部に設けられることになる。それ故、頂版と矢板の接合は、矢板壁に溶接したリブプレート、支圧板、鉄筋等によって行われることになる。この接合形式は、従来のくい基礎、ケーソン基礎で見られないもので、設計上配慮を要する。一般に、水平変位等を考えてその接合が剛結となるようにする。

2-4-6　多柱式基礎

i）設計の基本条件

（本　文）

一般に、多柱式基礎の設計は、くい基礎の設計法に準じて行う。

（解　説）

多柱式基礎は水面上に複数本のくい（柱）を建て込み、その頭部を頂版で結合し、基礎とするもので、基本的には、一種のくい基礎と考えられ、くい基礎と同様に耐震設計を行えばよい。しかし、くいの自由長が大きいことなどの構造物特性上から、一般のくい基礎よりも、たわみ性の高い基礎となる傾向がある。したがって、水平力に対して変形が大きくなる傾向があるので、設計上配慮を要する。

ii）計　算　法

（本　文）

a）多柱式基礎の震度分布は、その動的な振動性状を考慮して決める。

b）設計上考慮する荷重は、一般にくい基礎の場合に準ずる。

c）耐震設計法としては、多柱式基礎の規模、構造特性等を考慮して選択する。

（解　説）

a）多柱式基礎の一般的な震度分布としては、図2-4 -解7に示すようにくい（柱）地中部の第1不動点を0とした直線分布を考えるか、または、頂版部の設計水平震度K_{Fz}を次式のように与え、一種の修正震度法を用いて行う方法もある。

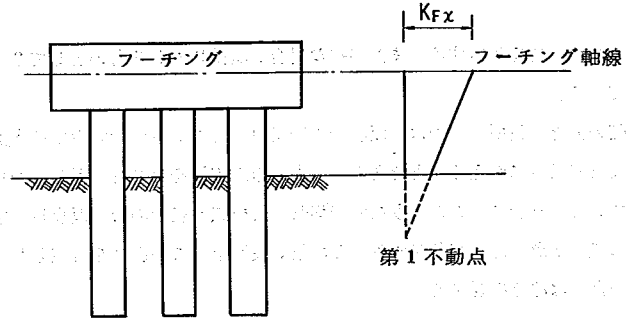


図2-4 -解7 震度分布

$$K_{Fx} = K_H \cdot D_I = K_H \cdot \frac{\sum_i (\delta_x/\delta_0)_i \cdot W_i}{\sum_i (\delta_x/\delta_0)_i^2 \cdot W_i} \qquad (2\text{-}4\ \text{-解}25)$$

ここに、

K_{Fx}: 頂版位置における震度

K_H: 応答スペクトル曲線より求める震度

D_I: 影響係数

δ_x: 着目点水平変位（m）

δ_0: 水平力による頂版水平変位（m）

W_i: くい（柱）の死荷重、水の付加重量（t）

b）多柱式基礎の場合、設計上考慮する荷重として一般にくい基礎の場合に従ってよいことにした。

c）耐震設計法として、通常のくい基礎では、震度法で行うのが普通であるが、多柱式基礎の場合、大規模橋梁に使用されることが多いので、場合によっては、修正震度法、動的解析法を含めた手法で検討するのがよい。

iii）頂版の設計の基本条件

（本　文）

一般には頂版を剛体とみなして設計する。

（解　説）

通常のくい基礎、または、小規模の多柱式基礎では、くい（柱）の剛性に比べて、頂版の剛性の方が十分大きいので、一般に頂版を剛体として扱ってよい。一方、大規模な多柱式基礎では、くい(柱)の剛性が大きく、頂版の剛性が相対的に小さくなる場合が多い。また、剛体として、十分な剛性を与えるようにすると、設計上非常に不経済になる場合も起ってくる。このような場合、頂版を弾性体として設計する方法も考えられる。

参考文献

1）道路橋下部構造設計指針・同解説「くい基礎の設計篇」；日本道路協会、昭和51年8月

2）道路橋下部構造設計指針・同解説「ケーソン基礎の設計篇」；日本道路協会、昭和45年3月

3）道路橋下部構造設計指針・同解説「橋台、橋脚の設計篇、直接基礎の設計篇」；日本道路協会、昭和43年3月
4）道路橋耐震設計指針・同解説；日本道路協会、昭和47年4月
5）耐震技術に関する研究開発報告書；建設省土木研究所、昭和49年3月、昭和50年3月、昭和51年3月、昭和52年3月
6）矢板式基礎の設計法（その1～その4）；土木研究所資料第1175号、昭和52年2月
7）矢板式基礎と水平力に対するその構造特性；土木研究所資料第1035号、昭和50年3月
8）矢板式基礎の施工；土木研究所資料第1046号、昭和50年3月
9）多柱式基礎およびパイルベント基礎「設計例および設計法のまとめ」；土木研究所資料第1158号、昭和51年3月
10）多柱式基礎に関する実験研究の概要；土木研究所資料第1159号、昭和51年3月
11）多柱式基礎およびパイルベント基礎の施工例；土木研究所資料第1160号、昭和51年3月

3　コンクリート構造物および鋼構造物の耐震設計法

3-1　総　　説

（本　文）

コンクリート構造物および鋼構造物の耐震設計は、構造物の種類に応じて、3-3-1 から 3-3-5 に示す方法によって行う。

3-2　地震の影響

（本　文）

地震の影響としては、つぎの地震力を考慮する。

i）構造物の自重に起因する慣性力

ii）負載重量に起因する慣性力

iii）地震時土圧

iv）地震時動水圧

（解　説）

地震の影響としては、上記の地震力のうち必要なものを考慮する。貯水池等において、地震時の水位上昇による水圧が無視できないときは、これも考慮する。

3-3　応力および変位の計算法

3-3-1　橋梁（鉄筋コンクリート橋脚・橋台）

i）一　　般

（本　文）

鉄筋コンクリート橋脚・橋台の耐震計算は、その構造系、規模等に応じて、a)のいずれか適当な方法による耐力の検討およびじん性の検討の組合せによって行う。

a）耐力の検討

① 震　度　法

② 修正震度法

③ 動的解析法

b）じん性の検討

（解　説）

コンクリート部材の耐震性を高めるためには、部材に所要の耐力を付与することと所要のじん性を付与することの 2 つが重要である。すなわち、地震時に付加される慣性力等を考慮して十分な耐力を付与するとともに、部材がその保有耐力を発揮するまでにぜい性的な破壊を生じさせないような十分なじん性（ねばり強さ）を付与する必要がある。

部材に適正な耐力とじん性とを付与するための設計法としては、地震時における作用力のとり方および断面計算法によってさまざまな方法が考えられる。作用力のとり方としては、地震力を静的に表現した震度および修正震度、部材の弾性的挙動を考慮した動的解析によって得られる断面力がある。また断面計算法としては弾性計算法と塑性計算法とがあり、これらのいずれかの組合せによって所要

の耐力を付与するための断面設計を行うことができる。一方、地震時における部材のじん性について検討するためには、地震時における部材の弾塑性挙動を推定する必要があり、これは弾塑性応答解析を行うことによってある程度可能である。

所要の耐力を有するような断面の設計は、一般に、通常の寸法諸元を有する比較的剛な構造系に対しては震度法を、比較的長い固有振動周期をもつたわみやすい構造系（固有周期0.5秒以上）に対しては修正震度法をそれぞれ適用し、また、特殊な形状・寸法をもつものや、とくに大規模な構造系に対しては、動的解析法を適用し、断面の算定は弾性計算によって行う。

じん性の検討は、個々の部材ごとに弾塑性応答解析を行うことが煩雑であるので、既往の解析結果をもとに得られた簡易な計算方法を適用する。

ii）震　度　法

（本　文）

3-2に示す地震力を考慮した場合の部材の応力度が許容応力度を越えないように部材断面を定める。ただし、震度法に用いる設計震度は1-3-2による。

（解　説）

a）地震の影響

地震の影響としては、つぎの地震力を考慮する。

- 構造物の自重に起因する慣性力。その大きさは、構造物の自重にⅠ編4-3-2に示す設計震度を乗じた値とする。
- 負載重量に起因する慣性力。その大きさは、負載重量にⅠ編4-3-2に示す設計震度を乗じた値とする。
- 地震時土圧。その大きさは、②による。
- 地震時動水圧。その大きさは、③による。

①　慣　性　力

地震の影響により上部構造から橋台、橋脚に作用する慣性力は、本項に示す震度法、および次項 iii）に示す修正震度法のいずれの場合においてもつぎのとおりとする。

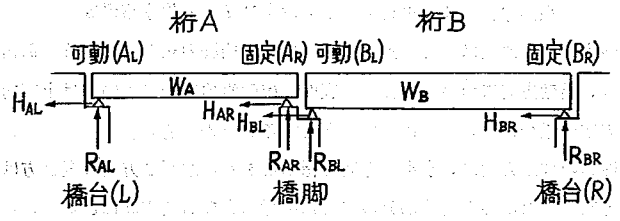


図3-3－解1　慣性力の負載方法

・橋台（L）に作用する水平方向の慣性力または摩擦力

$$H_{AL} = R_{AL} \cdot f_{AL} \qquad (3\text{-}3 - 解1)$$

ただし、

$$H_{AL} \leqq \frac{1}{2} k_h W_A \qquad (3\text{-}3 - 解2)$$

・橋脚に作用する水平方向の慣性力および摩擦力

$$H_{AR} + H_{BL} = k_h W_A \qquad (3\text{-}3 - 解3)$$

（この場合は $H_{BL} = 0$ とする）

または、

$$\frac{1}{2} k_h W_A + R_{BL} \cdot f_{BL} \qquad (3\text{-}3 - 解4)$$

のうち大きい方。

ただし、

$$R_{BL} \cdot f_{BL} \leqq \frac{1}{2} k_h W_B \qquad (3\text{-}3 - 解5)$$

・橋台（R）に作用する水平方向の慣性力

$$H_{BR} = k_h W_B \qquad (3\text{-}3 - 解6)$$

ここに、

k_h	：	設計水平震度
W_A、W_B	：	桁AおよびBの死荷量（t）
R_{AL}、R_{AR}	：	W_A による橋台（L）上および橋脚上の反力（t）
R_{BL}、R_{BR}	：	W_B による橋脚上および橋台（R）上の反力（t）
H_{AL}	：	W_A により橋台（L）に作用する慣性力または摩擦力（t）
H_{AR}	：	W_A により橋脚に作用する慣性力（t）
H_{BL}	：	W_B により橋脚に作用する慣性力または摩擦力（t）
H_{BR}	：	W_B により橋台（R）に作用する慣性力（t）
f_{AL}、f_{BL}	：	可動支承 A_L および B_L の静摩擦係数

慣性力の作用位置は重心位置とする。橋台・橋脚の設計に用いる上部構造からの慣性力の作用位置は、橋軸方向については支承の底面、橋軸直角方向については上部構造の重心とする。橋軸直角方向の場合には、一般に床版下面とすることができる。

慣性力の作用方向は、水平2方向を標準とする。水平2方向の選び方は、橋軸方向および橋軸直角方向、または橋の構造部分の主軸に平行および直角方向にとるものとする。

② 地震時土圧

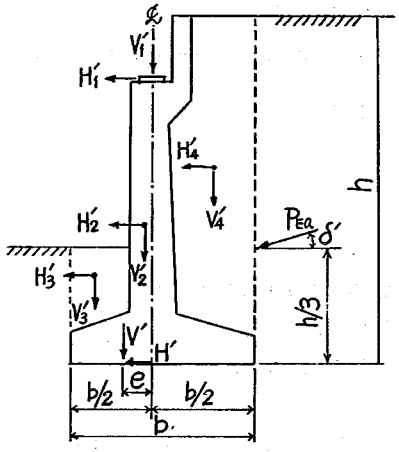


図3-3－解2 地 震 時 土 圧

地震時土圧は，次式により求める。

$$\left.\begin{aligned} P_{Ea} &= \frac{1}{2}(1 \pm k_V)\cdot\gamma\cdot K_{EA}\cdot h^2 \\ V' &= \sum_{i=1}^{4} V_i' + P_{Ea}\cdot \sin\delta' \\ H' &= \sum_{i=1}^{4} H_i' + P_{Ea}\cdot \cos\delta' \\ M' &= V'\cdot e \end{aligned}\right\} \quad (3\text{-}3 - 解\,7)$$

ここに、

P_{Ea} ： 地震時土圧（t/m）

K_{EA} ： 地震時主働土圧係数

δ' ： 地震時の壁面摩擦角（度）

土と土の場合は $\delta' = \frac{\phi}{2}$

土とコンクリートの場合は $\delta' = 0$

ここにϕは土の内部摩擦角（度）

k_V ： 設計鉛直震度。一般に、設計水平震度の½とする。

γ ： 土の単位体積重量（t/m^3）

h ： 橋台の高さ（m）

③ 地震時動水圧

水に接する構造物については、地震時につぎの動水圧を考慮する。この動水圧の作用方向は①に示す慣性力の方向と同一とする。

・壁状構造物の動水圧（図3-3－解3参照）

片面にのみ水が存在する壁状構造物の動水圧は、次の式による。

$$P = \frac{7}{12} k_h W_o b h^2 \qquad (3\text{-}3 - 解8)$$

$$h_g = \frac{1}{2} h \qquad (3\text{-}3 - 解9)$$

ここに、

P ： 構造物に加わる全動水圧（t）

k_h ： 設計水平震度

W_o ： 水の単位容積重量（t/m^3）

h ： 水　　深（m）

h_g ： 全動水圧の合力作用点の地盤面からの距離（m）

b ： 動水圧の作用方向に直角方向の躯体幅（m）

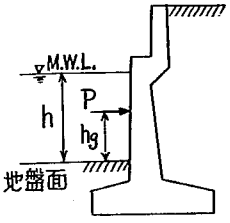


図3-3－解3
壁状構造物の動水圧

・柱状構造物の動水圧（図3-3－解4参照）周辺を完全に水で囲まれた柱状構造物の動水圧は、つぎの式による。

$b/h \leqq 2.0$ のとき：

$$P = \frac{3}{4} k_h W_o b^2 h \left(1 - \frac{b}{4h}\right) \qquad (3\text{-}3 - 解10)$$

$b/h \geqq 2.0$ のとき：

$$P = \frac{3}{8} k_h W_o b^2 h \qquad (3\text{-}3 - 解11)$$

$$h_g = \frac{1}{2} h \qquad (3\text{-}3 - 解12)$$

b）部材の応力度および弾性変形の計算

① 断面の決定または応力度の計算では、一般にコンクリートの引張応力を無視し、維ひずみは断面の中立軸からの距離に比例すると仮定する。

不静定力または弾性変形の計算では、鉄筋の影響を考慮して部材のコンクリート全断面について計算する。ただし、不静定力の計算では鉄筋の影響を無視してもよい。

② 断面の決定または応力度の計算では、鉄筋およびコンクリートのヤング係数をそれぞれ $E_s = 2.1 \times 10^6$ kg/cm² および $E_c = 1.4 \times 10^5$ kg/cm² とする（$n = E_s/E_c = 15$）。

不静定力または弾性変形の計算では、鉄筋のヤング係数は

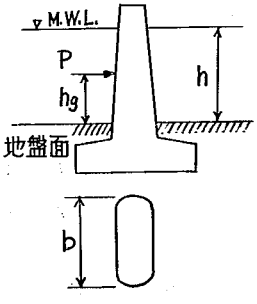


図3-3－解4
柱状構造物の動水圧

2.1×10^6 kg/cm² とし、コンクリートのヤング係数はⅠ編6-1-1における表6-1－解1の値とする。また、コンクリートのポアソン比は一般に⅙、ヤング係数とせん断弾性係数との比は2.3とする。

③ 断面に生ずる引張応力度がつぎの条件を満足する場合には、柱の全断面を有効と考え、式（3-3－解13）によりコンクリートの圧縮応力度を求める。

・柱が断面の主軸の方向に曲げを受け、断面の一方の側に生ずる縁引張応力度の絶対値が断面において同時に生ずる縁圧縮応力度の0.25倍をこえない場合

・柱が直角2方向の曲げを受け、断面の1つの隅に生ずる引張応力度の絶対値が断面の反対側の隅において同時に生ずる圧縮応力度の0.35倍をこえない場合

$$\sigma_c = \frac{N}{A_i} \pm \frac{N \cdot e}{W_i} \leqq \sigma_{ca} \qquad (3\text{-}3 - 解13)$$

ここに、

σ_c ： コンクリート断面の縁応力度（kg/cm²）

N ： 軸方向力（kg）

A_i ： 換算断面積、$A_i = A_c + 15A_s$（cm²）

e ： 換算断面の図心軸からNの作用点までの距離（cm）

W_i ： 換算断面の図心軸に関する断面係数（cm³）

A_s ： 軸方向鉄筋の全断面積（cm²）

A_c ： コンクリートの全断面積（軸方向鉄筋断面積を含む）（cm²）

c） 許容応力度

耐震設計において考慮する荷重は、死荷重と地震の影響を組み合わせた荷重とする。

安全の検討に用いる許容応力度は、表3-3－解1および表3-3－解2の値を1.5倍した値とする。

表3-3－解1 コンクリートの許容応力度

項目		許容応力度 (kg/cm²)			
曲げ圧縮 σ_{ca}		$\frac{1}{3} \cdot \sigma_{ck}$			
せん断	斜引張鉄筋の計算をしない場合 τ_{a1}	斜めひびわれを許容できるか否かを考慮して、それぞれの構造物が安全なように定める。			
	斜引張鉄筋の計算をする場合 τ_{a2}	$\sigma_{ck} = 180$	$\sigma_{ck} = 240$	$\sigma_{ck} = 300$	$\sigma_{ck} = 400$
		17	20	22	24
付着 τ_{oa}		$\sigma_{ck} = 180$	$\sigma_{ck} = 240$	$\sigma_{ck} = 300$	$\sigma_{ck} = 400$
	普通丸鋼	7	8	9	10
	異形鉄筋	14	16	18	20
支圧 σ_{ca}		$\sigma_{ca} \leqq (0.25 + 0.05 \frac{A}{A'}) \cdot \sigma_{ck}$ $\sigma_{ca} \leqq 0.5\,\sigma_{ck}$ ここに、A：コンクリート面の全断面積 A'：支圧を受ける面積			

表3-3－解2　鉄筋の許容応力度

鉄筋の種類	SR24	SR30	SD24	SD30	SD35	SD40
許容応力度	1400	1800	1400	1800	2000	2200
ただし、コンクリートの設計基準強度が180 kg/cm² 未満の場合、鉄筋の許容引張応力度は普通丸鋼に対して1200 kg/cm² 以下、異形鉄筋に対して1600 kg/cm² 以下とする。						

iii) 修正震度法

（本　文）

3-2に示す地震力を考慮した場合の部材の応力度が許容応力度を越えないように部材断面を定める。ただし、修正震度法に用いる設計震度は1-3-3による。

（解　説）

a）固有周期の算定方法

固有周期は、橋全体を1基の橋脚（または橋台）とそれが支持する上部構造を単位とする構造系に分割して求める。

①　直接基礎またはくい基礎で支持される橋

固有周期は、式（3-3－解14）、（3-3－解15）および（3-3－解16）より求める。

これらの各式は、直接基礎の基礎底面またはくい基礎のフーチング底面が耐震計算上の地盤面より下方にあり、橋脚躯体部の弾性変形が下部構造全体の変形のうち主要な部分を占める場合を想定して定めたものであるので、基礎底面が耐震計算上の地盤面より上方にあるときには適用しない。

イ）橋桁が図3-3－解5に例示するように主として連続桁構造で、かつその支承が多くの橋脚で固定支承であるか、もしくは可動支承であっても十分な移動制限装置を有し、さらに両橋台が剛で、しかも少なくとも桁の一端は橋台上の固定支承で連結される場合。

橋軸直角方向：$T = 2\pi\sqrt{\dfrac{0.3W_p+W_u}{3EIg}h^3}$　　（3-3－解14）

橋軸方向：$T = \dfrac{\pi}{8}\sqrt{\dfrac{W_p}{EIg}h^3}$　　（3-3－解15）

ロ）イ）以外の構造系、たとえば単純桁が連続するような場合

橋軸直角方向および橋軸方向：$T = 2\pi\sqrt{\dfrac{0.3W_p+W_u}{3EIg}h^3}$　　（3-3－解16）

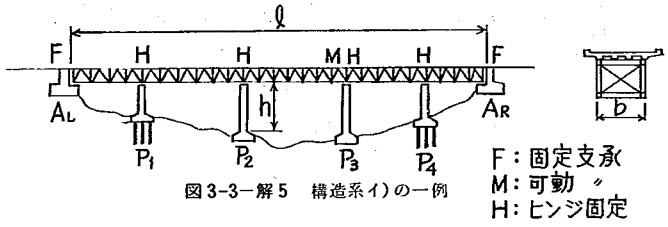


図3-3－解5　構造系イ）の一例

ここに、

T ： 対象とする橋脚と上部構造とを一つの構造系と考えた場合の固有周期（sec）

W_p： 対象とする橋脚躯体の重量（t）

W_u： 対象とする橋脚躯体が支持する上部構造の重量（t）

E ： 対象とする橋脚躯体の弾性係数（t/m^2）

I ： 対象とする橋脚躯体の計算方向の平均断面２次モーメント（m^4）

ただし、充腹構造でない場合は、平均換算断面２次モーメント（m^4）

h ： 対象とする橋脚躯体の高さ（m）

g ： 重力の加速度（9.8 m/sec^2）

② ケーソン基礎で支持される橋

固有周期は、つぎによる。

イ）①－イ）の構造系の場合

橋軸直角方向 ： 式（3-3－解14）と式（3-3－解17）のうち大きい Δ_4 値（Ⅱ編図 1-3-2参照）を与えるもの。

橋 軸 方 向 ： 式（3-3－解15）による。

ロ）①－ロ）の構造系の場合

橋軸直角方向および橋軸方向：式（3-3－解16）と式（3-3－解17）のうち大きい Δ_4 値を与えるもの。

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{(h+\frac{2}{3}l)^2W_u+(\frac{1}{3}h^2+\frac{2}{3}hl+\frac{4}{9}l^2)W_p+\frac{1}{9}l^2W_c}{g\{K_H\frac{bl^3}{36}+K_s\frac{Al^2}{9}+K_VI\}}}$$

（3-3－解17）

ここに、

W_c： 対象とするケーソンの重量（t）

b ： 対象とするケーソンの計算する方向に直角な幅（m）

l ： 対象とするケーソンの長さ（m）

A ： 対象とするケーソンの底面積（m^2）

I ： 対象とするケーソンの計算する方向の底面の断面２次モーメント（m^4）

K_H： ケーソン底面位置での水平方向の地盤反力係数（t/m^3）

K_V： ケーソン底面の鉛直方向の地盤反力係数（t/m^3）

K_s： ケーソン底面の水平方向のせん断ばね係数（t/m^3）

その他の記号の意味は、① の場合に同じ。

b） 部材の応力度および弾性変形の計算

震度法の場合に準ずる。

c） 許容応力度

震度法の場合に準ずる。

iv) 動的解析法

（本　文）

動的解析は、対象とする構造物について適切なモデルを設定し、適切な解析法によって行う。

動的解析に用いる地震動はⅠ編4-3-5およびⅡ編1-3-5による。

動的解析の結果得られる部材の応力度が許容応力度を越えないように断面を定める。

（解　説）

a）モデルの設定

対象とする構造系に対し、適切な解析モデルを設定する。

橋脚は一般に集中質点とそれをつなぐ棒部材で構成された多質点系振動モデルにおきかえる。橋軸方向の振動においては、上部構造の重量が支配的で上部構造の質量効果を橋脚天端位置の質点に付加する方法をとる。この場合、橋脚自体の質点はそれ程多く設ける必要はない。しかし、可動沓のみをもつ橋脚の橋軸方向の振動モデルでは、桁の質量効果はなく、橋脚には少くとも3～4個の質点を設ける必要がある。長大橋梁や特に剛性の低い桁などは上部構造も多質点系モデルとする必要があり、桁と橋脚天端間の結合条件は支承の種類に応じて定める必要がある。

b）入力地震波の設定

Ⅰ編4-2およびⅡ編1-3による。

c）計算の手順

① 弾性応答解析の手順は図3-3－解6のとおりとする。

② 弾性応答解析に用いる剛性としては初期剛性と降伏時剛性を考慮する。

v) じん性を考慮した安全の検討

（本　文）

震度法、修正震度法、動的解析法によって応力度の検討を行ったのち、原則としてじん性を考慮した安全の検討を行う。

（解　説）

a）判定条件

つぎの3つの条件が同時に満足されるとき、じん性に関して安全であると判断する。

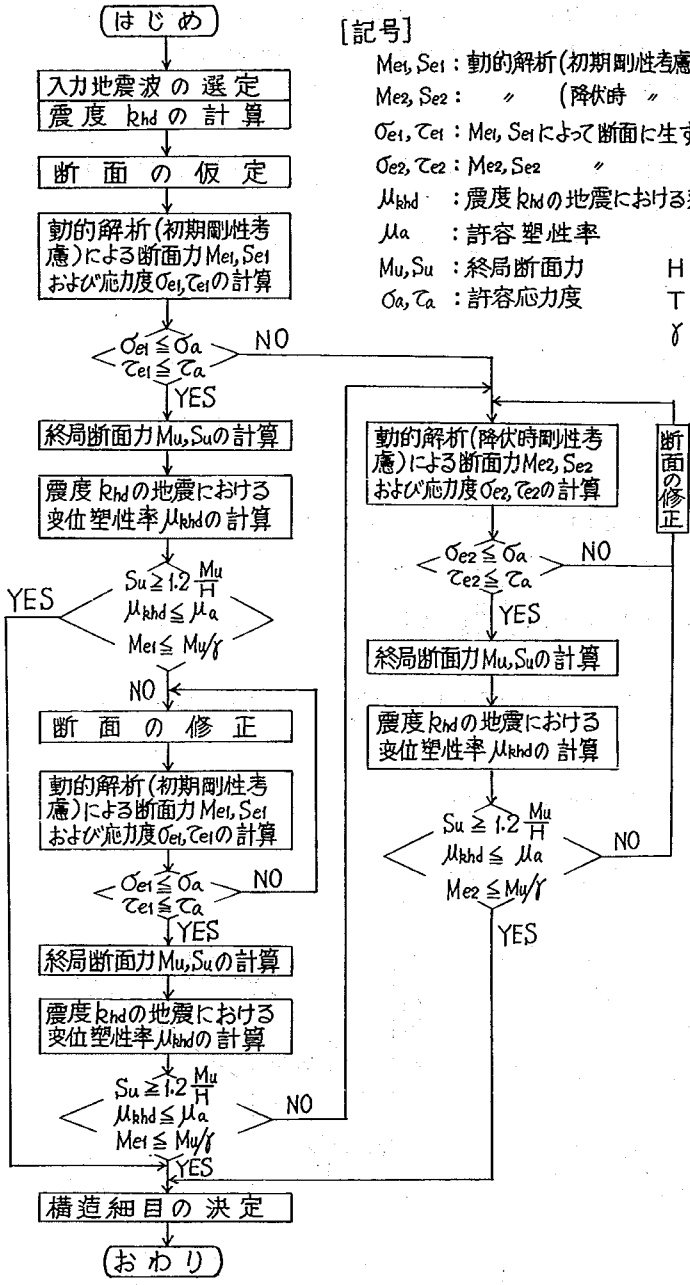
$$M^* \leqq \frac{M_u}{\gamma} \qquad (3\text{-}3－解18)$$

$$S_u \geqq 1.2\frac{M_u}{H} \qquad (3\text{-}3－解19)$$

$$\mu_{khd} \leqq \mu_a \qquad (3\text{-}3－解20)$$

ここに、

M^*：震度 k_h の地震によって生ずる曲げモーメント M_{kh}、または震度 k_{hm} の地震によって生ずる曲げモーメント M_{khm}、または動的解析によって得られる曲げ



[記号]

Me1, Se1 : 動的解析(初期剛性考慮)によって得られる断面力
Me2, Se2 : 〃 (降伏時 〃) 〃
σe1, τe1 : Me1, Se1 によって断面に生ずる応力度
σe2, τe2 : Me2, Se2 〃 〃
μkhd : 震度 khd の地震における変位塑性率
μa : 許容塑性率
Mu, Su : 終局断面力
σa, τa : 許容応力度
H : 橋脚高さ
T : 構造物の固有周期
γ : 安全係数

図3-3－解6　弾性応答解析の手順

モーメント M_{e1}（初期剛性考慮）または M_{e2}（降伏時剛性考慮）。（kg・cm）

M_u, S_u：　終局曲げモーメント（kg・cm）および終局せん断力（kg）

γ　：　安全係数

H　：　橋脚高さ（cm）

μ_{khd}：　震度 k_{hd} の地震における変位塑性率。k_{hd} は基準水平震度 K_0 を 0.3程度として求めた値を標準とする。

μ_a：　許容変位塑性率。変位じん性率の⅓程度を標準とする。

b）計　算　法

①　変位塑性率の計算

変位塑性率 μ_{khd} は次式により求める。

$$\mu_{khd} = \frac{10 \cdot \delta_{0.1} \cdot k_{hd}}{\delta_y} \qquad (3\text{-}3 - 解21)$$

ここに、

$\delta_{0.1}$：　水平震度 0.1 に対応する最大応答変位。次式より求まる等価周期および減衰定数を用いて、図 3-3－解 7 より求める。

○等価周期　$T = 2\pi\sqrt{\frac{W}{g \cdot K}}$（秒）　　(3-3－解22)

○減衰定数　$h = 0.02 + 0.2\left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu_a}}\right)$　　(3-3－解23)

ここに、

W　：　モデルの質点重量（kg）

K　：　等価剛性（②参照）（kg/cm）

δ_y　：　橋脚天端における降伏変位

②　終局モーメントおよび等価剛性の計算

橋脚天端に水平力を作用させたときの水平力と天端変位との関係は一般に図 3-3－解 8 のようである。同図において変位 $\mu_a\delta_y$ に対する割線剛性（直線 $\overline{OC}$ の勾配）を等価剛性とする。

橋脚天端に水平力を与えて、次式より天端変位 δ を求める。

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 \qquad (3\text{-}3 - 解24)$$

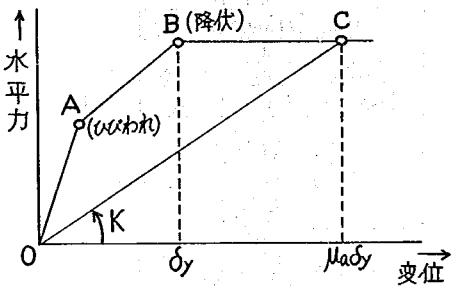


図 3-3－解 8　橋脚天端における水平力と変位との関係

ただし、

δ_1：　橋脚躯体の弾塑性曲げ変形にともなう変位（cm）

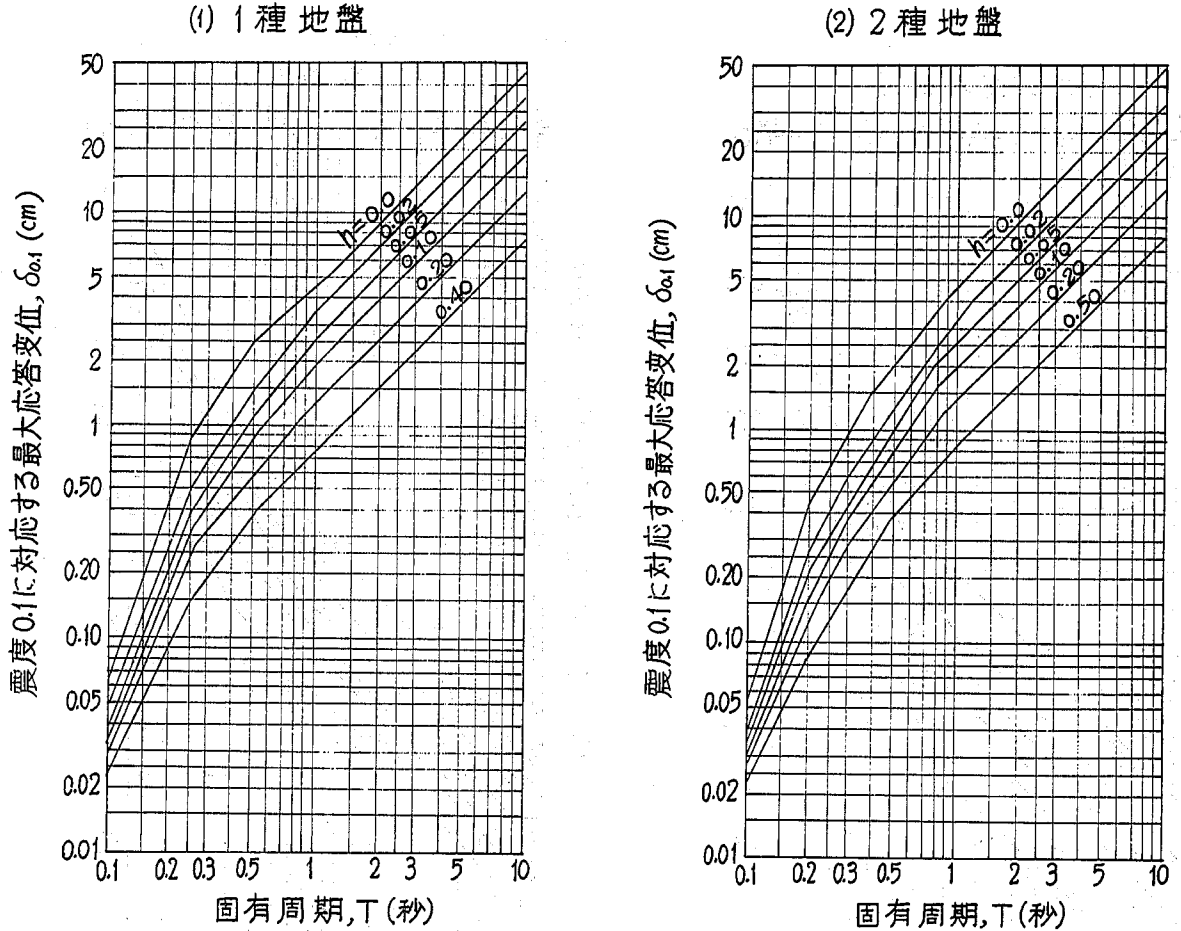


図 3-3 一解 7　震度 0.1 に対応する平均応答スペクトル曲線

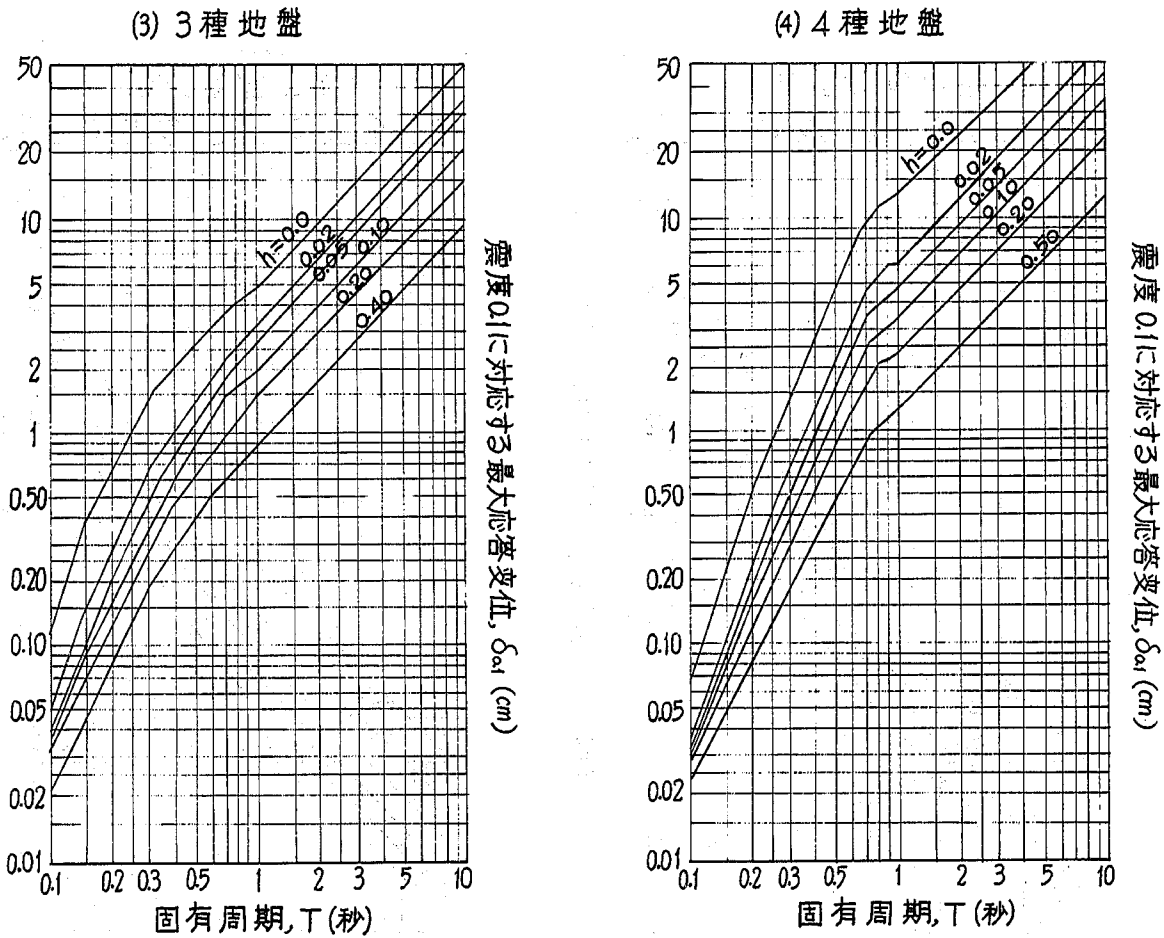


図 3-3－解 7　震度 0.1 に対応する平均応答スペクトル曲線（つづき）

δ_2： フーチングからの鉄筋の伸び出しによる躯体の回転にともなう変位（cm）

δ_1は、コンクリートおよび鉄筋の応力～歪関係を図3-3－解9のように仮定し、橋脚高さ方向にm分割した各断面について$M \sim \phi$関係（ϕ：曲率）を計算して求める。各断面はn分割し、各微小面積内で応力度および歪は一定とし、平面保持を仮定して各要素の歪を求め、図3-3－解9の仮定により応力度を求め、次式を満足する中立軸位置、曲率を試算によって求める。

$$\left.\begin{aligned} N &= \sum_{i=1}^{n} \sigma_{ci} dA_{ci} + \sum_{j=1}^{n'} \sigma_{sj} dA_{sj} \\ M &= \sum_{i=1}^{n} \sigma_{ci} x_i dA_{ci} + \sum_{j=1}^{n'} \sigma_{sj} x_j dA_{sj} \end{aligned}\right\} \qquad (3\text{-}3 - 解25)$$

ただし、

N, M： 各断面に作用する軸力（kg）および曲げモーメント（kg・cm）

σ_c, σ_s： 各要素内におけるコンクリートおよび鉄筋の応力度（kg/cm²）

dA_c, dA_s： 要素内のコンクリートおよび鉄筋の断面積（cm²）

x ： 各要素内のコンクリートまたは鉄筋の中立軸からの距離（cm）

$$\delta_1 = \sum_{i=1}^{m} \frac{\phi_i y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}}{2} \cdot dy_i \qquad (3\text{-}3 - 解26)$$

ただし、

ϕ_i： 各断面の回転角（$rad.$）

y_i： 天端から各断面までの距離（cm）

dy_i： i 断面と（$i-1$）断面との間の距離（cm）

δ_2は、次式より求める。

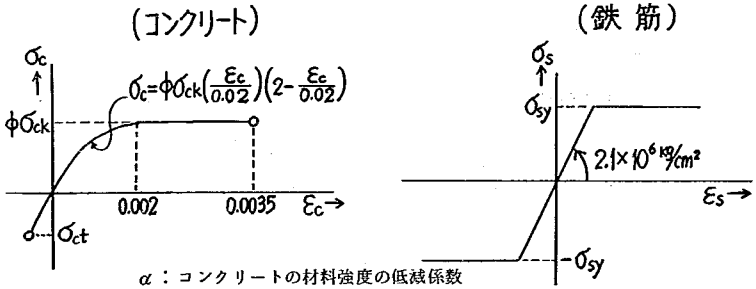
$$\delta_2 = \theta \cdot H \qquad (3\text{-}3 - 解27)$$

H： 橋脚高さ（cm）

θ： 躯体底面の回転角（$rad.$）

$$\theta = \frac{A_s}{U} \cdot \frac{\varepsilon_s \cdot \sigma_s}{\tau_{bs} \cdot x} \qquad (3\text{-}3 - 解28)$$

A_s： 鉄筋の断面積（cm²）



α：コンクリートの材料強度の低減係数

図3-3－解9 コンクリートおよび鉄筋の応力～歪関係の仮定

U ： 鉄筋の周長（cm）

ε_s, σ_s： 躯体底面位置における鉄筋の歪および応力度（kg/cm²）

τ_{bs}： 平均付着応力度（kg/cm²）。 図3-3－解10による。

x ： 中立軸から鉄筋までの距離（cm）。図3-3－解11参照。

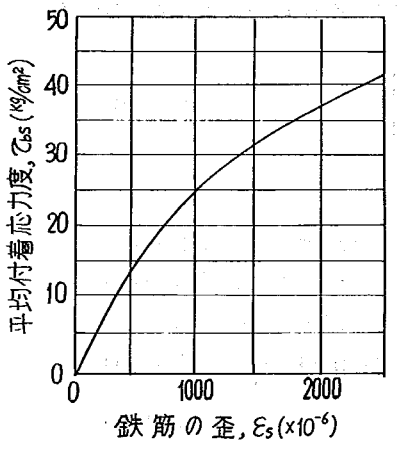


図3-3－解10 平均付着応力度

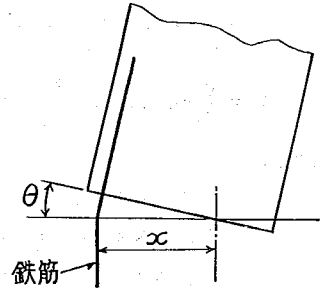


図3-3－解11 フーチングからの鉄筋伸出しによる回転

変位塑性率 μ_{khd} の計算に必要な降伏変位 δ_y は、上記の逐次計算過程において鉄筋降伏点に対応する点までの $M\sim\phi$ 曲線より、また終局曲げモーメント Mu は、鉄筋またはコンクリートの終局歪に対応する点までの $M\sim\phi$ 曲線より求めることができる。

以上にのべたじん性に関する安全の検討の手法は、通常の修正震度法で扱いえないような橋脚の設計に適用することができる。すなわち、減衰が特に小さい橋脚、たとえば躯体が比較的スレンダー（高さ/横寸法＞5程度）で躯体のたわみ振動が基礎のロッキング振動に比して優勢なもの、根入れの浅いフーチング基礎をもつもの、ラーメン構造等については、この方法により設計を行うことがのぞましい。ただしその場合、式（3-3－解20）の μ_{khd} を求める際の k_{hd} は基準水平震度 K_o を0.2として求めた値を標準とし、かつ、式（3-3－解21）中の $\delta_{0.1}$ は図3-3－解7とは別途に定めた周期～変位相関曲線を用いて求める。

③ 終局せん断力の計算

終局せん断力 S_u は次式より求める。

$$S_u = \frac{A_v \cdot \sigma_{sy} \cdot jd}{s} \qquad (3\text{-}3\text{－解}29)$$

ただし、

A_v： 区間 s における帯鉄筋の総断面積（cm²）

s ： 帯鉄筋間隔（cm）

σ_{sy}： 帯鉄筋の降伏点（kg/cm²）

jd： 全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面の図心までの距離（cm）

3-3-2　橋　梁（鋼製橋脚）

i）一　　般

（本　文）

鋼製橋脚の耐震設計は、その構造特性に応じて、つぎのうちいづれかもしくはそれらの組合せによって行う。

1）震　度　法

2）修正震度法

3）動的解析法

（解　説）

鋼製橋脚の耐震設計にあたっては、その構造特性を考慮して上記3つの方法の中の適当な方法を用いるものとするが、一般の橋梁の鋼製橋脚の耐震設計は、震度法もしくは修正震度法によるのが適当である。ただし、固有周期がおおむね3秒を越える鋼製橋脚については、動的解析法を併用することが望ましい。

ii）耐震計算法

（本　文）

震度法、修正震度法および動的解析法により鋼製橋脚の耐震設計を行う場合の耐震計算法は、それぞれ3-3-1 ii)、iii)、iv)に準じて行う。限界状態はI編7－2－3によることを原則とする。

（解　説）

鋼製橋脚の耐震計算法は、3-3-1 ii)、iii)、iv)に準じて行ってよい。この場合、鋼製橋脚では次の点に留意する必要がある。

a）地震の影響としては、鋼製橋脚の場合、構造物の自重に起因する慣性力と負載重量に起因する慣性力を考慮する。

b）部材の応力度および弾性変形の計算は、弾性計算により行うことを原則とする。限界状態は、I編7-2-3に示される使用限界状態と終局限界状態について照査することが望ましい。

限界状態の照査は、許容応力度設計法もしくは荷重係数設計法により行い、荷重および耐力の変動に対して一定の安全率を見込むものとする。特に座屈により決定される耐力については、設計で見込んだ耐力より低下することがないように構造細目および施工方法に十分留意しなければならない。

鋼製橋脚は、局部座屈強度が全体座屈強度を下回ることがないように設計することが望ましい。補剛板および鋼管の局部座屈強度は、以下に示す値を参考にして決定することができる。ただし弾塑性域での耐力を期待した設計を行う場合は、この限りではない。なお、弾塑性域での耐力を期待できる目安は、補剛板では$R \leqq 0.5$、鋼管では$R/t_\alpha \geqq 25$である。

a．補剛板の局部座屈強度

十分な横方向補剛材が設けられている場合、補剛板の局部座屈強度は式（3-3－解30）で与えてよい。

$$\begin{cases} \sigma_{cr} = \sigma_y & 0 \leqq R < 0.3 \\ \sigma_{cr} = (1.0 - 0.5\ (R - 0.3)) \cdot \sigma_y & 0.3 \leqq R < 0.811 \\ \sigma_{cr} = \left(\dfrac{0.7}{R}\right)^2 \sigma_y & 0.811 \leqq R \leqq 1.4 \end{cases} \qquad (3\text{-}3\ -解30)$$

ここに、

$$R = \frac{b}{t}\sqrt{\frac{\sigma_y}{E}\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \qquad (3\text{-}3\ -解31)$$

$$k = \begin{cases} 4n^2 & \\ \dfrac{(1+\alpha^2)^2 + n\gamma}{\alpha^2(1+n\delta)} & \alpha < \sqrt[4]{1+n\gamma} \\ \dfrac{2(1+\sqrt{1+n\gamma})}{1+n\delta} & \alpha \geqq \sqrt[4]{1+n\gamma} \end{cases} \quad \text{の最小値}$$

σ_{cr}： 補剛板の局部座屈強度（kg／cm²）

σ_y： 鋼材の降伏点（kg／cm²）

b, t： 補剛板の板幅、板厚（cm）

E： 鋼材のヤング係数（kg／cm²）

ν： 鋼材のポアソン比、0.3

k： 座屈係数

n： 補剛材で分割されるパネル数

α： 補剛板の縦横寸法比

γ： 補剛材1本の板に対する曲げ剛比（（補剛材の曲げ剛度）／$\dfrac{bt^3}{11}$）

δ： 補剛材1本の板に対する面積比（（補剛材の面積）／bt）

R： 等価幅厚比

等価幅厚比Rが1.4以上の補剛板の使用は望ましくない。

b．鋼管の局部座屈強度

鋼管の局部座屈強度は、表3-3 −解3によってよい。

表3-3 −解3　鋼管の局部座屈強度　（単位　kg／cm²）

鋼　種	SS41, SM41 SMA 41 STK 41	SM 50 STK 50	SM50Y SM53 SMA 50	SM 58 SMA 58
R，鋼管半径	$R/t_\alpha \leqq 50$	$R/t_\alpha \leqq 40$	$R/t_\alpha \leqq 35$	$R/t_\alpha \leqq 25$
t，〃 板厚	2400	3200	3600	4600
$t_\alpha = \alpha \cdot t$				
$\alpha = 1 + \dfrac{\varphi}{10}$	$200 \geqq R/t_\alpha \geqq 50$	$200 \geqq R/t_\alpha \geqq 40$	$200 \geqq R/t_\alpha \geqq 35$	$200 \geqq R/t_\alpha \geqq 25$
$\varphi = (\sigma_1 - \sigma_2)/\sigma_1$				
σ_1 圧縮側応力度	2400	3200	36000	4600
σ_2 引張側　〃	$-7.4(R/t_\alpha - 50)$	$-10.3(R/t_\alpha - 40)$	$-11.5(R/t_\alpha - 35)$	$-14.7(R/t_\alpha - 25)$

3-3-3　コンクリートダム

（コンクリート重力ダム、中空重力ダムおよびアーチダム）

i）一　般

（本　文）

コンクリートダムの耐震設計は、原則として震度法による。

（解　説）

コンクリートダムの耐震設計は震度法によることを原則とする。ただし、局地的にとくに大きい地震動が想定されるダムでは、地震の大きさ、波動特性、堤体の固有周期およびこれら諸特性の相互関係を考慮し、動的解析法により、検討するのが望ましい。

ii）震　度　法

a）設計の基本条件

（本　文）

耐震計算に用いる基本条件は原則として調査試験の結果によるものとし、既往の研究成果を考慮して定める。

（解　説）

①　コンクリートの物理定数

コンクリートの物理定数は実際に使用する材料および配合で試験を行って定めるが、やむを得ず試験を行わない場合には次の値を参考に定めてよい。

単位体積重量	2.3 t/m^3
ポアソン比	0.2
熱膨張係数	1.0×10^{-5}／℃
弾性係数	2.0×10^{5} kg／cm²

②　コンクリートの強度

配合強度（コンクリートの圧縮強度）は材令91日の強度を基準とし、式（3-3－解32）により定める。

$$\sigma \geqq \sigma_o \cdot n \cdot \alpha \cdot \frac{1}{m} \qquad (3\text{-}3\text{－解}32)$$

ここに、

σ ：　配合強度（kg／cm²）

σ_o ：　設計圧縮応力度（kg／cm²）

n ：　安全率（≧4.0）

α ：　割増係数（変動係数により定める係数＞1.0）

m ：　修正係数（組合せ応力によりきまる係数、コンクリート重力ダムおよび中空重力ダムでは1.0）

引張強度は圧縮強度から定められた配合の引張強度を基準に定める。コンクリートの水平打継面のせん断強度はコンクリートの圧縮強度の1／7～1／10、内部摩擦係数は0.65～0.80を用い

てよい。

地震時におけるコンクリートの強度は、標準の場合の30%増加したものを強度の基準とすることができる。

③ 基礎岩盤の力学特性

設計に用いる基礎岩盤の弾性係数、強度などの力学特性は、原則として現地試験を行い、その結果と基礎岩盤の性状を総合的に判断して定める。

b）耐震設計

（本 文）

ダムの耐震設計は地震の影響を考慮し、ダムが安全であるように行う。震度法における地震荷重は、①地震時慣性力、②地震時動水圧、③地震時波浪による影響とし、ダムおよびダム建設地点の実状に応じて定める。動泥圧は一般に考慮しない。

（解 説）

① 設計震度

震度法で用いる設計震度はⅠ編4-3-2およびⅡ編1-3-2を考慮し、ダムおよびダム建設地点の実状に応じて定めるが、アーチダムは堤体応答を考慮し、重力ダムの2倍の設計震度を用いる。貯水池の空虚時および貯水池がサーチャージ水位の場合には、設計震度を1／2とし、設計洪水位の場合には地震の影響は考慮しない。

② 地震の影響

地震時慣性力；地震時慣性力は自重に設計震度を乗じた値とし、コンクリート重力ダムの場合は堤軸に直角に作用するものとする。中空重力ダムのウェブ構造については堤軸方向の地震時慣性力を考慮する。アーチダムではアーチの半径方向に作用するものとし、またこの場合、上下方向の慣性力が堤体の安定性に大きな影響を及ぼすと考えられる場合には、上下方向の慣性力についても考慮する。

地震時動水圧；地震時には貯水の慣性力に基づく動水圧を考慮する。動水圧は、式（3-3 －解33）により求めるものとし、堤体上流面に垂直に作用するものとする。

$$P_d = 0.875\,\gamma_w k\sqrt{Hh} \quad (t/m^2) \qquad (3\text{-}3\ -解33)$$

ここに、

γ_w ： 水の単位体積重量（t/m^3）

k ： 設計震度

h ： 貯水池水面から任意の点までの水深（m）

H ： 貯水池水面から基礎岩盤までの水深（m）

地震時波浪；地震時には、貯水池の水位上昇による水圧を考慮する。地震時波高は式（3-3－解34）により求めることができる。

$$h_e = \frac{kT}{\pi}\sqrt{gH_o} \quad (m) \qquad (3\text{-}3\ -解34)$$

ここに、

h_e ： 堤体上流面における地震波浪の全波高（m）

k ： 設計震度

T ： 設計に用いる地震動の周期（sec）

H_o： 貯水池水面から基礎岩盤までの水深（m）

g ： 重力加速度（m/sec^2）

③ ダムの形状および設計計算

ダム形状の設計は、谷の形状、岩盤の性状および洪水処理の方法を考慮し、堤体および基礎岩盤の安全性が確保できるよう、次のように行う。

コンクリート重力ダム：堤体の横断面形状は一般に二次元設計により、次の条件を満足するように定める。

イ) 上流端に鉛直方向の引張応力を生じないこと、すなわち、外力および自重の合力は基本三角形の中央1／3に入ること。

ロ) 堤体の基本三角形は、せん断に対して安全であること。また、堤体の基礎岩盤との接触面および岩盤内部のせん断に対する抵抗は、せん断力に対し所要の安全性を有すること。

ハ) ロ)により定めた堤体断面の上下流縁の主応力は許容応力を越えないこと。

中空重力ダム：中空重力ダムではコンクリート重力ダムにおけるイ)、ロ)およびハ)の条件に対する検討のほかに、ウェブおよびヘッド部の応力状態についても検討する。

アーチダム：堤体の応力ならびに基礎岩盤がうける力の方向および応力の状態は、ダムの形状により異なるので、その形状の設計は堤体の中心角および厚さを適切に選び、堤体応力の均衡をはかると同時に、基礎岩盤の安全を期す必要がある。しかし、堤体と基礎岩盤の安定には相矛盾する要素があるので、アバットメントの形状、岩盤の性質および状態を考慮して形状を定めることが大切である。

以上のように形状を定める設計計算を行って、所要の安全性が保たれない場合には再び形状を修正して計算を行うものとし、また必要に応じ、基礎の岩盤の処理を行う。

④ 応力計算

堤体の応力計算は、その形状および拘束条件が応力に及ぼす影響を考慮し、堤体の応力状態を適切に判定できる方法で解析する。

重力ダムの応力計算は、堤軸に直角な方向の二次元的応力計算を行うのが一般である。

重力ダムで貯水空虚時に地震力を考慮する場合は、堤体の下流側に、また三次元的作用を期待した場合は堤体の一部に引張応力を生じることがあるが、これらの応力は、一般に上流端で生じる引張応力および堤体と基礎岩盤との接触面に垂直な方向の引張応力に比して影響が小さく、その大きさ、方向、位置などがダムの安定に重要な影響を及ぼさない限り生じても差支えない。このほかに堤体の一部に局部的な引張応力が生ずる場合には、局部的な応力解析を行う必要がある。

アーチダムでは、応力解析は通常荷重分割法を用い、必要に応じて半径方向のみを考慮するか、または半径方向と接線方向の変位およびねじれ角の3成分を考慮するかを定める。

近年では有限要素法による解析も試みられている。

自重による応力は、その形状および施工方法に応じて自重を片持梁のみに負担させる方法、または片持梁とアーチに分担させる方法がある。

ⅲ）動的解析法

（本　文）

局地的な地震の特性を考慮して動的解析を行う場合には、設計の基本条件は3-3-3 ⅱ)に準拠し、地震入力はⅠ編4-3-5による。

（解　説）

コンクリート重力ダムで堤体の固有周期が地盤の卓越周期に近い場合には、動的解析を行って検討することが望ましい。この場合、ダムの高さ、継目の構造、地形、地質、既往の地震記録および減衰定数を考慮して行う。

中空重力ダムでは堤軸方向に地震時慣性力をうけるとき、バットレスに引張応力が生じる恐れがあるので動的解析を行って検討するのが望ましい。

アーチダムが地震を受けると、堤体にはたわみを伴った弾性振動を生じ、堤体応答が大きくなる場合がある。この場合、堤体震度をさらに精密に検討し、また振動型を正確に考慮して動的解析を行って検討することが望ましい。

3-3-4　槽　　類

ⅰ）一　　般

（本　文）

槽類の耐震計算は槽内の液体が静止している状態および液体の揺動が生じた状態の両者に対して行い、安全度の照査を行う。

（解　説）

槽類の動的特性は構造物本体の振動、および内容液の揺動により定まる。内容液の揺動に対する基本固有周期は、一般に構造物本体の基本固有周期に比較して長く、槽類の動的応答は内容液の揺動が生じる前の静止した状態と揺動が生じた後では著るしく異る。したがって、槽類の耐震計算は原則としてそれぞれ両者の状態に対して行うことが必要である。内容液の揺動が生じる前の耐震計算は3-3-4 ⅱ)により行い、揺動が生じた場合の耐震計算は3-3-4 ⅲ)により行う。

ⅱ）応力および変位の計算法

（本　文）

内容液の揺動が生じない場合の槽類の耐震計算は構造物に作用する慣性力、地震時土圧、地震時動水圧等を考慮して震度法により行う。

（解　説）

槽類の耐震計算は3-3-1もしくは3-3-2に準じて構造物に作用する慣性力、地震時土圧、地震時動

水圧の影響を考慮して震度法によって行い、所要の構造断面の決定を行うとともに、滑動、転倒、地盤の支持力等に対する安全度の判定を行う。

iii) 液体揺動の影響

（本　文）

内容液の揺動により、構造物に作用する液圧の増加、衝撃圧により構造物が安全であるようその構造および強度等を配慮するとともに、滑動、転倒、地盤の支持力等に対する安全度を検討する。

（解　説）

a) 液面揺動の基本固有周期

内容液の揺動の基本固有周期は構造物の形状、寸法、内容液の種類等に基づいて算出する。円筒型の槽類の場合には、式（3-3 －解35）もしくは図3-3 －解12によって求めてよい。

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{1.84\,\frac{g}{R}\,tanh\left(1.84\frac{H}{R}\right)}} \qquad (3\text{-}3\ \text{－解}35)$$

ここに、

T ： 液体揺動の基本固有周期（秒）

R ： 槽類の半径（円筒型の場合）（m）

g ： 重力の加速度、9.8（m/sec^2）

H ： 液面高さ(m)で、$H/R > 1.5$ の場合には $H = 1.5\,R$ とする。

b) 液面揺動高さ

液面揺動の高さは、槽類の形状、寸法、内容液の種類等に基づいて算出する。円筒型の槽類の場合には、式（3-3 －解36）によって求めてもよい。

$$h(n) = \frac{4\pi^2 D_G R}{gT^2}\{\ 0.837\,Aa(n) + 1\ \} \qquad (3\text{-}3\ \text{－解}36)$$

ここで、

$h(n)$： 等価入力波数 n の場合の液面高さ（m）

R ： 槽類の半径（円筒型の場合）（m）

D_G： 地震動の振幅（m）

T ： 液体揺動の基本固有周期（秒）

g ： 重力の加速度、9.8（m/sec^2）

$Aa(n)$： 等価入力波数 n の値に応じ、表3-3 －解4 の値を原則とする。

表3-3－解4　$Aa(n)$ の値（減衰定数 0.1 %の場合）

n	1	2	3	4	5
$Aa(n)$	3.3	6.5	9.3	13	18

上式は、槽内の液体の基本固有周期に一致した周期を持つ正弦波状の地震動が作用した場合に生じる液面揺動の高さの最大値を求めるものである。正弦波地震動の等価入力波数 n は、地震時に構

造物に入射する振動エネルギーと等価となるように定めるのがよい。円筒型の構造物に対して実測された地震動記録を用いた計算の事例によれば、内容液の最大応答は、共振点近傍を除けば上記の正弦波地震動が1ないし2波連続して作用した場合の過渡応答におおむね等しいといわれている。このような点から3～4波程度の等価正弦波地震動を耐震計算に考慮することが望ましい。表3-3－解4は、内容液の減衰定数を0.1%程度とした場合に基本固有周期に等しい周期を持った入力地震動が作用した場合の過渡応答倍率を示したものである。内容液の性質が特殊な場合にはその性質に応じた値とすることが必要である。

地震動の振幅 D_c は、建設地点の状況および構造物の特性に応じて定めるのがよい。内容液の揺動は数秒程度の比較的長い周期の地動により励振されやすいため、地震動の振幅 D_c はこのような周期に対応する振幅とすることが必要である。1-3-4に示す応答変位法に用いる振幅は地中構造物の耐震計算に用いる際の表層地盤の応答変位を算出するものであり、地盤の相対的な運動の違いを設計計算に取り入れるための振幅であるが、ここでいう地震動の振幅 D_c は、地盤深部からおおむね一様に揺れる周期の比較的長い地震動の振幅であり両者は同一ではない。このような比較的長い周期の地震動に対する観測記録は乏しいが、例えば1923年の関東地震では東京本郷の地表面において約50cmの片振幅をもつ地震動が生じたと推定する研究成果がある。このような点を勘案して水平地動の片振幅 D_c を適切に定めるのがよい。

c）検討の項目

H：液面高さ（m）
D：円筒もしくは球の直径（m）
T：液面揺動の基本固有周期（秒）

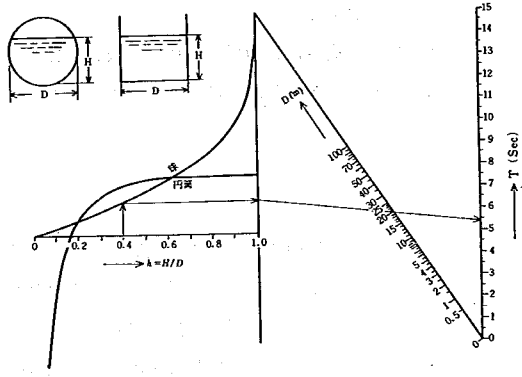


図3-3 －解12 液面揺動基本固有周期計算図表

構造物の余裕の高さは常時の状態で確保する最高液面から構造物縁までの高さの他に、地震時に生じる液面揺動によって槽内の内容液が槽外に越流しない余裕高さを考慮して定める。地震時の越流を許すような構造とする場合には越流によって有害な影響が生じないよう配慮する。また、屋根等を設けることにより槽内の液体の流出を抑える場合には、液面揺動によって生じる圧力の増加、衝撃等に対して屋根および構造物本体が安全であるようその構造および強度等を配慮するとともに、滑動、転倒等の安定および地盤の支持力を検討する。

3-3-5 そ の 他

（本 文）

j）擁 壁

擁壁について耐震性を検討する場合は、3-3-1に準ずる。

ii) 水　門

水門の支柱について耐震性を検討する場合は、3-3-1 に準ずる。

参考文献

1) プレストレストコンクリート技術協会、日本コンクリート会議：コンクリート構造物設計施工国際指針、S．46.4.、鹿島出版

2) 土木学会：コンクリート標準示方書、S．49.9.、技報堂

3) 建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準、S．47.4.、技報堂

4) Structural Engineers Association of California : Recomended Lateral Force Requirement, 1968

5) 建設省土木研究所：土木研究所資料第1250号、耐震技術に関する研究開発総合報告書、S 52.3

6) 土木学会：鉄筋コンクリート終局強度理論の参考、コンクリートライブラリー第34号、啓文堂

7) 国土開発技術研究センター：昭和48年度耐震技術に関する研究開発報告書、耐震技術開発研究委員会 昭和49年3月

8) 国土開発技術研究センター：昭和49年度耐震技術に関する研究開発報告書、耐震技術開発研究委員会 昭和50年3月

9) 国土開発技術研究センター：昭和50年度耐震技術に関する研究開発報告書、耐震技術開発研究委員会 昭和51年3月

10) 国土開発技術研究センター：昭和51年度耐震技術に関する研究開発報告書、耐震技術開発研究委員会 昭和52年3月

11) 日本道路協会：道路橋耐震設計指針・同解説、昭和47年4月

12) 河川管理施設等構造令（政令）及び同施行規則（建設省令）

13) 日本大ダム会議、ダム設計基準

14) 地震応答解析と実例、土木学会：昭和48年、pp. 245 ～ 307

15) 自治省：危険物の規制に関する技術上の基準の細目を定める告示

16) 曽我部潔、柴田碧：円筒液体貯槽の液面揺動の応答、第1報、第2報、第3報、生産研究26巻3号（1974.3）、26巻4号（1974.4）、26巻8号（1974.8）

17) 山本鎮男、清水信行：地震波の長周期成分が長周期構造物におよぼす影響、建築技術、1974年6月、pp. 381 － 388

18) 那須信治、竹内盛雄、森岡敬樹、山田真：烈強震地動の構造物に及ぼす影響－円筒タンク内液体の動揺、第4回日本地震工学シンポジウム、1975年11月、pp. 615 － 622

19) K. Sogabe and H. Shibata : On the Response of Liquid in Cylindrical and Spherical Storages, 第4回日本地震工学シンポジウム、1975年11月、pp. 607 － 614

20) United State Atomic Energy Commision : Nuclear Reactors and Earthquakes, TID － 7024

21) 柴田碧：産業施設の被害、生産研究、23巻8号、1971.8、pp. 335 － 348

4　土構造物の耐震設計法

4-1　地震の影響

（本　文）

土構造物に対する地震の影響としては、構造物の自重に起因する慣性力および間げき水の影響を考慮する。

（解　説）

地震動の作用によって、土構造物には慣性力による動的荷重が加わる。また、動的荷重の作用によって土自身の強度、剛性、減衰等の物性の変化が生ずる。

含水している土については、土粒子間の水にも地震力が作用する。また、飽和している土は、地震力の作用によって強度と剛性の低下が生じやすい。従って、地下水面が高い状態にある地盤上に建設される土構造物、飽水しやすい状態にある土構造物に対しては、地震時の安定性を保つ様に留意する必要がある。過去の震害では、飽和度の低い土構造物・地盤では、地震の影響によって、安定が失われても、流動的な破壊には至らない事が多いが、飽和度の高い土構造物・地盤では、地震時に、安定が失われると、流動的な破壊に至り、被害程度が著しくなる事がある。現在の耐震計算手法では、安定についてはすべり破壊に対する安全率を求めて判断しており、安定が失われた場合に、それが流動的な破壊に至るかの判断の手法は確立されていない。しかし、上記の過去の震害経験を考慮し、流動的な破壊が生じない様に留意することが大切である。

4-2　安定計算法

4-2-1　概　　説

（本　文）

土構造物の地震時の安全は、間げき水の影響を考慮した安定計算によって確かめる。ただし、慣例的な構造規定によって経験的に安全性が確かめられているものは除く。

（解　説）

土構造物、すなわちフィルダム、河川堤防、道路盛土などのフィルタイプ構造物や、人工島、造成地盤、切取斜面などの地震時の安定性は、本来安定計算によって確かめるべきものである。しかし、特にその規模が大きく、破壊した場合の影響度も大きいフィルダムや従来経験の少ない人工島や、その他特殊条件下の土構造物を除けば、一般には構造物種別ごとに求めた標準値があり、また常時の安定計算により安定性を確かめれば、その安全率の余裕により地震時の荷重の増加にも対処できると考えられるので、通常は構造規定に従うことにより地震時の安定計算を省略してよい。

土構造物について地震時の安定計算が必要となる場合は、次のような場合である。

i）寸法がそれぞれの構造物において経験的寸法を越える場合

ii）盛土材料の含水比が高く、特にせん断強度の弱い土からなる場合（例、高含水比の火山灰土）や、水浸した砂質土のように地震時に間げき水圧が上昇し、せん断強度が低下しやすい土からなる場合

iii）地山からの湧水の影響を受けやすい場合

iv）土構造物の大部分が常時水没している場合（例、人工島）

v) 基礎地盤が軟弱地盤や地下水位の浅いゆるい砂質地盤で地震時に間げき水圧の上昇等により強度が低下する可能性のある場合

vi) 万一破壊すると隣接物や人命などに多大な損害を与える場合

4-2-2　フィルタイプ構造物

i) 一　般

(本　文)

フィルタイプ構造物の耐震計算は原則として震度法による。

(解　説)

フィルタイプ構造物の耐震計算は原則として震度法による。ただし、局地的な地震の特性を考慮する構造物またはとくに、大規模なダムなどでは動的解析法により検討することが望ましい。[1)~3)]

ii) 震　度　法

(本　文)

フィルタイプ構造物の安全性の検討は、地震による影響を考慮した安定計算により堤体および基礎が安定であるように断面を定める。

設計震度はⅠ編 4-3-2 を考慮し、構造物およびその建設地点の実状に応じて定める。

(解　説)

a) 考慮すべき荷重

考慮すべき荷重は自重、間げき圧、静水圧および地震による影響である。

自重は浸潤線以上の部分は各材料の湿潤重量を用い、それ以下の部分は飽和重量を用いる。間げき圧は仮定したすべり面に直角、上向に作用させる。地震による影響は地震時慣性力とし、地震時慣性力は自重に設計震度を乗じた値を、水平に作用させるものとする。ただし、フィルダムの場合、完成直後および貯水位がサーチャージ水位にあるときには地震慣性力を½にする。貯水位が設計洪水位にあるときには地震の影響は考慮しない。

泥圧は安全側に作用するので、また、地震時における動水圧は小さいので考慮しない。

b) 材料の設計値

計算に用いる堤体、材料および基礎の単位体積重量、強度定数、間げき圧などの設計値は、現場の条件を考慮し、室内試験あるいは現場試験を行い、既往の研究成果および実例などを考慮に入れて定める。

地震時における材料の強度定数は常時における値を用いる。

c) 安定計算

計算は原則として円形すべり面についてスライス法により行うものとし、次式により所要の安全率を有するものとする。

$$F_s = \frac{\Sigma\{Cl + (N - U - N_e)\tan\phi\}}{\Sigma(T + T_e)} \qquad (4-2-\text{解}1)$$

ここに、

N :　各スライスのすべり面に働く荷重の垂直分力 (t/m)

T ： 各スライスのすべり面に働く荷重の接線分力（t/m）

U ： 各スライスのすべり面に働く間げき圧（t/m）

N_e： 各スライスのすべり面に働く地震慣性力の垂直分力（t/m）

T_e： 各スライスのすべり面に働く地震慣性力の接線分力（t/m）

ϕ ： 各スライスのすべり面における材料の内部摩擦角（度）

C ： 各スライスのすべり面における材料の粘着力（t/m^2）

l ： 各スライスのすべり面の長さ（m）

ただし、すべり面が円形にならないと推定される場合には推定すべり面に対し、複合円によるスライス法、修正フェレニウス法、ウエッジ法などを適用し計算する。

iii）動的解析法

（本　文）

局地的な地震の特性を考慮する構造物、またはとくに大規模なフィルダムなどでは、Ⅰ編 4-3-5 により地震入力を定め、材料の特性を考慮した動的解析を行って検討するのが望ましい。

（解　説）

フィルタイプ構造物の耐震設計は基本的に ii）により所要の安全度を確保しなければならないが、とくに大きなフィルダムなどで動的解析が望まれる場合は次の検討を行う。

動的解析に用いる地震入力は、Ⅰ編 4-3-5 に基づいて設定する。

解析に用いる材料の静的定数および動的定数はⅠ編 5-2 に基づき、調査・試験の結果を総合的に検討して適切に定める。

動的解析に用いる初期応力は、築堤過程、湛水過程を考慮して求める。

動的解析は、構造物の地震時挙動をできるだけ正しく把握できる方法で行う。

4-2-3　人　工　島

（本　文）

水域に設けられる土を主たる材料とする人工島については、地震力を考慮した震度法による安定計算を行う。

（解　説）

震度法による円弧すべり計算法に加えて、人工島各部の応力、変形状態を精査するには、有限要素法等により静的解析および動的解析を行うのがよい。

人工島の安定計算にあたっては、支持地盤および盛土各部の土の強度、単位体積重量・減衰定数等の力学定数の決定は、Ⅰ編 5 に定める手法に従って行う。

海中に砂質材料を用いて造成される人工島の場合は、地震時に流動化する可能性があるので検討を要し、堤体の施工においては締固めることを要する。締固め工法については 4-3 を参照して工法を選定する。

4-2-4　造成地盤

（本　文）

造成地盤は必要に応じて、下記項目について検討し耐震性の向上をはかる。

i）盛土斜面の安定性

ii）切土面の安定性

iii）造成地盤の安定性

iv）その他

（解　説）

造成地盤の耐震性の検討に当って必要な土質定数は、Ⅰ編5に定める土質試験、地盤調査に従って定める。

盛土斜面および切土面の地震時の安定性は、それぞれ4-2-2および4-2-5に示す手法に従って検討する。

海中に造成された地盤の様に地下水位が高く、かつ締固め度の低い砂質造成地盤の安定性の検討は、Ⅰ編5-4に示す地盤の地震時安定性の手法に従って行う。

4-2-5　切取斜面

（本　文）

切取斜面の地震時の安定性については、必要に応じて耐震性の向上をはかる。

（解　説）

自然地盤の切取斜面の地震時の安定性の検討を、円弧すべり、直線すべり計算等による安定計算で行う事は、困難である場合が多いので、下記に定める事項について検討し、耐震性の向上をはかるのがよい。

i）の　り　高

のり高が10ｍを越えるものは、地震時に安定性を失った場合に、被害の規模が大きくなるので注意を要する。

ii）のり面勾配

土質、地質にもよるが、急勾配のものは、地震時に安定性を失いやすいので注意を要する。

iii）土質、地質

玉石まじり土砂や割れ目の多い岩は、地震時に安定性を失う可能性があるので注意を要する。

iv）湧水の有無

湧水の多い所は、地震時に安定性を失った場合に、被害が大きくなるので注意を要する。

v）常時の落石の有無

日常落石の多い場所は、地震時にも落石する事が多いので注意を要する。

vi）のり面保護工の程度

切取斜面の地震時の安定性を確保するのに必要と判断される場合は、必要なのり面保護工を施す。

vii）切取斜面の上方の自然斜面の安定性

必要に応じて、切取斜面の上方にある自然斜面の安定性を確保する。

4-3　地盤改良

（本　文）

地盤の耐震強度を増すことが必要な場合には、地盤改良工法により所要の強度の確保に努める。

（解　説）

強固でない地盤に築造された土構造物は地震時にすべり、沈下などの被害を生ずることがあるが、この原因を大別すると、地震動による地盤の強度低下と、地震動による荷重増加とに分けられる。地震時に流動化を生ずる可能性のあるゆるい砂・砂質地盤では前者に起因する被害が生じやすいであろうし、地震時の強度低下は余り著しくないと考えられる粘性・有機質地盤での地震時被害は後者に起因すると考えられる。どちらの場合も、所要安全度の確保のためには適切な地盤改良を行う必要がある。改良工法については、改良目的、地盤の土質、構造物の種類、改良位置、工期、用地事情、改良工の施工性・信頼性・経済性などを考慮して、現地の条件に適合した工法を選定する。

地盤改良を施した地盤に対しては、地盤の土質、現場の条件に適した調査試験法により改良の合否を確認する。

i）ゆるい砂・砂質地盤

土構造物の基礎地盤がⅠ編5-4-2の方法により流動化すると判定されるときには、地盤改良を行う必要がある。新たに作る土構造物自体が大規模なものでそれ自体が通常の基礎地盤に相当するような場合（例えば人工島のような場合）も同様である。地盤改良工の設計では、前述した流動化判定法により改良目標値を定め、かつその目標値を満たす地盤改良工法の選定・設計を行う。

ゆるい砂・砂質地盤の流動化に対する改良工法は、全面的な掘削置換を行うものおよび在来地盤に対して間げき比の減少・拘束圧の増加・粒度調整を図るものとに大別できる。実際にある程度層厚のある砂質地盤の改良工法として施工または試験が行われている工法を表4-3-解1に示す。これを先に定めた改良目標値と比べて適切な工法を選択する。なお、砂質地盤の強さの評価には密度測定や各種サウンディングが用いられるが、この表では最も多く用いられているN値により期待できる改良効果のおおよその値を表わした。この値は、地盤の土質、補給土の土質、深度、初期状態、改良工事の仕様などにより変わるので、改良設計に付帯して本工事に先立って現場で試験施工を行い改良効果を確認する必要がある。

改良深度、範囲は、地盤の土質条件、構造物の寸法・形状などを考慮して定める。この場合、改良地盤の近傍で流動化が生ずると流動化域から改良地盤への浸透流により間接的流動化が生ずる可能性があることを考慮する。

品質管理の方法は、現在のところ標準貫入試験を主体とするのがよい。これは、従来の流動化判定基準がほとんどN値によりなされているためである。ただし、その地盤において、N値と他のサウンディング法、例えばダッチコーンやスェーデン式サウンディングとの相関関係が調べられるならば、それらのサウンディング法を標準貫入試験の一部に代えてもよい。品質管理を上記のようなサウンディングで行う場合、その頻度は改良工事の規模、土構造物の特徴などにより異なるが、一般的にいって土構造物は構造材料による構造物に比べて延長および規模が大きいのが通常であり、また構造物自体にたわみ

性があり、多少の不等沈下に対しては追従できるので、他の構造物の場合ほど密な頻度の品質管理は行わなくともよい。

ii) 軟弱粘性地盤

軟弱粘性地盤上の土構造物においては、4-2で述べた地震時安定計算法によって求めた安全率が所定の値を下回り、それが地盤の強度不足による場合には、地盤改良を行う必要がある。地盤改良の設計では、所定の安全率を得るための地盤強度を算定し、かつそのような地盤強度を満たす地盤改良工法の選定・設計を行う。

軟弱粘性地盤の改良工法として用いられる工法の例としては、表4-3-解2に示すものがあるので、これらの特徴を考慮して妥当な工法またはその組合せを選択する。

改良深度・範囲は、地盤の土質条件、土構造物の寸法・形状などを考慮して定める。

改良地盤については、改良後サウンディングまたはサンプリングおよび室内試験により改良効果を設計に用いた値と比較し、所定の安全度が確保されていることを確認する。

軟弱粘性地盤土の土構造物に対しては、無処理のままでは常時の安全度が低い場合や、築堤速度を早める必要がある場合などに地盤改良を行うことが多い。地震力を考慮しない場合、一旦無事に土構造物が完成すれば、クリープなどによる地盤強度の減少要因がない限り地盤強度は増加し、構造物の安全性は確保されるので、通常完成後の地盤改良効果の設計値との照合はなされていない。しかし、地震力を考慮する場合、地震動により常時以上の荷重増加がもたらされるので、それに対する強度が設計値と

表 4-3-解1　ゆるい砂・砂質地盤の改良工法例

区分	対象	工法群	工法例	適用条件	施工深度	改良効果(N値)	備考
置換		掘削置換	・掘削置換工法				普通程度の土構造物に対する砂質地盤では余り行われないが、フィルダムの基礎地盤では良好な地盤まで掘削することがよく行われる。
改良	浅層	表層締固め	・振動締固め工法	細粒分20%以下	3 m以下	10~30	大型の振動タンパにより地盤表面を締固める。
			・衝撃締固め工法			10~20	大型の鉄やコンクリートのハンマーを10~20 mの高さから、落下させ地盤を締固める。
	深層	締固めぐい工法	・バイブロフローテーション工法	細粒分15~20%以下	8~20 m以下	10~30	棒状振動機を先端より噴射するウォータジェットと振動により所定の深さまで貫入し振動部まわりの地盤を締固める。このとき上部に生ずる空洞に砂、砂レキを周囲から補給しながらゆっくり引き上げ地表面まで締固める。 この振動方向は水平の場合と鉛直の場合とがある。
			・サンドコンパクションパイル工法	細粒分20~30%以下	8~30 m以下	10~30	起振機により地盤中に打ち込んだケーシング中に、砂・レキを詰め、圧縮空気により押し出しながら起振機により締固めた砂・レキぐいを作るものや、特殊なパネルを先端につけた柱を衝撃式ハンマーにより打込み、周囲から落し込んだ砂についてこの柱の引き上げと締固めを繰返し、砂ぐいを作るもの等がある。
		内部衝撃	・内部衝撃工法	細粒分20%以下	10~15 m以下	10~40	地中の発破を利用するものと地中に埋設した電極間の放電による衝撃を利用するものがある。

おりに得られているかを検査することが望ましい。このためには、土構造物完成後に改良地盤から不撹乱試料を採取して室内試験を行う必要がある。試料採取法としては、固定ピストン式シンウォールサンプラーまたはフォイルサンプラーなどを用いた方法が適当である。

表 4-3 一解 2　軟弱粘性土地盤，有機質地盤の改良工法例

区分	対象	工法群	工法	適用条件	施工深度	改良効果	備考
置換		置換	・掘削置換工法		3 m以下	確実	浅層部の軟弱層を掘削し、良質土で置換締固める。軟弱層が浅いときに有利。フィルダムの基礎地盤では良好な地盤まで掘削することがよく行われる。
			・自重強制置換工法	ピートなど	3 m以下		盛土の自重によって軟弱層を強制的に押し出す。
			・爆破置換工法	ピートなど	10m以下		軟弱層に火薬を挿入し発破によって軟弱層を押し出して良質な盛土材料で置き換える。周辺地盤の影響や施行の確実性を考慮して慎重に行う必要がある。
			・部分置換工法	ピートなど	20m以下	確実	特に大孔径のサンドコンパクションパイル等で軟弱地盤中に良質材料を押し入れる。この押し入れる量によっては地盤降起が生ずるので注意する必要がある。
改良	表面載荷	静的載荷	・押え盛土工法		−	確実	推定されるすべり面に対重としての盛土を施工する。軟弱層の厚さが厚いときに有効。用地および盛土に余裕があるとき。現場の土質条件を適切に判断しないとすべり面が大きくなる場合がある。
			・プレローディング工法		−		計画高よりも余分に高く盛土を施工し沈下を促進した後、余盛土を取除いて所定の盛土に仕上げる。本来は仕上げ後の盛土の沈下量を軽減するものであるが、最終的な地盤強度も大きくなる。すべり破壊に対する安定性および工期に余裕があるときに用いられる。
			・大気圧工法		−		地表部を密蔽して真空状態を作り、大気圧を作用させる。
		動的載荷	・衝撃載荷工法		8 m以下		大型の鉄やコンクリートのハンマーを落下させ動的に圧密させる。
	内部改良	ドレーン	・ドレーン工法		30m以下	上載圧に依存する	通常は盛土速度を早めるためのものであるが、プレローディング工法と併用すると併用時の上載圧から期待される値以上の改良効果を期待することも可能である。
		くい	・サンドコンパクションパイル工法		30m以下	上載圧に依存する	剛性の高い砂レキぐいへの応力集中を利用するものである。
			・生石灰ぐい工法		20 m 以下		生石灰の吸水化学変化を利用して粘土を脱水固結する。
		混合	・混合処理工法		30m以下		石灰・セメント等を特殊スクリューにより地盤中において混合、かく拌する。この際の混合粉体間または粉体と土粒子間の化学変化により固結する。

4-4　安全度

（本　文）

土構造物の地震時の安全度は、用いた設計計算法、設計震度、設計諸定数などを考慮し、総合的に判断する。

（解　説）

土構造物の地震時の安定性は、4-2-1で述べたように、特殊条件下にある場合を除き、それぞれの常時の安定性の余裕により確保されていると考えられるので、地震時の安全度には余裕がある。

安定計算を必要とする特殊な場合には、安全度は通常すべり計算における安全率で評価する。この安全率は、計算に用いた震度、強度定数、間げき水圧などに依存するので、土構造物の安全度は、それらを考慮して総合的に判断しなければならない。また、所要の安全率（および設計震度）は、構造物の耐用年数や重要度などを考慮して決める。例えば、土構造物の中で最も重要度が高いと考えられるフィルダムの場合、ダムの建設地域を強震地域と弱震地域とに分け、強震地域では、均一ダムに対して震度0.15以上、その他のフィルダムに対して震度0.12以上、弱震地域では、均一ダムに対して震度0.12以上、その他のフィルダムに対して震度0.10以上の値でダムの実状に応じて定めた設計震度を用い、震度法による所要の安全率を1.2以上としている。

参考文献

1）河川管理施設等構造令（政令）及び同施行規則（建設省令）

2）日本大ダム会議、ダム設計基準

3）地震応答解析と実例、土木学会、S 48年、pp 245～307

5　地中構造物の耐震設計法

5-1　地震の影響

（本　文）

地震の影響としては、次の地震力を考慮する。

i）地震時の地盤の変位もしくは変形

ii）構造物の自重に起因する慣性力

iii）地震時土圧

iv）地震時動水圧

（解　説）

ここでは、耐震計算にあたって考慮する地震の影響による荷重要素を列挙した。設計に際しては、これらから状況に応じて適宜選定する。

慣性力は構造物およびその周辺の土塊の重量に 1-3-2 に規定する設計震度を乗じて算定し、地震時動土圧は物部・岡部の土圧公式等にしたがって算定する。また、水に接する地中構造物の場合には、水との接触条件に応じて地震時動水圧を適宜算定する。

地中構造物の中で、断面寸法に比較して長手方向に細長い構造物、たとえば、地中埋設管等のような構造物では、地震時に構造物自身がそのまわりを取り巻く地盤を押しのけて独自の振動を励起されるようなことは起こりにくく、一般には周辺の地盤に生じた変位もしくは変形の一部が伝えられて構造物に変位、変形が生じる。このような構造物に対しては、慣性力の代りに地震時の地盤の変位もしくは変形を地盤の影響と考える方がより実態に近く、このような点を勘案して地震時に生じる地盤の変位もしくは変形を地震の影響としている。

地震時の荷重の選定と組合せは状況に応じて構造物に対し安全側の設計となるように選定する。

5-2　周辺地盤の安定

（本　文）

地中構造物の耐震設計に際しては、構造物周辺地盤の地震時の安定性を検討する。

（解　説）

地中構造物はその一部もしくは全体を周辺地盤に支持されており、地震時の安全性を確保するためには周辺地盤の安定性について検討を要する。ここで、周辺地盤とは、構造物に影響を及ぼすと考えられる範囲内の自然地盤あるいは構造物施工後の埋めもどしに用いられる土砂等である。安定を検討する項目としては地震時の支持力の急激な低下、不等沈下や横方向へのズレなどが考えられ、このような現象が生じる原因としては地盤の滑動および流動化等が挙げられる。このような地盤の安定性の判定はⅡ編4に従って行う。地盤が流動化した場合に地中構造物が浮上り、多大の被害を生じた事例があるので注意を要する。

地中構造物の耐震安全性を確保するためには、地震時に周辺地盤が安定していることが前提条件である。しかしながら、地盤条件の悪い場所に構造物を埋設もしくは敷設するような場合には、上記の検討によって周辺地盤の安定の確保を図りがたいと判断されるような状況も出てくるであろう。このような場

合には、周辺地盤に生じると予想される変状の範囲、規模等を推定した上で変状が構造物に及ぼす影響を検討し、それに応じた技術的配慮を加えた設計とすることも一方法であると考えられる。たとえば、地盤の変状が構造物に及ぼす影響がそれ程著しくないと判断された場合には、変状の生ずる恐れのある範囲内にある構造物に補強を施したり、あるいは伸縮継手等を設けて構造物を可撓的にし、地盤の変状の影響を吸収するような、一種の免震的な構造とするなどの措置が挙げられる。一方、地盤の変状が構造物に及ぼす影響が著しいと判断された場合には、変状を生じる恐れのある範囲内の周辺地盤を置換等により改良を施し、構造物の側にも有害な被害の生じないような技術的配慮を加えるなどの措置が挙げられる。いずれにしても、周辺地盤に変状が予想される場合には、震度法等による静的な解析だけでなく、動的解析などの手法により、構造物とそれを取り巻く地盤の地震時挙動を精査した上で、構造物の安全性を検討することが望まれる。

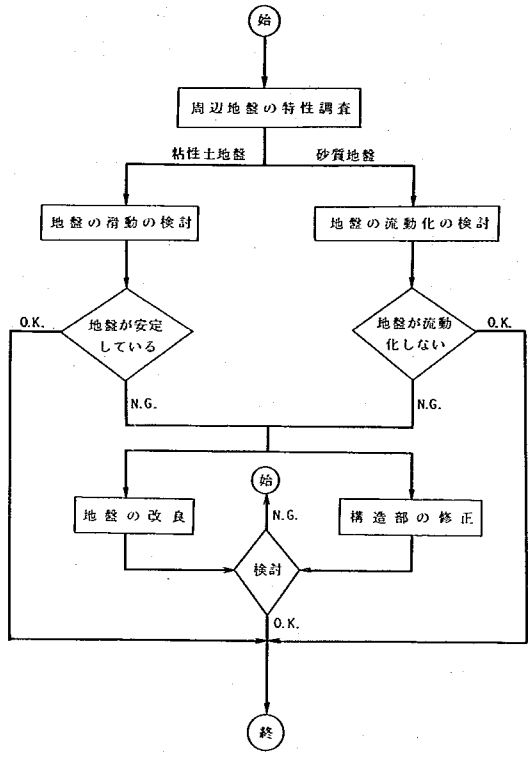


図5−2−解1　地中構造物の耐震設計における周辺地盤の安定の検討

上述した地盤の安定の検討の体系を図5−2−解1にフローチャートとして示した。

5-3　応力および変位の計算法

5-3-1　概　　説

（本　文）

地中構造物の耐震計算は、当該構造物の形状、寸法、重量、検討の項目に応じて応答変位法および震度法による。

（解　説）

地中構造物のうちでも地下埋設管のように、その単位体積重量が周辺の地盤の単位体積重量に比較して軽いかもしくは同程度であるような構造物の耐震設計では、一般に地震の影響としては、地震動にともなって周辺地盤に生じる変位、変形等が重要な役割を果たす。それに対して、構造物の重量が周辺の地盤の重量に比較して相当程度重く、マッシブな地下構造物の場合には、地震の影響とし

ては構造物の自重に起因する慣性力が支配的な要素となる。このような構造物に対する地震の影響の特性を勘案して耐震設計に用いる計算法を選定する。

耐震計算は、線状の構造物で周辺の地盤より軽いかもしくは同程度の重量を持つ地中構造物のうち、断面寸法の小さい構造物は 5-3-2 に従って行い、断面寸法の大きい構造物は 5-3-3 にしたがって行う。線状ではない地中構造物あるいはマッシブな地中構造物については 5-3-4 にしたがって耐震計算する。

5-3-2 および 5-3-3 に示す応答変位法では、設計に用いる構造物の力学系は、均一な地盤中に埋設された地中構造物を地盤によって擬弾性的に保持された棒またははりとして取り扱い、地盤の変形が規定された場合の構造物に生じる変位および変形を算出するように図っている。したがって、地形、地質等の地盤条件ならびに構造条件の著しく変化するような部分もしくは全体に対しては、動的解析により詳細な解析を行い、検討を加える必要がある。このような詳細な計算を実施する際には、解析に用いる力学系は、周辺地盤の振動性状ならびに周辺地盤と構造物の相互の運動を表示できるようにする。

5-3-2　地下埋設管

（本　文）

地下埋設管の耐震計算は応答変位法による。

（解　説）

i）表層地盤中に埋設された直管に対する計算

表層地盤中に埋設されている地下埋設管の軸線に沿った方向の応力は次式で算出する。

$$\left.\begin{aligned}\sigma_L &= \alpha_1 \cdot \frac{\pi U_h}{L} E \\ \sigma_B &= \alpha_2 \cdot \frac{2\pi^2 D U_h}{L^2} E\end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}3\text{-}解1)$$

ここに、

σ_L, σ_B ：地盤に生じる軸ひずみおよび曲げによって生じる管軸方向応力（kg/cm²）

U_h, L ： 1-3-4 に示す表層地盤の地震動の変位振幅（cm）および波長（cm）

D ：地下埋設管の外径（cm）

E ：地下埋設管のヤング率（kg/cm²）

α_1, α_2 ：管軸方向および管軸に直交する方向の変位振幅に対する補正係数で、地盤の変形が地下埋設管に伝えられる割合を表わし、次式で求める。

$$\left.\begin{aligned}\alpha_1 &= \frac{1}{1+\left(\frac{2\pi}{\lambda_1 L}\right)^2} \\ \alpha_2 &= \frac{1}{1+\left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L}\right)^4}\end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}3\text{-}解2)$$

ここに、

$$\left.\begin{aligned}\lambda_1 &= \sqrt{\frac{K_1}{EA}} \quad (1/\text{cm}) \\ \lambda_2 &= \sqrt[4]{\frac{K_2}{EI}} \quad (1/\text{cm})\end{aligned}\right\} \qquad (5-3-\text{解}3)$$

$$L' = \sqrt{2}\,L \quad (\text{cm}) \qquad (5-3-\text{解}4)$$

A ：埋設管の断面積 (cm²)

I ：埋設管の断面二次モーメント (cm⁴)

K_1, K_2 ：埋設管の管軸方向および管軸に直交方向の変位に関する地盤反力係数

ii) 地盤反力係数 (kg/cm³)

地下埋設管の耐震計算に用いる地盤反力係数は次式で求める。

$$\left.\begin{aligned}K_1 &= k_1 G_s \\ K_2 &= k_2 G_s\end{aligned}\right\} \qquad (5-3-\text{解}5)$$

ここに、

G_S：表層地盤のせん断弾性係数（kg/cm²）で、次式で求める。

$$G_S = \frac{\gamma_t}{g} V_S^2 \qquad (5-3-\text{解}6)$$

ここに、

γ_t ：土の湿潤単位体積重量（kg/cm³）

g ：重力の加速度，980 (cm/sec²)

V_S ：地下埋設管の埋設位置近傍における表層地盤のせん断弾性波速度（cm/sec）で、地震時に地盤に生じるせん断ひずみの大きさに応じた値とする。

k_1, k_2 ：地盤反力係数K_1, K_2 に対する定数で、実験等によって定めるのが望ましい。一般には、おおむね3前後の値になると言われている。

iii) 地震動の波長

地震動の波長Lは、地下埋設管の特性および建設地点の状況に応じて定めるのがよい。一般には、表層地盤における地震波動の重複反射によって表層地盤が最も大きく振動する時の波長、もしくは、表層地盤の固有振動の一周期の間に耐震計算上の基盤を伝播する波動が進む距離、または、これらの調和平均値、あるいは、式（5−3−解1）で算出される応力が最大となるような波長とするなどの考え方ができる。

iv) 応力成分の重ね合せ

式（5−3−解1）で算定される応力は、表層地盤内の波動成分の向き、位相関係等を考慮して適当な重畳を施し、地下埋設管の耐震性を検討する。地下埋設管の管軸方向に対し45度の角度で入射する水平面内および鉛直面内のおのおの2成分の波動成分と管軸方向に平行に入射する波動成分を位相の差を考慮して2乗和の平方根で重畳した場合には、地下埋設管に生じる管軸方向合成応力σ_xは、次式

となる。

$$\sigma_x = \sqrt{3.12\sigma_L^2 + \sigma_B^2} \qquad (5-3-解7)$$

V) 管端における管軸方向応力の補正

式（5-3-解1）は、地下埋設管が連続するとした場合の応力を算定するよう図ったものであるので、管端部近傍においては、上記によって推算した値を管端における条件に応じて増減する。

管端において軸方向および軸直角方向に運動の自由度がある場合の管端部近傍における応力は剛比率〔剛比（λ_1 または λ_2）および地震動の波長（L または L'）の積〕に応じて次式により求める。

$$\left.\begin{aligned}\sigma'_L(x) &= \gamma_1(x)\cdot\sigma_L\\ \sigma'_B(x) &= \gamma_2(x)\cdot\sigma_B\end{aligned}\right\} \qquad (5-3-解8)$$

ここに、

$\sigma'_L(x)$, $\sigma'_B(x)$：管端から距離x（cm）の点における管軸方向応力（kg/cm²）

σ_L, σ_B：式（5-3-解1）によって推算した管軸方向応力（kg/cm²）

$\gamma_1(x)$, $\gamma_2(x)$：管端から距離x（cm）の点における管軸方向応力に対する補正係数

で、次式で求める。

$$\left.\begin{aligned}\gamma_1(x) &= \sqrt{\phi_1(x)^2 + \phi_2(x)^2}\\ \gamma_2(x) &= \sqrt{\phi_3(x)^2 + \phi_4(x)^2}\end{aligned}\right\} \qquad (5-3-解9)$$

ここに、

$$\left.\begin{aligned}\phi_1(x) &= \cos\left(2\pi\frac{x}{L}\right) - \exp(-\lambda_1 x)\\ \phi_2(x) &= \sin\left(2\pi\frac{x}{L'}\right)\\ \phi_3(x) &= \exp\left(-\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}\right)\left[\cos\left(\frac{\lambda_2\pi}{\sqrt{2}}\right)+\sin\left(\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}\right)\right]-\cos\left(\frac{2\pi x}{L}\right)\\ \phi_4(x) &= \frac{2\sqrt{2}\pi}{\lambda_2 L}\exp\left(-\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}\right)\sin\left(\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}\right)-\sin\left(\frac{2\pi x}{L}\right)\end{aligned}\right\} \qquad (5-3-解10)$$

なお、1例として$\lambda_1 L'$ および $\lambda_2 L$ が 20, 30, 60, 100 の場合の補正係数 $\gamma_1(x)$ および $\gamma_2(x)$ を図5-3-解1に示す。

VI) 可撓性継手を用いた場合の管軸方向応力の補正

式（5-3-解1）は地下埋設管が連続するとした場合の応力を算定するよう図ったものであるので、可撓性継手を設けた場合には上記によって推算した値を可撓性継手における条件に応じて増減する。

継手における伸縮、可撓性が保持される場合の地下埋設管に生じる応力は式（5-3-解1）で推算した応力をもとに継手区間長 l と地震動の波長 L もしくは L' の比に応じて次式により補正する。

$$\left.\begin{aligned}\sigma''_L(x) &= \xi_1(x)\cdot\sigma_L\\ \sigma''_B(x) &= \xi_2(x)\cdot\sigma_B\end{aligned}\right\} \qquad (5-3-解11)$$

ここに、

$\sigma_L'(x)$, $\sigma_B''(x)$ ：継手から距離 x(cm)の点における管軸方向応力（kg/cm²）

σ_L, σ_B ：式（5−3−解1）で推算した管軸方向応力（kg/cm²）

$\xi_1(x)$, $\xi_2(x)$：継手から距離x(cm)の点における管軸方向応力に対する補正係数で、次式で求める。

$$\left.\begin{aligned}\xi_1(x) &= \sqrt{\phi_5(x)^2+\phi_6(x)^2}\Big/\left[exp(\nu'\lambda_1 L')-exp(-\nu\lambda_1 L')\right]\\ \xi_2(x) &= \sqrt{\phi_7(x)^2+\phi_8(x)^2}\end{aligned}\right\} \quad (5-3-解12)$$

ここに、

$$\left.\begin{aligned}&\nu = l/L\,,\quad \nu' = l/L'\\ &\phi_5(x) = \left[exp(-\nu'\lambda_1 L')-cos(2\pi\nu')\right]exp(\mu'\lambda_1 L')\\ &\qquad -\left[exp(\nu'\lambda_1 L')-cos(2\pi\nu')\right]exp(-\mu'\lambda_1 L')\\ &\qquad +2sinh(\nu'\lambda_1 L')\,cos(2\pi\mu')\\ &\phi_6(x) = 2sin(2\pi\nu')\,sinh(\mu'\lambda_1 L')-2sin(2\pi\mu')\,sinh(\nu'\lambda_1 L')\\ &\phi_7(x) = f_3 e_3-f_1 e_2-f_5 e_1-sin(2\pi\mu)\\ &\phi_8(x) = e_4+f_4 e_3-f_2 e_2-f_6 e_1-cos(2\pi\mu)\end{aligned}\right\} \quad (5-3-解13)$$

係数f_1〜f_6 および e_1〜e_4 は表 5−3−解 1 に示す。

l ：継手間の地下埋設管長（cm）

なお、1例として$\lambda_1 L'$および$\lambda_2 L$ が50および 100 の場合の補正係数 $\xi_1(x)$ および $\xi_2(x)$ を図 5−3−解 2，図 5−3−解 3 に示す。

(vii) 表層地盤中に埋設された曲管に対する計算

表層地盤中に埋設された曲管の軸線に沿った方向の応力は、式（5−3−解 1）で推算した応力に、管としての湾曲の影響を考慮して算出する。

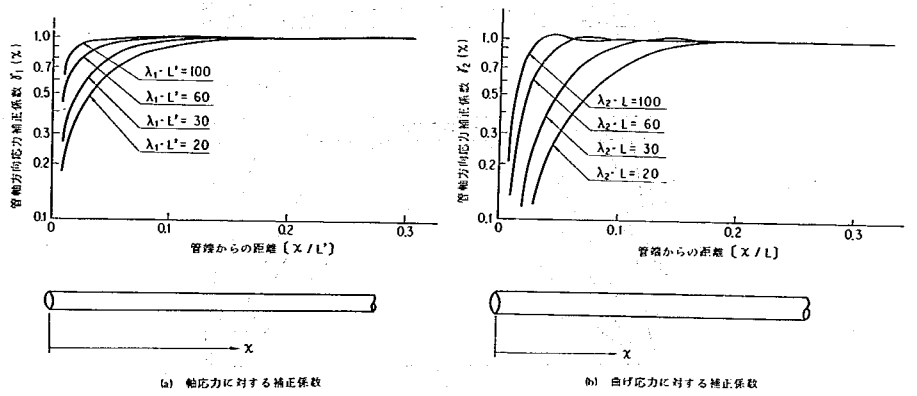
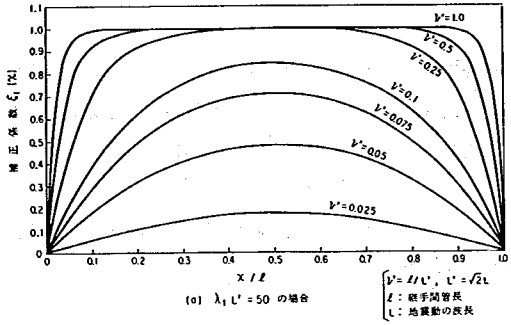


図 5 −3−解 1　管軸方向応力補正係数



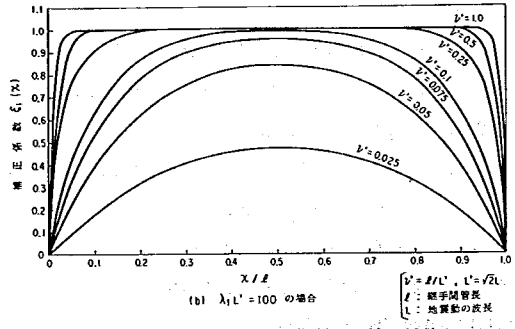
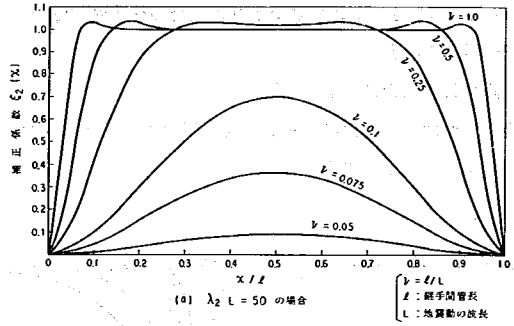


図5−3−解2　軸応力に対する補正係数$\xi_1(\chi)$



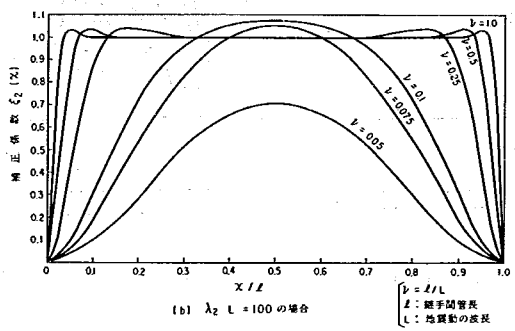


図5−3−解3　曲げ応力に対する補正係数$\xi_2(\chi)$

表 5-3-解 1　系数 $f_1 \sim f_6$

f_1	$\frac{1}{\Delta}\left[\{C_1(C_4-C_1)-C_3(C_3+C_2)-C_1\cos(2\pi\nu)\}\frac{2\pi}{\beta L}+(C_3+C_2)\sin(2\pi\nu)\right]$		
f_2	$\frac{1}{\Delta}\left[C_1(C_3-C_2)-C_4(C_3+C_2)+(C_3+C_2)\cos(2\pi\nu)+C_1\frac{2\pi}{\beta L}\sin(2\pi\nu)\right]$		
f_3	$\frac{1}{\Delta}\left[\{C_1(C_4+C_1)-C_2(C_3+C_2)-C_1\cos(2\pi\nu)\}\frac{2\pi}{\beta L}+(C_3+C_2)\sin(2\pi\nu)\right]$		
f_4	$\frac{1}{\Delta}\left[C_1(C_3-C_2)-C_4(C_3+C_2)+(C_3+C_2)\cos(2\pi\nu)+C_1\frac{2\pi}{\beta L}\sin(2\pi\nu)\right]$		
f_5	$\frac{1}{\Delta}\left[\{C_3(C_4+C_1)-C_2(C_4-C_1)+(C_2-C_3)\cos(2\pi\nu)\}\frac{2\pi}{\beta L}-2C_1\sin(2\pi\nu)\right]$		
f_6	$\frac{1}{\Delta}\left[(C_3-C_2)^2+2C_1C_4-2C_1\cos(2\pi\nu)-(C_2-C_3)\frac{2\pi}{\beta L}\sin(2\pi\nu)\right]$		
Δ	$(C_3+C_2)(C_3-C_2)+2C_1^2$		
C_1	$\sin(\nu\beta L)\sinh(\nu\beta L)$	C_2	$\sin(\nu\beta L)\cosh(\nu\beta L)$
C_3	$\cos(\nu\beta L)\sinh(\nu\beta L)$	C_4	$\cos(\nu\beta L)\cosh(\nu\beta L)$
e_1	$\sin(\mu\beta L)\sinh(\mu\beta L)$	e_2	$\sin(\mu\beta L)\cosh(\mu\beta L)$
e_3	$\cos(\mu\beta L)\sinh(\mu\beta L)$	e_4	$\cos(\mu\beta L)\cosh(\mu\beta L)$
ν	l/L	μ	x/L
β	$\sqrt[4]{\frac{K_2}{4EI}}$		

5-3-3　水底トンネル、共同溝

（本　文）

水底トンネルおよび共同溝の耐震計算は応答変位法によるが、構造物の横断面方向の断面設計および滑動の安定の検討は震度法によることができる。

（解　説）

i）縦断方向の耐震設計

a）縦断方向の地震時断面力の算定法

構造物の軸線に沿った方向の断面設計は、応答変位法によって行い、表層地盤中に埋設されている水底トンネル、共同溝の断面力は次式によって算出する。

$$\left.\begin{aligned} P_h &= \alpha_1 \frac{\pi EA}{L} U_h \\ P_v &= \alpha_1 \frac{\pi EA}{L} \cdot \frac{U_h + U_v}{2} \\ M_h &= \alpha_2 \frac{4\pi^2 EI_h}{L^2} U_h \\ M_v &= \alpha_3 \frac{4\pi^2 EI_v}{L^2} U_v \\ Q_h &= \alpha_2 \frac{8\pi^3 EI_h}{L^3} U_h \\ Q_v &= \alpha_3 \frac{8\pi^3 EI_v}{L^3} U_v \end{aligned}\right\} \quad (5\text{-}3\text{-解}14)$$

ここに、

P_h, P_v　：水平面内および鉛直面内の波動による軸力（kg）

M_h, M_v　：水平面内および鉛直面内の曲げモーメント（kg・cm）

Q_h, Q_v　：水平面内および鉛直面内のせん断力（kg）

EA　：構造物の伸び剛性（kg）

EI_h, EI_v　：構造物の水平面内および鉛直面内の曲げ剛性（kg・cm²）

U_h, U_v　：1-3-4 に示す構造物中心位置における表層地盤の水平方向および鉛直方向地震時変位振幅（cm）

L　：1-3-4 に示す地震動の波長（cm）

α_1, α_2, α_3　：構造物の長手方向とこれに直交する水平面内および鉛直面内の変位振幅に対する補正係数で、地盤の変形が構造物に伝えられる割合を表わし、次式で求める。

$$\left.\begin{aligned}\alpha_1 &= \frac{1}{1+\left(\frac{2\pi}{\lambda_1 L'}\right)^2}\\ \alpha_2 &= \frac{1}{1+\left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L}\right)^4}\\ \alpha_3 &= \frac{1}{1+\left(\frac{2\pi}{\lambda_3 L}\right)^4}\end{aligned}\right\} \qquad (5-3-解15)$$

ここに、

$$\left.\begin{aligned}\lambda_1 &= \sqrt{\frac{K_1}{EA}} \quad (1/cm)\\ \lambda_2 &= \sqrt{\frac{K_2}{EI_h}} \quad (1/cm)\\ \lambda_3 &= \sqrt{\frac{K_3}{EI_v}} \quad (1/cm)\end{aligned}\right\} \qquad (5-3-解16)$$

K_1, K_2, K_3 ： 構造物の長手方向とこれに直交する水平面内および鉛直面内の変位に関する地盤反力係数（kg/cm³）

$$L' = \sqrt{2}L \quad (cm) \qquad (5-3-解17)$$

b) 地盤反力係数

水底トンネル、共同溝の耐震計算に用いる地盤反力係数は次式で求める。

$$\left.\begin{aligned}K_1 &= k_1 G_S\\ K_2 &= k_2 G_S\\ K_3 &= k_3 G_S\end{aligned}\right\} \qquad (5-3-解18)$$

ここに、

G_S：表層地盤のせん断弾性係数で式（5−3−解6）によって求める。

k_1, k_2, k_3 ： 地盤反力係数 K_1, K_2, K_3 に対する定数で実験等による調査結果に基づいて定めるのが望ましい。高さに比較して幅の大きい水底トンネルでは一般に k_1, k_2 はおおむね1前後の値を、k_3 はおおむね3前後の値と言われているが、構造物周辺の地形、地層等の条件により影響を受けるので、こうした点を充分検討することが必要である。

c） 地震動の波長

地震動の波長 L は水底トンネル、共同溝の特性および周辺地盤の状況に応じて定めるのがよい。一般に規模の大きい構造物では短い波長の地震動によって大きな断面力が生じることはないと言われており、こうした点からは式（5−3−解14）で推算される断面力が計算上最大となる波長をとるという考え方もできる。この場合には地震動の波長 L は次式となる。

$$\left.\begin{aligned} L_P &= \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \frac{2\pi}{\lambda_1} \\ L_{Mh} &= \frac{2\pi}{\lambda_2} \\ L_{Mr} &= \frac{2\pi}{\lambda_3} \\ L_{Qh} &= \frac{1}{\sqrt[4]{3}} \cdot \frac{2\pi}{\lambda_2} \\ L_{Qv} &= \frac{1}{\sqrt[4]{3}} \cdot \frac{2\pi}{\lambda_3} \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{−}3\text{−}解19)$$

ここに、

L_P：水平面内および鉛直面内の波動による軸力を最大とする波長（cm）

L_{Mh}, L_{Mv}：水平面内および鉛直面内の曲げモーメントをそれぞれ最大とする波長（cm）

L_{Qh}, L_{Qv}：水平面内および鉛直面内のせん断力をそれぞれ最大とする波長（cm）

d） 断面力の重ね合わせ

式（5−3−解14）で算定される断面力をもとに断面応力度を計算する際には、表層地盤内の波動成分の向き、位相関係等を考慮して適当な断面力成分間の重畳を施し、水底トンネル、共同溝の耐震性を検討する。

e） 構造物端部における断面力の補正

式（5−3−解14）は水底トンネル、共同溝が連続するとした場合の応力を算定するように図ったものであるので、構造物の端部近傍においては上記によって推算した値を増減する。補正の方式は、5-3-2に準じて行う。

f） 可撓性継手を用いた場合の断面力

可撓性継手を設けた場合には、継手における伸縮、可撓性が保持される範囲内で式（5−3−解14）で推算した断面力をもとに5-3-2に準じて断面力の補正をする。継手の剛性が本体部の剛性に比較して小さくない場合には、その程度に応じた補正とする。

ii） 横断面の耐震計算

横断面の断面計算では、地震時に作用する慣性力、土圧、水圧等の増加を考慮して断面応力の算定を行いその結果に基づいて必要な断面の補強あるいは壁厚、鉄筋量等の増加など所用の措置を施す。

応答変位法により横断面の耐震計算をする場合には1-3-4に示す表層地盤の変位振幅を構造物横断面に静的に作用させ、構造物に生じる断面力を算定する。この際、地盤と構造物の間の相対的な変位の差を設計計算に取り入れる（図5−3−解4）。

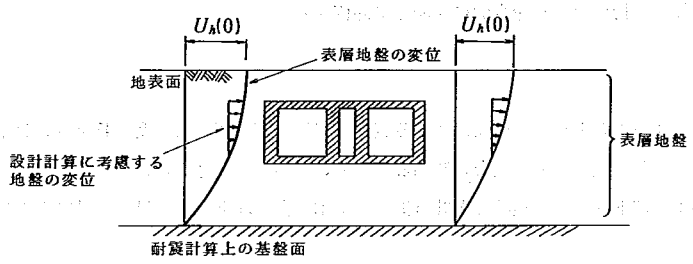


図5－3－解4　応答変位法による横断面の耐震計算

iii) 滑動に対する安定の検討

構造物の滑動に対する安定の検討は、構造物に作用する地震時の主働土圧、受働土圧、構造物の隣接断面から受けるせん断抵抗力などを考慮し、震度法によって行う。

iv) その他

以上のほかに地震時に予想される現象としては、動的沈下、浮上などが挙げられる。これらについては、地震時の地盤の流動化や沈下を生じないよう、埋めもどし材料を厳選し、さらには地盤の改良、入念な施工等の対策をたて、またそれに対応した断面設計上の配慮を要する。

5-3-4　地下構造物

（本　文）

地下構造物の耐震計算は原則として震度法によるが、構造物のみかけの単位重量が周辺の地盤の単位重量よりも小さい場合は応答変位法による。

（解　説）

周辺の地盤に比較して密度が大きくマッシブな地下構造物は原則として震度法によって耐震計算をする。この際、構造物本体の設計のみならず周辺地盤の耐力および変形性能などに対する検討も併せて行い、構造物の滑動、傾斜、転倒等に対して構造物が安全であるように設計する。

周辺の地盤に比較して密度が小さいか、もしくは同程度で、構造物自身の剛性が比較的低い構造物は応答変位法によって耐震計算する。その際には、構造物の形状、大きさ等を考慮して、5-3-2もしくは5-3-3によって耐震計算を行う。地震時の地盤の変形を地下構造物に作用させる際には図5－3－解4を参考にし構造物の変形および地盤の変形を適切に評価して行う。

5-4　安　全　度

（本　文）

地中構造物の耐震安全度は、応力および変形状態、構造物周辺地盤の地震時の安定性、構造物の動的特性、耐震計算法等を総合して判定する。

（解　説）

地中構造物の耐震安全度は、常時の設計における安全度、周辺地盤の地震時における滑動および流動化に対する安定性、構造物の諸元、および振動特性ならびに耐震継手等を設けた場合の影響、耐震計算

に用いた計算法の持つ仮定を総合的に判断して評価する。

参考文献

1) 土木学会：沈埋トンネルの耐震性に関する調査研究報告書（昭和46年度、47年度、48年度）、土木学会沈埋トンネル耐震設計研究委員会、昭和47年3月、昭和48年3月、昭和49年3月。

2) 土木学会：沈埋トンネル耐震設計指針（案）、土木学会沈埋トンネル耐震設計研究委員会、昭和50年3月。

3) 通商産業省、運輸省、建設省、自治省：石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準を定める告示、1973。

4) 日本道路協会：石油パイプラインの地震対策に関する調査報告、日本道路協会道路土工委員会、石油パイプライン小委員会地震対策分科会、1974.3。

5) 萩原浩、寺田章次、栗林栄一：石油パイプラインの耐震設計技術基準、土木技術資料16－4, 1974, pp. 169－174。

6) 日本道路協会：石油パイプライン地震対策要綱、同解説、1974.3。

7) 久保慶三郎：ダム、発電所、地下埋設管の被害、生産研究、23巻8号、1971.8, pp.21－27。

8) 岡本舜三：地震を考慮した土木構造物の耐震設計法、オーム社

9) 土木学会耐震工学委員会：サンフェルナンド地震（1971年2月）の震害について、土木学会論文報告集、第195号、1971.11。

10) 柴田碧：産業施設の被害、生産研究、23巻8号、1917.8。

11) C. Tamura, S. Okamoto and M. Hamada : Dynamic Behavior of a Submerged Tunnel during Earthquakes, Report of the Institute of Industrial Science, University of Tokyo, Vol. 24, No.5, March 1975.

12) S. Okamoto and C. Tamura : Behavior of Subaqueous Tunnel during Earthquakes, International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 1, No.3, 1973.

13) S. Okamoto and C. Tamura, K. Kato and M. Hamada : Behavior of Submerged Tunnel during Earthquakes, Proc. of 5th WCEE, 1973, Roma

14) T. R. Kuesel : Earthquake Design Criteria for Subways, Proc. of ASCE, 95, ST6, 1969, pp. 1213－1231.

15) E. Kuribayashi and T. Iwasaki : Effects of Soil Deposites on Seismic Behavior of Prefablicated Highway Tunnels, Proc. of 5th WCEE, Roma. 1973.

16) E. Kuribayashi, T. Iwasaki and K. Kawashima : Dynamic Behavior of a Sub－surface Tubular Structure, 5th European Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey, 1975.9.

17) A. Sakurai. and T. Takahashi : Dynamic Stresses of Underground Pipeline during

Earthquakes, Proc. of 4th WCEE, Santiago, 1969.

18) 成田圀郎：パイプラインの耐震設計、高圧力、5巻1号、1967, 1.

19) Y. Aoki : Seismic Design Spectra for Trench type Tunnel, Proc. of JSCE, No. 211, 1973, pp. 77 − 87.

20) N. Nasu, S. Kazama, T. Morioka and T. Tamura : Vibration Test of the Underground Pipe with a Comparatively Large Cross Bar Section, Proc. of 5th WCEE, Roma, 1973.

6　既存構造物の耐震安全度

6-1　耐震性評価システム

（本　文）

既存構造物の耐震性は、構造物の工学的性質および社会経済上の観点によって評価する。

（解　説）

評価すべき構造物の工学的性質としては次のようなものが考えられる。

i）構造物の力学的性質

構造物が地震に対して構造的にどの程度の耐震性を有しているかという評価、例えば橋梁における静定構造物と不静定構造物の差の評価と、構造細目的にどの程度の対策が施されているか、例えば土構造物の法面が植生のみの場合と擁壁で被覆されている場合の差の評価があげられる。

ii）材料の性質

構造物に使用されている材料の強度、耐久性、安定性に対する評価である。

iii）依拠している規準等

構造物の設計がどの時点の法律、指針、規準等に依拠しているかによって行う評価である。

iv）構造物の周辺の地盤

構造物の設置されている、または構造物に影響を及ぼす地盤の力学的性質の評価である。

v）地震発生危険度の評価

構造物の設置されている場所の地震発生危険度の評価である。

vi）構造上の異常の有無

構造物の耐力に影響を及ぼす部分の異常、例えば異常な変形、腐食等による評価である。

評価すべき構造物の社会経済的性質は 1-2 に述べられている間接被害の利用度、必要度、迷惑度、代替性、機能回復の難易等を総合的に判断して評価する。

6-2　耐震補強システム

（本　文）

補強を必要とする構造物については、原則として本耐震設計法による。

（解　説）

補強システムとしては、すべての既存構造物が均等な耐震性を持つように補強するシステムおよび構造物を選択的に補強するシステム、この二者が考えられる。

いずれにしても補強をすべき同一の用途、種別の構造物は新設構造物を含めて同一の安全度を持つことが望ましい。すなわち構造物の耐用期間を通算した限界状態に達する確率は、

$$U_D = 1 - \prod_{t=1}^{T_D} \{ 1 - p(t) \} = \text{一定} \qquad (6\text{-}2 - \text{解}1)$$

U_D ： 耐用期間を通算した限界状態に達する確率

T_D ： 構造物の耐用期間

$p(t)$： 一定期間 t において構造物が限界状態に達する確率

と表わせる。

しかしながら、材料の劣化、腐食等によって構造物の耐力が時間の経過と共に減少していくようなもの(図6-2－解1)のなかには耐力の低下が著しく、本耐震設計法を満足するような工法が存在しなかったり、たとえ存在しても著しく困難な場合がある。このような場合の補強にあたっては、1編3-1の図3-1－解1で耐用年数とあるのは、余命期間とおきかえて検討する。このさい、式(6-2－解1)において耐用期間を通算した限界状態に達する確率 U_D は式(6-2－解2)を満足するような余命期間を通算した限界状態に達する確率 U_R とおきかえる。

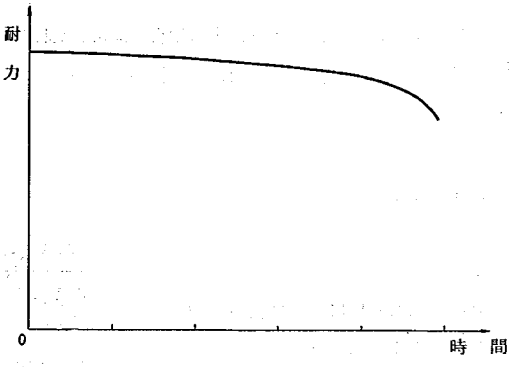


図6-2－解1　耐力が時間の経過と共に減少する構造物

$$\frac{U_R}{U_D} = \frac{T_R}{T_D} \qquad (6\text{-}2 - 解2)$$

U_R：　余命期間を通算した限界状態に達する確率

T_R：　構造物の余命期間

この場合には式(6-2－解1)は次のようになる。

$$U_R = 1 - \prod_{t=1}^{T_R} \{1 - p(t)\} = 一定 \qquad (6\text{-}2 - 解3)$$

U_R：　余命期間を通算した限界状態に達する確率

T_R：　構造物の余命期間

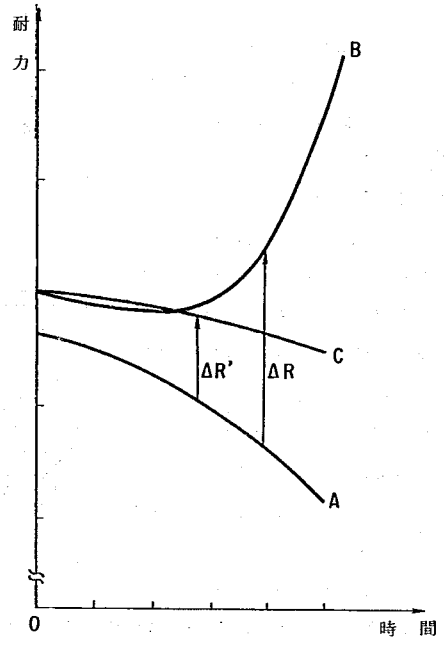


図6-2－解2　余命耐力を考慮した補強

図6-2－解2は余命期間の考え方を導入した際の所要の補強量に関する概念図である。曲線Aのように時間の経過と共に耐力が減少する構造物について、式(6-2－解1)を満足するように補強するには補強量 ΔR は大きな値を必要とし、曲線Bで示されるもののようになる。一方式(6-2－解2)を適用すれば補強量 $\Delta R'$は ΔRにくらべて曲線Cで示すよう比較的安定した値となる。

ただし、文化的価値のある構造物等で、万一破壊してしまうと復元が不可能となるような特殊な構造物については除外する。

参考文献

1) 特集、土木設計法の考え方、土木学会誌No.57、vol.7、1972

2) 栗林栄一、田崎忠行: 構造物の耐震性向上の設計手法、土木技術資料No.18、vol.9

7 構造細目

7-1 基　礎

（本　文）

基礎の構造細目には、地震時応力に対して安全であるとともに、施工性などを配慮する。

（解　説）

基礎の構造細目で特に注意を要する個所は、くいの継手およびくい頭部とフーチングの結合部の設計である。

i) くいの継手

くいの継手には、既製鉄筋コンクリートぐいの継手と鋼管ぐいの継手が多用されているが、いずれも継手金具を用いたアーク溶接継手を用いるのが耐震上好ましい。

現在実用化されている継手としては、既製コンクリートぐいについては図7-1 −解1、鋼管ぐいについては図7-1 −解2がある。

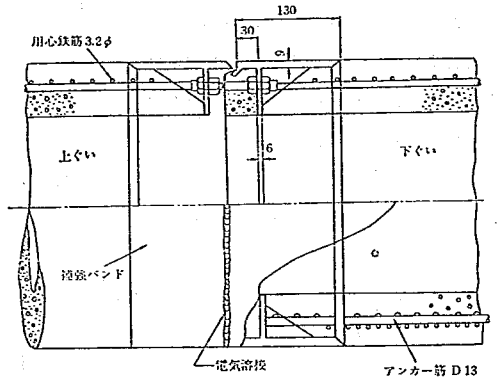


図7-1 −解1　継手部の構造

この他、ホゾ式継手などがあるが、耐震上、望ましい継手とはいえないのでやむをえない場合を除いては使用していない。

ii) くい頭の結合部

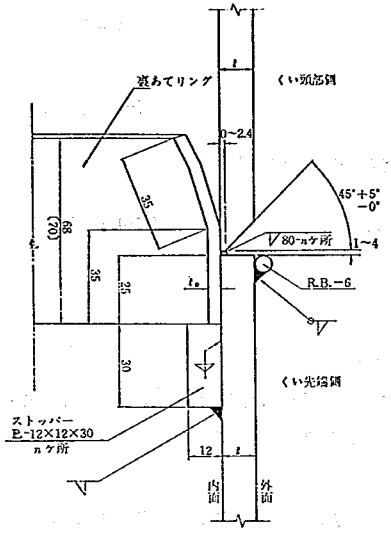
くい頭の結合方式としては、一般に剛結合とヒンジ結合が考えられるが、耐震上は不静定次数の高い剛結合方式とするのが望ましい。

具体的な工法および設計方法には以下のものがある。

a) 接合方法

くいとフーチングの接合方法は次のいずれかによる。

方法A:　フーチングの中にくいを一定長さだけ埋込み、埋込んだ部分によってくい頭拘束モーメント



裏あてリングの鋼板厚

外径（呼び径）	t_0(mm)
1000mmφ以下	4.5
1000mmφ超	6.0

ストッパーの数量

外径（呼び径）	n（個）
600mmφ以下	4
1000mmφ以下	6
1000mmφ超	8

図 7-1 −解 2　鋼管ぐいの半自動溶接現場継手標準形状寸法

に抵抗する方法。

鋼管ぐい、プレストレストコンクリートぐい（ＰＣぐい）、鉄筋コンクリートぐい（ＲＣぐい）にはこの方法が適用でき、c）の図 7-1 −解 7 (A)、7-1 −解 9 (A)に示す結合方法がこれに属する。

方法 B: フーチング内へのくいの埋込み長さは小さいが、主として鉄筋で補強して、それによりくい頭拘束モーメントに抵抗する方法。

鋼管ぐい、ＰＣぐい、ＲＣぐい、場所打ち鉄筋コンクリートぐいのいずれにも適用することができ、c）の図 7-1 −解 7 (B)、7 − 1 −解 9 (B)、7-1 −解 10 に示す結合方法がこれに属する。

b) 設計方法

(I) 方法Ａによる設計

(a) 鋼管ぐい

① くいとフーチングの結合は剛結として設計し、くい頭部に作用する押込力ないしは引抜力、水平力およびモーメントの全てに抵抗できるように設計する。

② くい頭部はフーチング内へ少なくともくい径は埋込む。

③ フーチングコンクリートの垂直支圧応力度

$$\sigma_{cV}=\frac{P}{\frac{\pi}{4}D^2}\leqq\sigma_{ca} \qquad (7\text{-}1\ \text{−解}\ 1)$$

④ フーチングコンクリートの水平支圧応力度

$$\sigma_{ch1}+\sigma_{ch2}\leqq\sigma_{ca} \qquad (7\text{-}1\ \text{−解}\ 2)$$

$$\sigma_{ch1}=\frac{H}{Dl} \qquad (7\text{-}1\ -解3)$$

$$\sigma_{ch2}=\frac{6M}{Dl^2} \qquad (7\text{-}1\ -解4)$$

⑤ フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度

$$\tau=\frac{P}{\pi\ (D+h_1)\ h_1} \leqq \tau_a \qquad (7\text{-}1\ -解5)$$

⑥ 蓋板と十字補強板

$t_1=t_2=22$ ㎜、$h_2=30$ ㎝

ただし、くい径 1 m 以内に適用する。

⑦ フーチング端部のくいについては水平方向の押抜きせん断応力度について検討する。これは土木学会鉄筋コンクリート標準示方書 120 条による。

(b) ＰＣぐい

① 鋼管ぐいの方法Ａによる設計①、②、③、④、⑤、⑦に従って検討する。

② くい頭よりくい径 D の位置までコンクリートを填充する。

(c) ＲＣぐい

① 原則としてＰＣぐいに準拠して設計する。

〔記　号〕

σ_{cv}：垂直支圧応力度（kg / ㎠）

σ_{ch1}：水平力による水平支圧応力度（kg / ㎠）

σ_{ch2}：モーメントによる水平支圧応力度（kg / ㎠）

τ：押抜きせん断応力度（kg / ㎠）

σ_{ca}：コンクリートの許容支圧応力度（kg / ㎠）

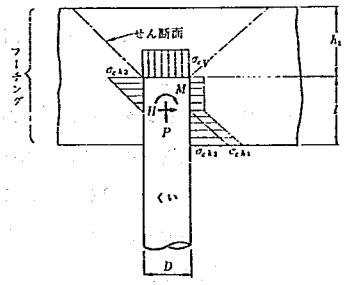


図 7-1 −解 3　方法Ａによる結合

τ_a：コンクリートの許容せん断応力度（kg / ㎠）

P：押込力（kg）

H：水平力（kg）

M：モーメント（kg・㎝）

D：くい径（㎝）

l：くいの埋込み長（㎝）

t_1：蓋板の板厚（㎜）

h_1：くい頭よりフーチング上面までの距離（㎝）

t_2：十字補強板の板厚（㎜）

h_2 ： 十字補強板の高さ（cm）

(Ⅱ) 方法Bによる設計

(a) 鋼管ぐい

① くいとフーチングの結合は剛結として設計し、くい頭部に作用する押込力ないしは引抜力、水平力およびモーメントの全てに対して抵抗できるように設計する。

② フーチングへのくい頭部の埋込みは10cmとする。

③ 鋼管ぐいの方法Aによる設計③、⑤、⑥、⑦に従って検討する。

④ フーチングコンクリートの水平支圧応力度

$$\sigma_{ch}=\frac{H}{Dl}\leqq\sigma_{ca} \qquad (7\text{-}1\ \text{-解}\ 6)$$

⑤ 仮想鉄筋コンクリート断面の応力度

押込力PとモーメントM、または引抜力P_tとモーメントMが作用する場合には鉄筋コンクリート断面を仮定して、コンクリートと鉄筋の応力度を検討する。

⑥ 鉄筋の定着

(i) 溶接部のせん断応力度

$$\tau_s=\frac{\sigma_{sa}\cdot A_{st}}{1.4\lambda l_o}\leqq\tau_{sa} \qquad (7\text{-}1\ \text{-解}\ 7)$$

(ii) 鉄筋の定着長

$$L_o=\frac{\sigma_{sa}\cdot A_{st}}{\tau_{sa}\cdot u} \qquad (7\text{-}1\ \text{-解}\ 8)$$

⑦ 斜ぐいを用いる場合にはフーチングへのくいの埋込み長さは、最小の部分が10cmとする。

(b) PCぐい

① 図7-1 -解9(B)によるくいとフーチングの結合は剛結として設計するが、構造上くい頭の水平変位量は剛結の場合の1.2倍になるものとする。

② 鋼ぐいの方法Aによる設計③、⑤、⑦および方法Bによる設計②、④、⑤、⑥(ii)とPCぐいの方法Aによる設計②に従って検討する。この場合、鋼管ぐいの方法Bによる設計⑤に従って行う検討においてはPC鋼材は無視する。

③ くい頭カットオフにより鉄筋の定着長は50ϕだけ増大し、この部分は鉄筋コンクリート断面として扱う。この場合、PC鋼材は無視する。

④ 図7-1-解9(B)に加えて、くい体内に補強鉄筋を埋込んだ場合やくい頭部に鉄筋を溶接した場合は①の水平変位量の補正は行わない。

(c) RCぐい

原則としてPCぐいに準拠して設計する。

(d) 場所打ち鉄筋コンクリートぐい

① 鋼管ぐいの方法Aによる設計③、⑤、⑦および方法Bによる設計①、②、④、⑤に従って

検討する。

② くい体内の鉄筋の定着は鋼管ぐいの方法Bによる設計⑥(ii)によることとするが、一般に35dとしてよい。

③ その他の構造細目は日本道路協会「道路橋下部構造設計指針、場所打ちぐいの設計施工篇」による。

〔記　号〕

σ_{ch}：水平支圧応力度（kg／cm²）

τ_s：鉄筋とくいの溶接部せん断応力度（kg／cm²）

σ_{ca}：コンクリートの許容支圧応力度（kg／cm²）

σ_{sa}：鉄筋の許容引張応力度（kg／cm²）

τ_{sa}：鉄筋のすみ肉溶接の許容応力度（kg／cm²）

τ_{ca}：コンクリートの許容付着応力度（kg／cm²）

P：押込力（kg）

H：水平力（kg）

M：モーメント（kg・cm）

P_t：引抜力（kg）

D：くい径（cm）

l：くいの埋込み長（cm）

d：鉄筋径（cm）

A_{st}：鉄筋の断面積（cm²）

u：鉄筋の周長（cm）

λ：すみ肉溶接の脚長（cm）

l_o：溶接長（cm）

L：鉄筋の定着長（cm）

ϕ：PC鋼材の径（mm）

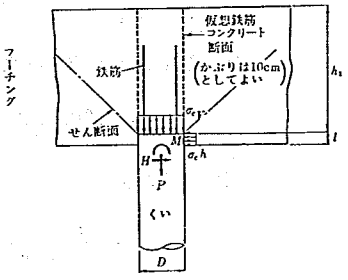


図7-1 -解4　方法Bによる結合

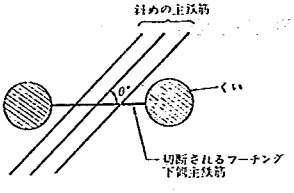


図7-1 -解5 斜め配筋

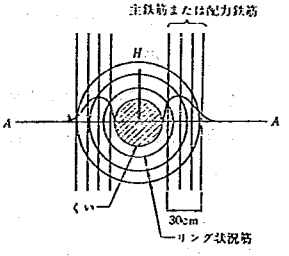


図7-1 -解6　リング状配筋

c）構造細目

(1) 鋼管ぐいの構造細目を図7-1 －解7に示す。

(2) ＰＣぐいの構造細目を図7-1 －解9に示す。

(3) 場所打ち鉄筋コンクリートぐいの構造細目を図7-1 －解10に示す。

(4) ＲＣぐいはＰＣぐいに準ずるものとする。

(5) 方法Ａによりくい頭部を処理する場合に、くいによってフーチング下側主鉄筋が切断されるので、図7-1 －解8に示すように配筋する。その際に斜めに入れる主鉄筋は次の断面が有効となる。

$$A_{ste} = A_{st}' \cos\theta \qquad (7\text{-}1 \text{ －解}9)$$

ここに、

A_{ste}： 有効断面積（㎠）

A_{st}'： 斜めに入れた主鉄筋の断面積（㎠）

θ： 図7-1 －解5に示す角度

(6) 方法Ｂによりくい頭を処理する場合に、水平力Hによって図7-1 －解6に示すように$A-A$断面において引張応力が生ずるので、主鉄筋または配力鉄筋にて鉄筋の断面積が不足するときには次式により求まる断面積に相当する鉄筋をくいより30㎝以内にリング状に配筋する。配筋は主鉄筋の下側とする。

$$A_s = \frac{H}{2 \cdot \sigma_{sa}} \qquad (7\text{-}1 \text{ －解}10)$$

$$A_{str} = A_s - A_{st} \qquad (7\text{-}1 \text{ －解}11)$$

ここに、

H： 水平力（㎏）

σ_{sa}： 鉄筋の許容引張応力度（㎏／㎠）

A_s： 引張応力に抵抗する鉄筋の断面積（㎠）

A_{st}： くいより30㎝の範囲内の主鉄筋または配力鉄筋の断面積（㎠）

A_{str}： リング状に入れる鉄筋の断面積（㎠）

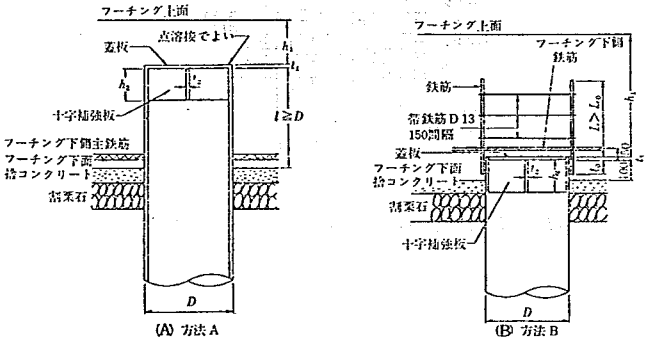


図7.1 －解7　鋼管ぐいの構造細目

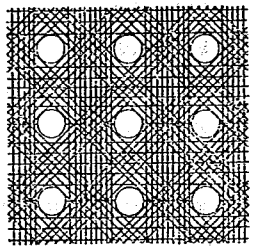
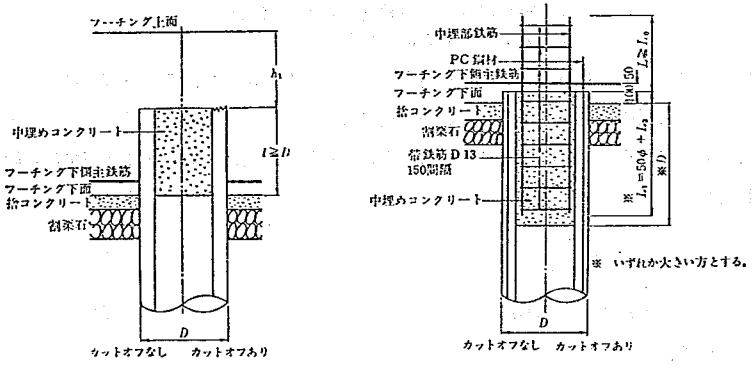


図 7–1 －解 8　フーチングの補強



(A) 方法 A　　(B) 方法 B

図 7–1 －解 9　ＰＣぐいの構造細目

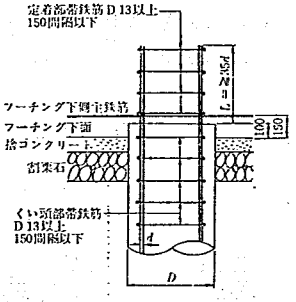


図 7–1 －解 10　場所打ち鉄筋コンクリートぐいの構造細目

7-2　下部構造および落橋防止構造

7-2-1　鉄筋コンクリート橋脚・橋台

（本　文）

i）鉄筋の定着

a）躯体の軸方向鉄筋のフーチング内への定着は、鉄筋の十分な定着効果を得ることはもちろん、躯体およびフーチング両部材の連結機能を発揮しうるよう配慮する。

b）躯体中間部における軸方向鉄筋の定着は、応力度が小さくなる点まで延長して行うとともに、必要に応じて横方向鉄筋による補強を行う。

ii）鉄筋の継手

軸方向鉄筋の重ね継手は、所定の重ね長さを確保したうえ、地震時繰返し荷重に対するじん性を確保するため、継手部には横方向鉄筋を配置して補強する。

iii）独立柱橋脚躯体の配筋

a）軸方向鉄筋は、地震時曲げモーメントに対して躯体全長にわたり、できるだけ均等な抵抗力をもつように配置する。

b）軸方向鉄筋は、横方向鉄筋（帯鉄筋、つなぎ鉄筋）で補強する。とくに、フーチングとの接合部近傍など曲げ降伏が先行する部分は、横方向鉄筋の間隔を密にして所要のじん性を確保する。

iv）ラーメン橋脚の配筋

a）柱部の軸方向鉄筋には、部材のせん断ぜい性破壊を曲げ破壊に先行させないのに必要な横方向鉄筋を配置して補強する。とくに材端部近傍は横方向鉄筋間隔を密にして所要のじん性を確保する。

b）はり部の引張鉄筋比は、部材に曲げじん性を付与しうるよう配慮して定める。主鉄筋には、部材のせん断破壊を先行させないのに必要な腹鉄筋を配置して補強する。とくに、材端部近傍はスターラップ間隔を密にして所要のじん性を確保する。

c）柱・はり接合部は、柱の抵抗曲げモーメントがはりのそれを下まわらないように配筋し、かつ横方向鉄筋で補強する。

v）橋脚頭部

a）躯体頭部の桁座近傍は、地震時水平力に対してせん断抵抗を有するように鉄筋で補強する。

b）可動支承部には移動制限装置を設け、桁端部は支承縁端から躯体天端縁端まで、所定の距離を設けるか、または桁間連結装置を用いるかして、落橋防止の処置を講ずる。

（解　説）

i）鉄筋の定着

橋脚躯体の中間部で鉄筋を定着する場合には、つぎの条件のいずれかを満足する点まで鉄筋を延長する。

①　鉄筋をとめる点でのせん断応力度 τ が次式で与えられる τ_u 以下である場合。

$$\tau_u = \frac{2}{3}\left(0.53 \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} + \frac{A_v \cdot \sigma_{sa}}{b \cdot s}\right) \qquad (7\text{-}2\ \text{-解}1)$$

ここに、

τ_u ： 鉄筋をとめる断面における許容せん断応力度（kg／cm²）

σ_{ck}： コンクリートの設計基準強度（kg／cm²）

A_v： 区間 s に配置された横方向鉄筋の断面積（cm²）

σ_{sa}： 横方向鉄筋の許容応力度（kg／cm²）。表 3-3 －解 2 による。

b ： 橋脚躯体の最小横寸法（cm）

s ： 横方向鉄筋の間隔（cm）

② 橋脚躯体の最小横寸法の$\frac{3}{4}$以上の距離にわたり次式で示される量以上の横方向鉄筋が配置されている場合。

$$A_v = \frac{4 \cdot b \cdot s}{\sigma_{sa}} \qquad (7\text{-}2 \text{ －解 } 2)$$

ただし、その間隔は $\frac{b}{8\beta_b}$ 以下とする。

ここに、

A_v： 区間 s に配置された横方向鉄筋の断面積（cm²）

s ： 横方向鉄筋の配置間隔（cm）

σ_{sa}： 横方向鉄筋の許容応力度（kg／cm²）。表 3-3 －解 2 による。

b ： 橋脚躯体の最小横寸法（cm）

β_b： とめた鉄筋の断面積の全鉄筋断面積に対する比。

③ 鉄筋をとめた点で曲げ応力度を受けるのに必要な鉄筋量の 2 倍の延長鉄筋を配し、せん断応力度が $0.40\sqrt{\sigma_{ck}}$ を起えない場合。

ここに、

σ_{ck}： コンクリートの設計基準強度

ii）鉄筋の継手

a） 重ね継手の重ね長さは、次式より求まる l_o 以上とする。

$$l_o = \frac{\sigma_{sa}\,\phi}{4\,\tau_{oa}} \qquad (7\text{-}2 \text{ －解 } 3)$$

ここに、

σ_{sa}： 鉄筋の許容引張応力度（kg／cm²）

τ_{oa}： 許容付着応力度（kg／cm²）

ϕ ： 鉄筋の直径（cm）

b） 重ね継手部には、横方向鉄筋を 3 本以上配置して補強するのが望ましい。この場合、横方向鉄筋の断面積の合計は、継ぐ鉄筋 1 本の断面積の 1／3 以上とする。

iii）独立柱橋脚躯体の配筋

a） 独立柱橋脚の地震時弾塑性応答解析の結果によれば、橋脚の高さ方向に等分布の震度を考慮したときの最大応答曲げモーメントは図 7-2 －解 1 のようにほぼ三角形に近い分布となる。一方、従

来の震度法による静的解析により、許容応力度にもとづいて設計した橋脚の鉄筋降伏モーメントおよび終局モーメントは図7-2 −解2のようになり、橋脚基部よりも中間部ないし上部に危険断面を生ずる傾向がある。

したがって、地震時において橋脚全体にわたり均等な安全性を確保するためには、図7-2 −解3に示すように橋脚全高にわたり降伏モーメントおよび終局モーメントを設計モーメントに対してほぼ相似とすることを考慮して軸方向鉄筋の配置を定める。

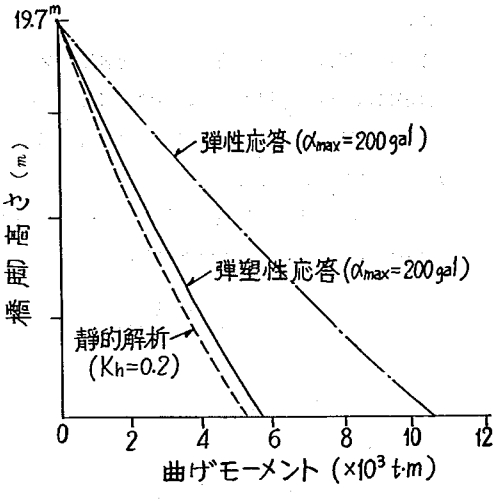


図7-2 −解1　最大応答曲げモーメント（H＝19.7m の場合）

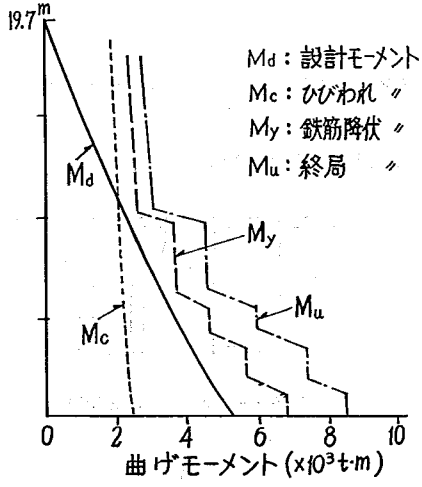


図7-2 −解2　許容応力度設計によるM_y，M_u

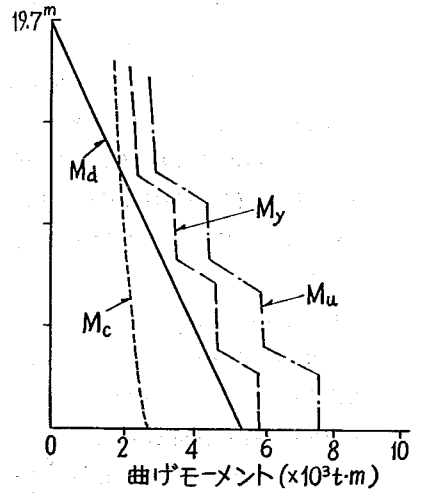


図7-2 −解3　限界状態設計によるM_y，M_u

b）軸方向鉄筋は、直径12㎜以上、その間隔は柱の最小横寸法以下で、かつ45㎝以下、その全断面積はコンクリート全断面積の0.05％以上とする。

c）横方向鉄筋（帯鉄筋およびつなぎ鉄筋）は、一般に直径12㎜以上、その間隔は30㎝以下とし、かつ、軸方向鉄筋直径の24倍以下とする。

コンクリートの圧縮応力度がそのコンクリート強度から定まる許容応力度に対して著しく小さい場合、帯鉄筋またはつなぎ鉄筋は、直径12㎜以上、その間隔は60㎝以下とし、帯鉄筋またはつなぎ鉄筋による軸方向鉄筋の支持間隔は、橋脚躯体の最小横寸法以下、軸方向鉄筋直径の45倍以下とす

る。

d）橋脚躯体の横方向鉄筋の配置間隔は、フーチング内およびその上側に躯体最大横寸法の範囲ではc)に示す値の$\frac{1}{2}$以下とし、かつ、横方向鉄筋比 p_w は0.2％以上とする。

躯体中間部における軸方向鉄筋の定着部にも、これに準じて帯鉄筋を配置するのが望ましい。

iv) ラーメン橋脚の配筋

a）はり部に配置する引張鉄筋の最大および最小鉄筋比は、それぞれ式（7-2 -解4）および式（7-2 -解5）により求まる値とする。

$$P_{max} = \frac{2000 \cdot \sigma_{ck}}{\sigma_{sy} \cdot (\sigma_{sy} + 6300)} \qquad (7\text{-}2\text{ -解}4)$$

$$P_{min} = \frac{15}{\sigma_{sy}} \qquad (7\text{-}2\text{ -解}5)$$

ここに、

P_{max} ： 最大鉄筋比

P_{min} ： 最小鉄筋比

σ_{ck} ： コンクリートの設計基準強度（kg／cm²）

σ_{sy} ： 鉄筋の降伏点（kg／cm²）

b）はり部には、設計荷重によって生ずる曲げモーメントと反対方向で大きさが50％の曲げモーメントに対しても抵抗しうるように配筋する。

c）1本の柱の両側にはりが接続している場合、はりの最上段および最下段の鉄筋は柱内で連続させる。1本の柱の片側にのみはりが接続される場合には、これらの鉄筋は柱の面より起算して鉄筋の降伏耐力を十分に発揮させるのに必要な長さを柱中に延ばして定着する（図7-2 -解4）。

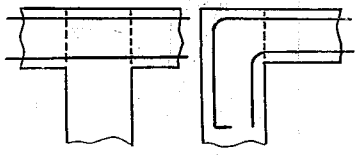


図7-2 -解4 はりの鉄筋の配置

d）はり部の腹鉄筋としては、式（7-2 -解6）より求まるスターラップ、および式（7-2 -解7）より求まる折曲鉄筋を配置する。

スターラップ： $A_v = \frac{S_v s}{\sigma_{sa} jd}$ （7-2 -解6）

折曲鉄筋： $A_b = \frac{S_b s}{\sigma_{sa} jd (\sin\theta + \cos\theta)}$ （7-2 -解7）

ここに、

A_v： 区間 s におけるスターラップの総断面積（cm²）

A_b： 区間 s における折曲鉄筋の総断面積（cm²）

S_v： スターラップが受けるせん断力（kg）

S_b： 折曲鉄筋が受けるせん断力（kg）

$S_v + S_b = S$ ： 全せん断力（kg）

s ： スターラップまたは折曲鉄筋の部材軸方向の間隔（cm）

θ ： 折曲鉄筋が部材軸方向となす角（度）

スターラップははり部の全長にわたって配置する。スターラップは、直径9㎜以上、間隔は部材有効高さの1/2以下で、かつ軸方向鉄筋直径の15倍以下とする。

材端より有効高さdの4倍の範囲では、式（7-2 −解8）または式（7-2 −解9）より求まる値のうち大きい方のスターラップ量とし、間隔は$d/4$以下とする。

$$A_u = \frac{0.15 \cdot A_s \cdot s}{d} \qquad (7\text{-}2 - 解8)$$

または、

$$A_u = \frac{0.15 \cdot A_s' \cdot s}{d} \qquad (7\text{-}2 - 解9)$$

ここに、

A_u： 区間sにおけるスターラップの総断面積（cm²）

A_s, A_s' ： 最下段および最上段鉄筋の断面積（cm²）

s ： スターラップの部材軸方向の間隔（cm）

d ： はり部の有効高さ（cm）

e）柱部の軸方向鉄筋は、直径12㎜以上でその数は4本以上、その断面積は所要コンクリート断面積の1％以上6％以下とする。

f）柱部の帯鉄筋は部材の全長にわたって設ける。帯鉄筋は直径9㎜以上でその間隔は柱の最小横寸法以下、軸方向鉄筋直径の12倍以下、帯鉄筋直径の48倍以下とする。

材端より柱の最大横寸法の範囲では、帯鉄筋の配置間隔は、上に示した値の$\frac{1}{2}$以下とする。

g）柱・はり接合部は、柱の抵抗曲げモーメントがはりの抵抗曲げモーメントを下まわらないように配筋を行う。接合部には、d)およびf)の材端部に従って横方向鉄筋を配置する。

V）橋脚頭部

a）桁座の補強

① 式（7-2 −解10）より求まる桁座におけるせん断応力度がコンクリートの許容せん断応力度をこえる場合には、式（7-2 −解11）より求まる量の鉄筋を配置する。せん断応力度が許容応力度をこえない場合でも、水平せん断力に対する補強鉄筋として直径13㎜以上の鉄筋を20cm以下の間隔で橋軸方向および橋軸直角方向に配置する。

$$\left.\begin{aligned} \tau &= \frac{H}{A\tau} \\ A\tau &= \sqrt{2} \cdot x \cdot (2x + 2a + b) \end{aligned}\right\} \qquad (7\text{-}2 - 解10)$$

ここに、

τ ： せん断応力度（kg/cm²）

$A\tau$： 水平力によって生ずるせん断破壊面の面積（cm²）

H ： 沓に作用する水平力（kg）

x, a, b ： 図7-2 －解5参照

$$A_s = \frac{H}{\sigma_{sa}} \qquad (7\text{-}2 - 解11)$$

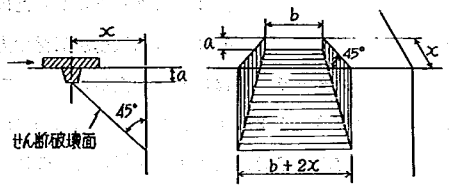


図7-2 －解5 桁座のせん断破壊面

ここに、

A_s： 鉄筋量（cm²）

H ： 沓に作用する水平力（kg）

σ_{sa}： 鉄筋の許容引張応力度（kg／cm²）

② 鉛直荷重による支圧力に対する補強鉄筋は、鉄筋量を式（7-2 －解12）より求め、これを図7-2 －解6に示す範囲に上部に密に、下部に粗に配置する。

$$A_s = \frac{1}{4}\left(1 - \frac{b_1}{b_c}\right)\frac{P}{\sigma_{sa}} \qquad (7\text{-}2 - 解12)$$

ここに、

A_s： 鉄筋量（cm²）

σ_{sa}： 鉄筋の許容引張応力度（kg／cm²）

P ： 支圧力（kg）

b_1 ： 支圧力の作用幅（cm）

b_c ： 支圧力の分布幅（cm）

$b_c = 2b_2 \leqq 5b_1$

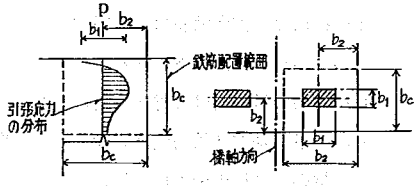


図7 2 －解6 支圧力に対する補強鉄筋

b）落橋防止の処置

橋の桁端のおかれる橋脚・橋台の頂部における橋軸方向の支承縁端と橋台・橋脚躯体天端縁端との距離については7-2-2による。

7-2-2 落橋防止構造

（本 文）

可動支承部には落橋防止構造として地震時に上沓が下沓から逸脱しないように移動制限装置を設けるのを原則とする。

けた端部においては上記の処置のほか、つぎに示すもののうちいずれかを併用する。

i）下部構造頂部において橋軸方向の支承縁端から下部構造頂部縁端までの距離を十分にとって、けたが異常に移動しても頂部より逸脱しないようにする。

ii）同一の下部構造頂部にある2連のけたのうち、一方のけたが頂部より逸脱してもそのけたが落下しないように隣接けた間を連結する。

（解 説）

固定支承は十分な地震力に対して設計されているが、可動支承は可動性に重点がおかれ、異常な変位に対してそれをおさえる機構になっていない。このため、落橋は可動支承から生じており、そこで可動支承部のけたの移動制限装置を設け落橋防止をはかることにしたものである。これは一方におい

て、単純げたが連続した場合に、一つのけたが異常に変位して隣接げたに衝突し、その結果固定支承に、計算を上まわる慣性力が作用して破壊するという事故も防止できる。

なお、下部構造頂部において橋軸方向の支承縁端から下部構造頂部縁端までの距離 s (cm) は、つぎの値以上とする。

$$\left.\begin{array}{l}\text{けたの支間長が 100 m 以下の場合：}\quad s = 20 + 0.5l\\ \text{けたの支間長が 100 m 以上の場合：}\quad s = 30 + 0.4l\end{array}\right\} \quad (7\text{-}2\ \text{-解}13)$$

ここに、

l ：けたの支間長（m）

ただし、特に重要な橋で極めて地盤の悪いところでは、s を35cm以上とするのがよい。

7-3　土構造物

（本　文）

土構造物については、次の事項について配慮する。

i）土羽工

ii）のり面保護工

iii）排水工

iv）構造物周辺の盛土

（解　説）

土構造物については、常時の安定性を確実なものにするために行われている通常の施工時に留意すべき項目がそのまま耐震上配慮すべき点となる。

i）土 羽 工

盛土のり面の土羽土は、砂・砂利などをさけ、粘性土で厚さ30～50cmに被覆し、よく締固めるものとする。

砂・砂利などからなる盛土は一般に植生によるのり面保護が困難であり、雨水などによる浸食を受けやすく、また地震時に表面部分から滑動崩落を生じやすいので、図7-3 -解1のようにのり面を粘性土で被覆することが望まれる。

ii）のり面保護工

常時にのり面の浸食や風化を生ずるようなところでは、のり面保護工を行う。この場合、現場の状況に応じた合理的な工種を選定する。

のり面保護工は本来のり面の浸食や風化を防止するためのものであり、地震時ののり面崩壊に対する効果を評価することは困難であるが、これは表面部分の全体的な崩落を抑止するのに有効である。

iii）排 水 工

盛土内に浸透水がある場合には、速かに排水がなされるようにフィルター層などの排水工を設ける。また、隣接地域から地表水が盛土に流入しないようのり肩またはのり面にそって排水路を設ける。

盛土内浸透水は盛土材料の強度の低下、盛土内の有効応力の低下を引起こし、常時および地震時の盛土の安定性をそこなうので、盛土内に水が流入しないように、また流入しても速かに排水されるように排

水路、排水工を設ける。図7-3 −解1ののり尻の切込砂利はそのような役割を果たすものであり、他の例を図7-3 −解2に示す。

iv) 構造物周辺の盛土

構造物周辺の盛土あるいは裏込部は地震時に沈下を生じやすいところであるので、良質の材料を使用し、十分な排水を考慮して入念に施工することが望まれる。

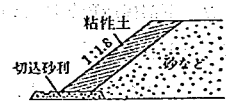


図7-3 −解1 土羽工の例

7-4 地中構造物

7-4-1 概 説

（本 文）

地中構造物の細部設計においては、細部の構造が全体の構造系に及ぼす影響を検討し、細部のみならず、構造物全体が耐震的となるよう配慮する。とくに地形、地質および構造の急変部では、地震時に構造物に大きな変位あるいは変形の発生が予測されるので、その近傍の細部設計は入念に行うことが望ましい。

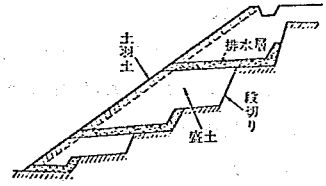


図7-3 −解2 盛土内排水工の例

（解 説）

周辺を地盤でとりかこまれた地中構造物は、地形、地質等の地盤条件が急変するような場所に設置されている場合には、地盤の不均一な振動によって過度の変形もしくは変位を生じやすく、また、事実過去の震害の記録においても、このような箇所に建設された地中構造物に被害の事例が多い。したがって、このような場所では、周辺地盤の振動特性の変化が地中構造物に及ぼす影響と効果をよく検討し、その程度に応じた適切な設計とすることが重要である。同様に、周辺の地盤に地形、地質上の急変がなくても、地中構造物の側に継手構造、分岐部などの形状や剛性の変化する部分、あるいは、地表上の構造物と接続するような部分がある場合には、こうした影響が地中構造物に与える効果を検討し、それに対して当該部分のみならず、構造物全体が耐震的となるように入念な構造もしくは機能上の配慮を加えることが望まれる。

7-4-2 継手構造

（本 文）

地中構造物に継手構造を設ける場合には、その構造形式、配置間隔等を検討し、継手部が地震時に構造上の弱点とならないように注意する。

（解 説）

地中構造物の耐震性にとって、継手の構造形式および配置間隔は重要な要素であり、これらの選定にあたっては耐震上の検討を行うことが望まれる。継手の構造形式を大別すると、構造物の断面とほぼ同等の剛性および強度を持ち、かつ、地震時の地盤の変形もしくは変位量に耐えられる剛継手構造と、地震時の変形を吸収しうるような可撓性をもたせた可撓性継手構造がある。継手構造の選定と配置間隔は、継手の剛性の度合いが地中構造物の動的特性に与える影響を勘案して設定する。なお、剛継手を用いるに当っては、継手部が構造上の弱点とならないよう注意する。

参考文献

1) 道路橋下部構造設計指針、同解説「くい基礎の設計篇」：日本道路協会、昭和51年8月

2) 道路橋下部構造設計指針、同解説「ケーソン基礎の設計篇」：日本道路協会、昭和45年3月

3) 道路橋下部構造設計指針、同解説「橋台、橋脚の設計篇、直接基礎の設計篇」：日本道路協会、昭和43年3月

4) 国土開発技術研究センター：昭和48年度耐震技術に関する研究開発報告書、耐震技術開発研究委員会、昭和49年3月

5) 国土開発技術研究センター：昭和49年度耐震技術に関する研究開発報告書、耐震技術開発研究委員会、昭和50年3月

6) 国土開発技術研究センター：昭和50年度耐震技術に関する研究開発報告書、耐震技術開発研究委員会、昭和51年3月

7) 国土開発技術研究センター：昭和51年度耐震技術に関する研究開発報告書、耐震技術開発研究委員会、昭和52年3月

8) 日本道路協会：道路橋耐震設計指針・同解説、昭和47年4月

9) 日本道路協会：のり面工と斜面安定工指針、1972、pp. 55 － 118

10) 土木学会：沈埋トンネルの耐震性に関する調査研究報告書（昭和46年度、47年度、48年度）、土木学会沈埋トンネル耐震設計研究委員会、昭和47年3月、昭和48年3月、昭和49年3月

11) 土木学会：沈埋トンネル耐震設計指針（案）、土木学会沈埋トンネル耐震設計研究委員会、昭和50年3月

12) 通商産業省、運輸省、建設省、自治省：石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準を定める告示、1973

13) 日本道路協会：石油パイプラインの地震対策に関する調査報告、日本道路協会道路土工委員会、石油パイプライン小委員会地震対策分科会、1974、3

14) 日本道路協会：石油パイプライン地震対策要綱、同解説、1973、3

第　III　編

（建　築　物　関　係）

1. 総　　論

1－1　対象の範囲

（本　文）

本編の耐震設計法は、建築物を対象とする。

1－2　耐震設計の目標

（本　文）

建築物の耐震設計の目標は、建築物の耐震安全性の照査を行い、予想される地震に対して、人命・建築物の機能・財産などの保全をはかることにある。

（解　説）

(1) 耐震設計の目標は、地震に対して構造物が安全であることである。この安全性の概念をやゝ詳細に検討してみると次のようになるであろう。

安全とは、壊れないこと、と単純に定義するならば外力より強度の方が大きければよいことになる。しかしながら、外力も強度もバラツキのあるものであることに注目するならば、絶対安全であるとか強度の方を外力よりも絶対に大きくするということは不可能であり、ある危険率を容認しなければ設計という行為も不可能となる。一方、建築物を設計し建設するという行為は、安全性に関する理論が完成したから行うのではなく、必要だから行うのであり、現在に至るまでその時代時代の人間の勘や知恵あるいは経験・学問をもとに設計や建設が行われてきている。

本設計法は、安全性の概念を理論的に整理しながら構成しようと試みたものではあるが、かなりの部分はいわゆる工学的な判断に頼っていて、理論的に体系化された段階に至っていない。簡単に安全性の概念の理論を紹介すると、その一つは、投資に対してその建築物の効用（ユーティリティ）を最大にするという総効用最大化原理であり、これは物質的なアプローチである。一方、人間的なアプローチとして人間の各種災害や病気・自然死等による死亡率がどの位であるかを基に、社会的に容認される危険率（バックグランドリスク）を想定してそれに対応して設計するという考えもある。また、何を対象に安全性を考慮するかを分析した結果、人命・建築物の単体及び集団としての機能及び財産があることが判明したが、更にこれらの対象に対する安全性は一元的に決定されるものではなく、例えば人命に対しては避難の難易、機能財産に対してはその代替性や価値を他に及ぼす影響等を考慮しながら有機的に考慮すべきものであるとの結論が得られた。

(2) 建築物の耐震安全性の目標を人命の安全、機能の保持、財産の保護（建築物を含む）に分け比較的に頻度の多い中小地震に対して、人命の安全、機能の保持、財産の保護をはかり、きわめて稀に起る大地震に対しては、人命の安全を重点に考える。

本設計法では、比較的に頻度の多い中小地震を対象として、建築物の耐震設計をすることを1次設計と称している。この場合、比較的に頻度の多い中小地震とは、建築物の耐用年数中に1、2度以上

起るような地震の強さを考えているが、建築物の耐用年数は、各種建築物の用途、規模、構造種別等で異なるため一定の年数を想定することが困難であり、またそれができたとしても対応する地震の強さを予測することが現研究段階では至難である。したがって、本設計法においては、現行の基準震度0.2に対して許容応力度設計された建築物は、いわゆる中小地震に対して被害が軽微であるという経験的事実を重視し、この震度値から逆に、比較的頻度の多い中小地震の強さを定義することにした。すなわち、本設計法でいう中小地震とは、建築物（主として低層の）に$0.2g$程度の弾性応答を生じさせるような地震のことである。このような地震時の地表の水平最大有効加速度を推定すると、おおむね80*gal*程度であろう。

きわめて稀に起る大地震の破壊力は非常に大きく、すべての建築物をこの破壊力に対して安全であるようにすることは社会経済的にきわめて困難で、ある程度の危険確率を容認しなければならない。

過去に起った大地震の中、関東大地震は東京に大被害をもたらしたものゝ一つであるが、この地震の強さを推定すると、山の手の地盤上では、おおむね　300～400*gal*程度の水平最大加速度であったのではないかと思われる。通常のRC建築物がこの程度の最大加速度をもった地震動を受け、かつ建築物が弾性応答すると仮定すると、応答加速度は$1g$程度になると考えられる。一般的な建築物では、このような大きな加速度に対して弾性設計することはきわめて不経済となるので、本設計法においては、この程度の大きな地震に対しては、人命の安全は確保するが建築物自体はある程度の被害をこうむってもやむを得ないとしている。すなわち、構造体の応答が塑性域に及ぶことを許容する一方、構造体に十分な粘りを持たせる設計にして建物の崩壊、圧壊、転倒を防止し、よって人命の安全を確保しようとするものである。

さらに、災害時に公共の目的のための機能または、財産を保持することが必要である建築物、災害時の被害によって周囲に甚大な影響を与えるおそれのある建築物、大規模で多数の人間を収容する建築物においては、特に地震時に必要な機能の保持または、財産の保護をはかるため、1－6－6にいう用途係数を考慮する場合も生じよう。

(3) 構造計画上の注意事項

ⅰ）耐震計画にあっては、設計する建築物の構造特性を十分考慮し、計算法の機械的適用に走ることを厳につゝしまなければならない。

ⅱ）建築物の設計に当っては地盤および敷地の状況を十分考慮して地震時の安全性を検討する。

ⅲ）建築物の耐震設計にあたっては、建築物の用途、規模および構造種別等に応じて、柱、はり、床、筋かい、基礎等を適切に配置することが肝要である。また、地震荷重以外に、建築物全体およびその部分に作用する自重、積載荷重、積雪、風圧、および水圧、ならびにその他の振動および衝撃に対しても安全なものとする。

ⅳ）建築物の平面及び断面形状を可能なかぎり整形にし、各構造要素をつりあいよく配置し、建築物に作用する地震荷重に対して、構造上支障となる変形、ねじれ、応力集中等を生じないようにするとともに、急激な破壊を生じないような靱性をもたせ、建築物全体の崩壊、圧壊、転倒を防止する。このため特に次の諸事項が重要である。

a. 慣用の耐震計算は、建築物の直交2方向について、それぞれ独立に地震荷重を作用させることによって行われているが、実際の地震動は、水平2方向と鉛直方向の3つの成分が合成されたものであるから、建築物の受ける荷重は前述のような単純なものではない。したがって、建物に水平捩れを生じるような構造要素の配置をできる限りさけること、建築物の隅角部に配置する構造部材の設計については水平2方向の荷重の同時作用を考慮して、応力の割増（たとえば、1方向の荷重によって発生する応力の30%増）をすること、常時および地震荷重時の柱軸力に対して、ゆとりのある断面設計を行うこと等が重要である。鉛直方向の地震入力の最大加速度は通常の場合水平方向の最大加速度の1／2程度、地震の特性によっては水平方向の最大加速度とほぼ同じ程度になるので、柱および片持ばり形式の部分については、この影響を考慮する必要があろう。

また、極端に細長い平面をもつ建築物では、地震動の大きさの平面的分布（位相差）等を考慮する必要もあろう。

b. 地震時に建築物の応答が塑性域に入ると変形が急速に増大し、建築物の自重による負の作用いわゆる$P-\Delta$効果が、建築物の崩壊を促すことがあるので、地震時の建築物の層間変位および全体変位についても十分検討する必要がある。

c. 多層建築物では隣接した上下の層の間で、質量、剛性、耐力に大きな差があると、水平力分布がその層で不連続となり、その層に大きな層せん断力が集中する場合がある。ペントハウス、屋上突出部、パラペット等については地震時に大きな応力集中が考えられるので本設計法ではこれらを局部震度として取扱っている。

d. 一般に構造物は不静定次数が多いほど応力の伝達に柔軟性があり、地震荷重に対して有利と考えられる。一方、不静定次数の少ない構造物では、一部の破壊が進行すると全体の破壊につながるような場合があるので注意を要する。

e. 耐震壁およびブレース等はきわめて有効な耐震要素であることが過去の震害の経験から判明しているが、これらの設計にあたっては、強度の他に十分な変形性能を付与するよう配慮することが肝要である。

f. 平面形状が不整形あるいはきわめて長い建物ではエキスパンジョイントを採用し、建築物を構造的に切り離すことが耐震的に有効であるが、建築物相互間の間隔が小さいと、地震時に建築物同士の衝突が生じ、過大な衝撃力が建築物の崩壊を起すこととなる。

g. 平面形状に比べて極端に背の高い建物では地震時の転倒について検討を行う必要がある。比較的に頻度の多い地震に対しては転倒モーメントによって基礎の浮き上り等を検討し、比較的に頻度の少ない大地震に対しては基礎が浮き上っても転倒はしないような考慮が必要であろう。

h. 構造体に取りつけられた天井、間仕切壁、外壁材、ガラス窓、内装仕上材等は非構造部材と言われ、地震時のこれらの破壊が人的被害につながることもあるので、その取付方法等に十分注意を要する。

v) 建築物の基礎は、敷地の地盤、地形等を考慮し、建築物に作用する地震荷重を安全に地盤に伝えるようにする。このため特に、次の諸事項が重要である。

a. 地盤の不同沈下等は、建築物の耐震性能を著しく低下させることになる。

b. 地震時の地盤の液状化は、建物の転倒を引き起すこともあり、もっとも危険な現象である。このような恐れのある場所については、十分安全な基礎形式及び工法を選定することが必要である。

c. 軟弱な地盤では、地震時に地盤の変位が大きくなる傾向があり、基礎の移動等が上部の建物に大被害をもたらすことになるので、基礎形式および上部構造の形式の決定にあたっては十分な検討が必要である。

d. 地震時の地盤と構造物の相互作用、地下室を有する建築物の耐震効果等については、現段階で研究内容を直接設計に反映させるには時期早尚の感がある。そのため、本設計法ではその効果を直接取り入れていない。

1－3　耐震設計の基本手順

（本　文）

建築物の耐震設計は原則として以下の手順によって行う。

1）1－4に示す耐震設計区分の選定

2）1次設計による建築物の部材断面およびその配置の決定ならびに安全性の照査

3）2次設計を行う耐震設計区分にあっては、2次設計による安全性の照査

なお、上記2）および3）の段階において、必要に応じて建築物の転倒ならびに変形に関する検討を行う。

（解　説）

耐震設計を始めるにあたっては、i）与えられた条件に従って最高地上高さ、軒高、階高、径間、柱、はり、小ばり、耐震壁、耐震コアなどの概略の寸法、配置等を決定し、さらにii）地盤についての調査資料、架構の変形性能、終局耐力等に関する実験研究資料の有無、類似の構造、工法についての過去の震害経験および設計者自身の経験、能力を考慮して耐震設計区分を選択する。この選択は1－4－2に定める制限の範囲内で、設計者の自主性が尊重される。

耐震設計区分および設計手順の大略を図1－3－解1にブロックチャートで示す。図中、Ⅰの設計区分は広義の震度法、Ⅱの設計区分は修正震度法、Ⅲの設計区分は動的設計法である。

本設計法は、1次設計と2次設計から成り、1次設計は弾性設計、2次設計は終局強度設計である。ただし、プレストレストコンクリート構造等においては1次設計でも終局強度設計を行う。

変形および転倒の検討は、1次設計、2次設計いずれの段階においても必要であるが、2次設計におけるそれらの検討手法は未だ確立されていないため本設計法では具体的な規定を提示していない。

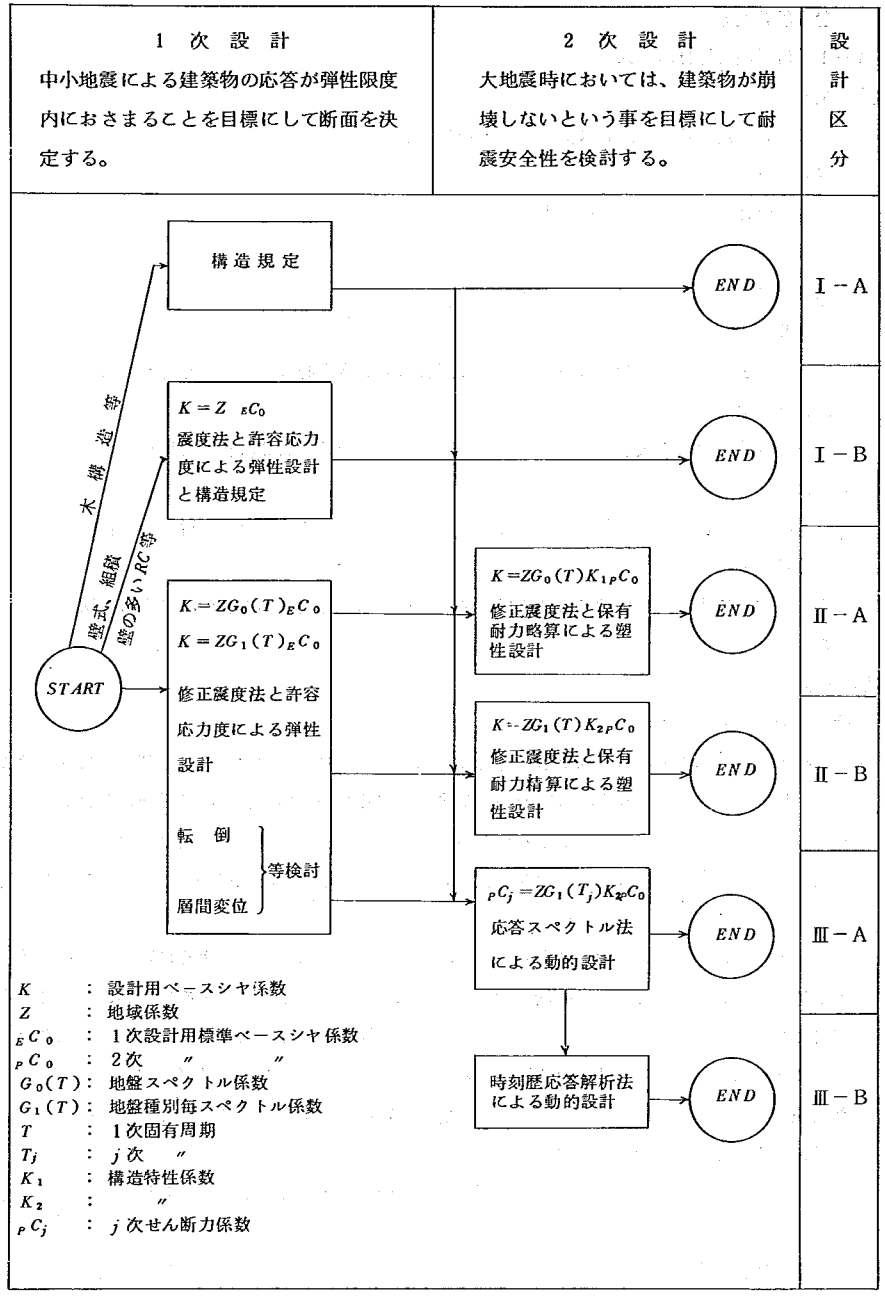


図1－3－解1　設計区分のブロックチャート

1－4　耐震設計区分

1－4－1　耐震設計区分の種類

（本　文）

本編において用いる耐震設計区分を本項各号に示す。

ⅰ）区分Ⅰ－A

構造規定による1次設計を行うもの。

ⅱ）区分Ⅰ－B

震度法ならびに構造規定による1次設計を行うもの。

ⅲ）区分Ⅱ－A

修正震度法による1次設計ならびに修正震度法による略算的な2次設計を行うもの。

ⅳ）区分Ⅱ－B

修正震度法による1次設計ならびに修正震度法による精算的な2次設計を行うもの。

ⅴ）区分Ⅲ－A

修正震度法による1次設計ならびに応答スペクトル法による2次設計を行うもの。

ⅵ）区分Ⅲ－B

修正震度法による1次設計ならびに応答スペクトル法と時刻歴応答解析法による2次設計を行うもの。

（解　説）

設計区分の概要を以下に示す。

1）設計区分Ⅰ－A：主として木構造の耐震設計に用いる。木構造の耐震設計法については6章に詳細を示しているが、その計算法は広義の震度法に属するものである。本設計区分においては1次設計において所定の構造規定を満足することが要求されるが、2次設計の必要はない。

2）設計区分Ⅰ－B：この区分は、壁式鉄筋コンクリート構造の設計に用いられるような構造規定の整備されている構造物に適用される。

この区分での計算法は震度法であり、設計法は1－5－2に示されるように現行の建築基準法の規定に対応する設計法で、ⅰ）静的な設計震度を用いて水平作用せん断力を計算し、ⅱ）この水平作用せん断力に対して柱、はり等の主要構造部材を弾性設計するものである。断面決定にあたっては、2章以降に示される構造規定を満足することが要求される。この設計区分によって設計を行った構造物の各層の終局水平せん断耐力は、構造規定を満足することによって、自動的に必要量が確保されるので2次設計は行わない。

なお、この区分の対象建築物は一般に剛性が高いので、1－6－8に示す変形制限を満たしていると考えられる。従って変形の検定を行わない。

3）設計区分Ⅱ－A：主として一般の鉄筋コンクリート構造および鋼構造等に適用される（詳細は2章以降参照の事）。

この区分での計算法は修正震度法である。耐震設計は1－5－3で示すように、ⅰ）初めに1次

設計に用いる設計震度を求め、これをもとに1次設計用の各階作用せん断力を求める。これによって各構造部材の断面設計を行い、かつ変形の検定を行う。次に1次設計で得た断面をもとにして各層の保有水平せん断耐力を略算で求め、それが2次設計用せん断力を上廻っているか否かの検定を行う。

4）設計区分Ⅱ－B：主として一般の鉄筋コンクリート造、鋼構造、鉄骨鉄筋コンクリート構造、またはプレストレストコンクリート構造に適用する（詳細は2章以降参照の事）。

計算法は設計区分Ⅱ－Aと同じであるが、1－5－4に示すように、1次設計における地盤スペクトル係数として地盤種別ごとに定義されているものを用いてもよいこと、2次設計における地盤スペクトル係数には地盤種別ごとに定義されているものを用いること、および保有耐力を何らかの手法による精算によって求めることが要求され、この点が設計区分Ⅱ－Aとは異なっている。

5）設計区分Ⅲ－A：主として高層の建築物に適用される（詳細は2章以降参照の事）。

この区分での計算法は広義の動的解析法である。1次設計は1－5－5に示すように設計区分Ⅱ－Bと同様の手法による。また2次設計はいわゆる応答スペクトル法であり、必要な振動次数までの解析を行う。ここでこの方法によって得た計算結果において各層の塑性域に達する度合いが著るしく不均一でないことを確認する必要がある。

6）設計区分Ⅲ－B：主として高層の建築物に適用する（詳細は2章以降参照の事）。

この区分の計算法は動的解析法である。この区分においては、1－5－6に示すよう1次設計は設計区分Ⅲ－Aと同様に行うが、2次設計は応答スペクトル法のほか、原則として弾塑性の振動モデルについて時刻歴応答解析を行い、安全性の照査を行う。

以上が各設計区分の概略であり、これを一覧表にしたのが表1－4－解1である。なお、設計区分Ⅰ－AおよびⅠ－B以外の設計区分においても構造規定を満足することが要求される。

表1－4－解1　各設計区分の概要

設計区分	1次設計			2次設計		
	荷重	G	安全性の照査	荷重	G	安全性の照査
Ⅰ－A	$A_1 \cdot K_0$ ($K_0=0.2$) *	－	構造規定	必要なし		
Ⅰ－B	$A_1 \cdot K_0$ ($K_0=0.2$)	－	許容応力度構造規定			
Ⅱ－A	$A_1(A_2-A_s)K_0$ ($K_0=0.2$)	$(A_2-A_s)=G_sT$	同上 $\delta i < Di(\frac{1}{200})$ $\delta_T < D_T(\frac{1}{250})$	$A_1(A_2-A_s)A_s \cdot K_2$ ($K_2=1.0$) ($A_s=K_1$)	$(A_2-A_s)=G_sT$	保有耐力略算値＞荷重
Ⅱ－B	同上	$(A_2-A_s)=G_sT$ または $(A_2-A_s)=G_iT$	同上	同上 但し $A_s=K_2$	$(A_2-A_s)=G_iT$	保有耐力精算値＞荷重
Ⅲ－A	$A_1(A_2-A_s)A_s K_0$ ($K_0=0.2$)	同上	同上	応答スペクトル法 ($K_0=1.0$) ($A_s=K_2$)	$(A_2-A_s)=G_iT$	保有耐力精算値＞荷重
Ⅲ－B	同上	同上	同上	Ⅲ－Aの2次設計と時刻歴応答解析法（入力地震波の制約）	（入力地震波の選定などに含まれる）	不安定又は崩壊

主要記号

* ：構造規定に含まれている。
A_1 ：地域係数（1.0～0.8）
A_2-A_4 ：地盤種別係数（G_0：1～4種の包絡線、G_i：1～4種別に設定）
A_s ：構造特性係数（K_1、K_2）
K_1 ：略算の場合（0.6～0.3）
K_2 ：精算 〃 （0.5～0.3）

1－4－2　耐震設計区分の選定

（本　文）

耐震設計区分は当該建築物の用途、種別、規模、類似構造物の震害経験、構造諸特性の解明の度合い、構造規定の整備状況、立地条件ならびに類似構造物に関する設計経験および予測される施工精度などを勘案して1－4－1に示すものの内から選定する。

（解　説）

設計区分の選択は、以下に示す設計区分の全般的な特徴を理解したうえ、本文に挙げた諸要素を勘案して行う。

(1)　設計手続の面からみた設計区分の特徴

各設計区分を設計手続の面からみると、Ⅰ－A→Ⅲ－Bの順に設計作業が複雑となり、かつ次第に高い設計精度が要求される。これに伴って、必然的に設計に必要な資料の量は増加し、同時により高度の設計経験あるいは知識に基づく判断が要求されることになる。これは、設計者がそれだけ多くの情報に接し、耐震性の検討を行う機会が増加するということでもある。したがって、Ⅰ－A→Ⅲ－Bの方向に行くにつれ、耐震性に関する問題点の発見の可能性は増加し、それぞれに対応策がとれることになる。

(2)　設計された建築部の耐震性という面からみた設計区分の特徴

上に述べたようにⅢ－Bに近い設計区分を選択すれば、それだけ多くの問題が発見される機会が増加し、それなりの対策をとることができる。このような設計労力の増加は、平均的には建築物の耐震性を向上させる結果につながることを期待して良いと考えられるが、このことは、形式的に特定の設計区分を選択すれば、特定のレベルの耐震性が保障されるということでは決してない。

本設計法の各設計区分において、設計労力の量に差があるのは、設計対象となる建築物の力学的性状の種類によって震害経験および研究成果の反映に多少があることに対応している。すなわち、各設計区分は、Ⅲ－B→Ⅰ－Aの順に震害経験がより豊富にあり、かつ耐震性に関する研究成果がより多く導入されてきたものを対象にしている。したがって、Ⅰ－Aに近い設計区分ほど、設計労力が少ない割には一定の耐震性が獲得され得ることになる。あるいはまた、震害経験の少ないもの、あるいは既往の耐震工学の常識からはずれたものほどⅢ－Aに近い設計区分によって設計することが必要になろう。2章以降に示された構造種別あるいは規模等に応じた設計区分の指定は、上述のような観点に基づいて妥当と考えられる適用区分の範囲の標準を試案として示したものである。

1－5　耐震設計の方法

1－5－1　区分Ⅰ－Aによる耐震設計

（本　文）

建築物を構成する部材の断面およびその配置は、別に示す構造規定に適合するよう決定する。

（解　説）

木構造については壁率によって耐震設計を行う。単位長の壁または軸組の耐力および単位面積につ

いての自重および積載荷重をあらかじめ仮定しておき、これに静的な震度（0.2～0.3）を乗じて得る単位面積あたりの水平層せん断力から所要の壁率が算定される。従って仮定した壁または軸組の耐力を得るための構造詳細も規定の対象となる。特に軸組等と基礎の接合点の構造規定は、耐震設計上重要である。

また、著るしく軟弱な地盤上の建築物に対しては適切な壁率等の割増しも必要であり、これも構造規定に含まれる。木構造の構造規定については、6章に詳述する。

1－5－2　区分Ⅰ－Bによる耐震設計

（本　文）

ⅰ）設計震度K_Hは次式による。

$$K_H = \Delta_1 \cdot K_0 \qquad (1-5-1)$$

こゝに

K_H：Ⅰ編4－3－2にいう水平震度であり、本編においては、以下$_{\varepsilon}C_{B1}$によって表わす。

Δ_1：Ⅰ編4－2－2にいう地域係数であり、本編においては、以下Zによって表わす。Zの値は1－6－1に示す。

K_0：Ⅰ編4－3－2にいう標準設計水平震度であり、本編においては、以下標準ベースシヤ係数$_{\varepsilon}C_0$によって表わす。$_{\varepsilon}C_0$の値は1－6－2に示す。

ⅱ）安全性の照査は、まず式（1－5－1）によって建築物全体のベースシヤを求め1－6－5に示す方法によって各層に作用するせん断力を求める。次にこれによって生じる応力度が1－6－11に示す許容応力度以下であること、ならびに建築物を構成する部材の断面およびその配置が、別に定める構造規定に適合することを確かめることによって行う。

（解　説）

区分Ⅰ－Bの耐震計算法は、従来の震度法に対応するものである。ただし、ここでいう設計震度とは、ベースシヤ係数を意味しており、式（1－5－1）による$_{\varepsilon}C_{B1}$および当該建築物の全重量からまずその建物に作用するベースシヤを算定する。そしてこのベースシヤを本編1－6－5に示す水平力分布形に応じて、建築物各層に分配する。断面決定にあたっては、所要の構造規定を満足するようにしなければならないが、この区分では2次設計は行わなくともよい。

構造規定をすべて満たすことができない場合は、他の設計区分により耐震設計を行うことができる。たゞし、その場合は、構造諸特性等の詳細な検討を行うことが必要である。また逆に通常の鉄筋コンクリート造でも、構造規定に適合するならば、この設計区分で耐震設計を行うこともできる。

なお、この区分の対象建築物は、一般に剛性が高いので、1－6－8に示す変形制限を満たしていると考えられる。従って変形の検定を行わない。

1－5－3　区分Ⅱ－Aによる耐震設計

（本　文）

ⅰ）1次設計に用いる設計震度Kは次式による。

$$K = \Delta_1 \cdot (\Delta_2 \cdot \Delta_4) \cdot K_0 \qquad (1-5-2)$$

こゝに

K ：Ⅰ編４－３－３にいうベースシヤ係数であり、本編においては、以下${}_EC_{B2}$によって表わす。

Δ_1 ：１－５－２にいうZをいう。

$(\Delta_2\cdot\Delta_4)$：Ⅰ編の４－３－３にいう$(\Delta_2\cdot\Delta_4)$であり、地盤特性による補正係数である。本編においては、以下地盤スペクトル係数$G_0(T)$によって表わす。$G_0(T)$の値は１－６－３,ⅲ）に示す。ただし、Tは１－６－４に示す１次固有周期推定値(秒)である。

K_0 ：１－５－２にいう${}_EC_0$をいう。

ⅱ）１次設計における安全性の照査は、

a) 式(１－５－２)によって建築物全体のベースシヤを求め、次に１－６－５に示す方法によって各層に作用するせん断力を求め、これによって生じる応力度または断面力が１－６－11に示す許容値を超えないこと。

b) a)の応力状態における当該建築物の各層の間の相対変位角 δ_i および全体の相対変位角δ_Tが次式を満足すること。

$$\left.\begin{aligned}\delta_i &< D_i\\ \delta_T &< D_T\end{aligned}\right\} \qquad (1-5-3)$$

こゝに

D_i ：１－６－８に示す各層の間の相対変位角の許容値

D_T ：１－６－８に示す全体の相対変位角の許容値

を確かめることによって行う。

ⅲ）２次設計に用いる設計震度Kは次式による。

$$K=\Delta_1\cdot(\Delta_2\cdot\Delta_4)\cdot\Delta_5\cdot K_0 \qquad (1-5-4)$$

こゝに

K ：Ⅰ編４－３－３にいうベースシヤ係数であり、本編においては、以下${}_PC_{B2}$によって表わす。

Δ_1 ：１－５－２にいうZをいう。

$(\Delta_2\cdot\Delta_4)$：１－５－３、ⅰ）の$(\Delta_2\cdot\Delta_4)$と同じ。

Δ_5 ：Ⅰ編４－３－３にいう構造特性別補正係数であり、本編においては、以下構造特性係数K_1によって表わす。K_1の値は１－６－９に示す。

K_0 ：Ⅰ編４－３－３にいう標準ベースシヤ係数であり、本編においては、以下${}_PC_0$によって表わす。${}_PC_0$の値は１－６－２に示す。

ⅳ）２次設計における安全性の照査は、式（１－５－４）によって建物全体のベースシヤを求め、１－６－５に示す方法によって各層に作用するせん断力を求め、これが１－６－10にいう各層の保有耐力の略算値を超えないことを確かめることによって行う。

１－５－４　区分Ⅱ－Ｂによる耐震設計

(本　文)

ⅰ）1次設計に用いる設計震度は区分Ⅱ－A〔1－5－3、ⅰ）〕と同じとする。ただし、式（1－5－2）において、

$$(\Delta_2 \cdot \Delta_4) = G_1(T)$$

とすることもできる。$G_1(T)$は1－6－3、ⅲ）に示す地盤スペクトル係数である。この場合、$G_1(T)$の値が$G_0(T)$に0.7を乗じた値を下まわる場合は、

$$(\Delta_2 \cdot \Delta_4) = 0.7 \cdot G_0(T)$$

とする。

ⅱ）1次設計における安全性の照査は区分Ⅱ－A〔1－5－3、ⅱ）〕と同じとする。

ⅲ）2次設計に用いる設計震度は、式（1－5－4）による。ただし、上記の式において、

$$(\Delta_2 \cdot \Delta_4) = G_1(T)$$

$$\Delta_5 = K_2$$

とする。K_2は構造特性係数であり、K_2の値は1－6－9に示す。

ⅳ）2次設計における安全性の照査は、区分Ⅱ－A〔1－5－3、ⅳ）〕に準ずる。ただし、保有耐力の値は1－6－10にいう保有耐力の精算値を用いる。

(解　説)

設計区分Ⅱ－A、Ⅱ－Bはいずれも修正震度法であるが、区分Ⅱ－Aと区分Ⅱ－Bの相違は、地盤スペクトル係数および保有層せん断力の扱いである。地盤スペクトル係数は、区分Ⅱ－Aの1次設計、2次設計とも図1－6－2の$G_0(T)$で与えられる。これに対し、区分Ⅱ－Bでは、1次設計で$G_0(T)$、$G_1(T)$のいずれによって与えてもよいことになっている。ただし、$G_1(T)$による場合は、それが$G_0(T)$に0.7を乗じた値を下廻わるときは、この値を下限値とする。ただし、区分Ⅱ－Bの2次設計は$G_1(T)$によって行われる。

2次設計における保有層せん断力は、区分Ⅱ－Aでは略算値によってよいが、区分Ⅱ－Bでは精算値によらなければならない。

区分Ⅱ－A、Ⅱ－Bとも1次および2次設計を行うが、1次設計は原則として弾性設計であり、ここでは、剛性の検定を行う意味で変形の制限を設けてある。ただし非構造部材等の変形性能に十分な保証がある場合は、この制限を上廻ってもよい。この場合、いかに非構造部材等の変形性能が秀れていても、極力大きな変形とならないようにする必要があることは当然である。

1－6－3に示した地盤スペクトル係数から明らかなように一般に2次設計では、区分Ⅱ－Aの地盤スペクトル係数は区分Ⅱ－Bのそれに比べて大きい値をとることが多い。したがって2次設計にあっては、一般に区分Ⅱ－Bの保有層せん断力は、区分Ⅱ－Aのそれに比べて幾分低減することができる。

日本建築センターでは高さ30～75mの建築物を対象とした、高層建物設計指針案をとりまとめている。この指針案は、おおむね本設計法中の設計区分Ⅱ－Bと同等であり、区分Ⅱ－Bの代りにこの設計指針案によって耐震設計を行ってもよい。

1－5－5　区分Ⅲ－Aによる耐震設計

（本　文）

ⅰ）1次設計に用いる設計震度は区分Ⅱ－B〔1－5－4、ⅰ）〕と同じとする。

ⅱ）1次設計における安全性の照査は、区分Ⅱ－A〔1－5－3、ⅱ）〕と同じとする。

ⅲ）2次設計に用いるj次固有振動のせん断力係数${}_pC_j$は次式による。ただし、${}_pC_j$の下限値は、0.1とする。

$$ {}_pC_j = Z \cdot G(T_j) \cdot K_2 \cdot {}_pC_0 \qquad (1-5-5) $$

ここに、

T_j：j次の固有周期

ⅳ）2次設計における安全性の照査は、

a）当該建築物の地震応答を支配する主要な次数の固有振動数について、式（1－5－6）による下からi番目の層のせん断力Q_iが1－6－10にいう各層の保有耐力の精算値を超えないことを確かめることによって行う。

$$ Q_i = \sqrt{\sum_{j=1}^{k} \delta_{jl} \left(\sum_{m=i}^{N} W_m \beta_j U_{m,j} \cdot {}_pC_j \right)^2} \qquad (1-5-6) $$

ここに、W_m　：m層の重量

β_j　：j次の刺激係数

$U_{m,j}$　：m層のj次の固有関数

δ_{jl}　：$j=l$の時1、$j \neq l$のとき0

k　：l中の最高次数

l　：主要な固有振動次数

j　：固有振動次数

N　：モデルの質点数

（解　説）

区分Ⅲ－Aは区分Ⅲ－Bとともに動的解析法である。1次設計は区分Ⅱ－Bの1次設計と基本的に変わらない。

ここで2次設計において得た計算、解析結果から、各層の塑性域に達する度合いが著るしく不均等でないことを確認する必要がある。これは、本来、応答スペクトル法が厳密には弾性の場合にしか適用できないのを、各層が、ほぼ同時に塑性化が進行するものとの仮定のもとに、塑性応答にまで拡張して適用しているためである。

2次設計におけるベースシャ係数${}_pC_j \geqq 0.1$の制限は、過度に低い層せん断力下での降伏によって生ずる不安定な地震応答を防止する目的のものである。

式（1－5－6）は、日本建築学会の地震荷重第1案における応答量推定式と本質的には同じもので、式（1－5－6）が応答層せん断力を与えているのに対し、地震荷重第1案では応答塑性率を与

える形になっているだけの違いである。したがって、式（1－5－6）によらず、地震荷重第1案によって耐震性の検討を行ってもさしつかえない。

以下に応答スペクトル法を適用するに際して、モデル化等に関する留意事項を述べる。

まず、どの振動次数を考慮すべきかであるが、地震応答を支配する固有振動は、必ずしも低次のものばかりであるとは限らない。特に質量分布や剛性分布が目立って不均一な場合は、往々にして局部的に高次の振動が支配的になったりする。その意味でも l の値は慎重に選ばなければならない。ただし、比較的均等な建築構造物では、$l=1$、2および3程度として通常大きな誤りはない。

本文中の式は、各固有振動の最大応答の2乗和の平方根（*Square Root of Square Sum*；*S.R.S.S*）から全体の最大応答を推定するという周知の近似表現になっているが、必ずしも常にこれが安全側の結果を与えるとは限らない。むしろやや過小評価になりがちで、最大応答の絶対値和とこの*S.R.S.S.*値の中間程度が、全体の最大応答に近いともいわれる。したがってここで計算される*S.R.S.S.*値を多少割増しして考えることも場合によっては必要である。また、*S.R.S.S.*という概念は、もともと各固有振動数の値が互いに十分離れている場合に精度よく適用できるものであり、例えば回転の振動数と並進の振動数が非常に近接しているような系に、これをそのまま使用したりすると、時に大きな誤りを招くおそれがあるので、注意しなければならない。

1－5－6　区分Ⅲ－Bによる耐震設計

（本　文）

ⅰ）1次設計に用いる設計震度は、区分Ⅱ－B〔1－5－4、ⅰ）〕と同じとする。

ⅱ）1次設計における安全性の照査は、区分Ⅱ－B〔1－5－3、ⅱ）〕と同じとする。

ⅲ）2次設計の応答スペクトル法に用いる j 次固有振動のせん断力係数 ${}_pC_j$ は式（1－5－5）による。

2次設計の時刻歴応答解析法に用いる入力地震波は、Ⅰ編の4－3－5　ⅲ）の規定に基づいて設定する。ただし、用いられる地震波による減衰定数5％の弾性応答加速度スペクトル値は、原則として〔$G_1(T)\cdot{}_pC_0$〕の値を下まわらないものとする。また、主要動部分の継続時間は、地震の規模等を考慮して適切に設定する。

ⅳ）2次設計における安全性の照査は、当該建築物が不安定または崩壊に至らないことを確かめることによって行う。

（解　説）

区分Ⅲ－Aと同様動的解析法である。ここでは、区分Ⅲ－Aの過程に加えてさらに時刻歴応答解析を行うことが要求される。時刻歴応答解析に用いる地震の減衰定数5％の弾性応答加速度スペクトルは原則として、〔$G_1(T)\cdot{}_pC_0$〕の値を下廻ってはならない。

ただし、地盤種別毎のスペクトル係数$G_1(T)$の短周期部分は設計用ということで、スペクトルのピークのレベルでフラットに与えているので、応答スペクトルそのものの形にはなっていない。これを考慮して、0.5秒以下の周期では、必らずしもこの条件を満たさなくともよい。

主要動部分の継続時間については、Ⅰ編4章を参照し適切に設定することが必要である。

この設計区分は、設計者の耐震設計方針を最大限に尊重するために、特定の耐震安全性の照査法は

示していないが、変形等に関して弾塑性解析の結果、非常に大きく塑性域に入らないように、$P-\Delta$ 効果の影響等も考慮して慎重に判断を下す必要がある。

解析に用いられる地震波の入力位置は、一般に支持地盤面とされる。例えば表層に軟弱な地盤があり、構造物は杭を介してより下層の硬い地盤に剛に支持されている場合、地震波はその支持地盤に入力として作用するものと考える。ただし、そのような中間層の特性を適切に評価して、支持地盤の地震波にある補正を施し、それを上部の地震波として作用させるということもまた可能である。

入力地震波としては、過去の強震記録または、その修正、あるいは人工的に作成された模擬地震波の中合計3波以上選択することが必要である。この選択にあたっては、建設地点の地盤状況との対応を入念に吟味することが必要となろう。

模擬地震波とは、地震動の一般的な特性を抽出し、それを解析的に表現しようという意図にもとづいて、人工的に作成されるもので、少なくとも基本的には、これを使うのが1サンプルにすぎない実測地震波を使うより合理的である。模擬地震動を作成する手法には色々あって、必ずしも確定したものがあるわけではないが、いずれにしても、現在すでにこのような考え方は相当普及しており、明らかに将来の方向でもある。

多次元成分の地震波も必要に応じて取り扱われる。例えば、捩れを伴なう振動を解析する場合は、水平2方向の地震波を同時に作用させたいし、大スパンの構造物では、上下方向入力の影響を考慮する必要があるであろう。

なお、弾塑性応答解析では、減衰定数の設定あるいは構造物の復元力特性をいかに適切に設定するかが重要であり、耐震要素の種別やその配置に応じて、最もふさわしいモデルとしなければならない。また、地盤と建物の動的相互作用の効果もできるだけとり入れて解析することが推奨される。

1－6　耐震設計に用いる各種の係数等

1－5に示す耐震設計に用いられる各種の係数等は本節に示すところによる。

1－6－1　地域係数

（本　文）

地域係数 Z の値は図1－6－1による。

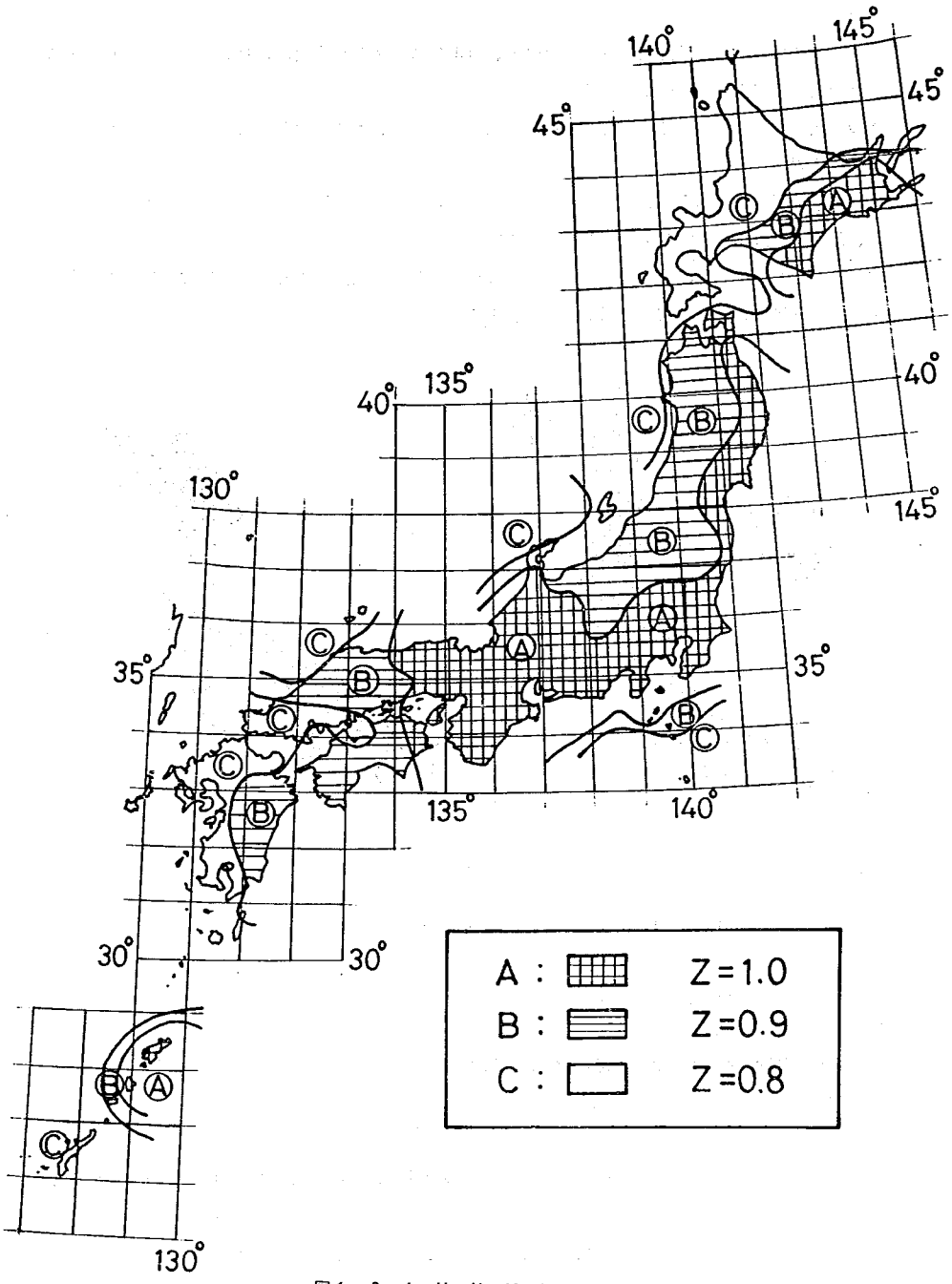


図1－6－1　地　域　係　数　（Z）

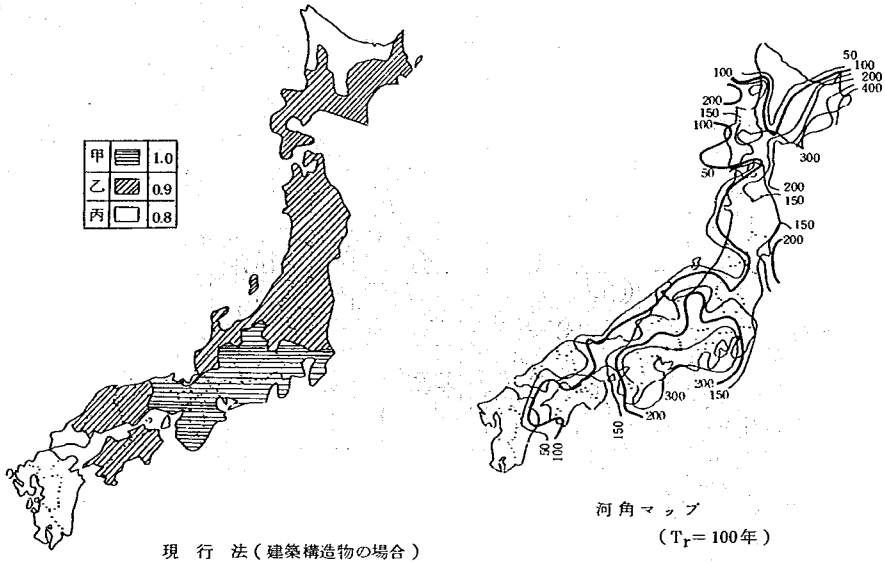
（解　説）

1－5の各号に示した設計用ベースシヤ係数、およびスペクトル係数は、原則的に図1－6－1に示した地域係数によって、低減できる。

本設計法では、I編4－2－2で示された3区分に従って、地域係数Zを1.0、0.9、0.8の3種に区分する。[1]

この数字の範囲は、例えば、アメリカで、1.0～0.19、ソ連で1.0～0.16、カナダで1.0～0.25などと、地域差を大きく設定していることと対照的である。

なお、参考までに現行法（建築基準法施行令第88条2及び4項）による地域係数および河角博士に最大加速度期待値の地域分布図を図1－6－解1に示す。



現　行　法（建築構造物の場合）

河角マップ
（T_r＝100年）

図1－6－解1　現行法による地域係数および河角マップ

1－6－2　標準ベースシヤ係数

（本　文）

1次設計用標準ベースシヤ係数$_EC_0$、および2次設計用標準ベースシヤ係数$_PC_0$の値は、それぞれ0.2および1.0とする。

（解　説）

(1)　1－1－2耐震設計の目標で述べたように、本設計法では1次設計用標準ベースシヤ係数$_EC_0$は0.2としている。

各国のベースシヤ係数を比較して、図1－6－解2に示すが、国により地震規模の相違や考え方の差異もあり、設計用地震力の違いは大きい。これらの中で、日本は最も設計用地震力が大で、ア

メリカは小さい方である。サンフェルナンド地震以後、カリフォルニヤでは、これまでの値が小さいことが認識されて一部改正が行われ、さらに目下検討が進められている。

(2) 1－1－2で述べたように、2次設計用標準ベースシヤ係数$_rC_0$は1.0としたが、この理由を少し詳細に説明すると次のようである。

関東大地震はマグニチュード7.9、震源距離は70km位と推定されるが、マグニチュード8.0、震源距離約50kmの第1種地盤の速度レスポンス・スペクトルを図1－6－解3に示す。[2] この図は減衰定数0.05として求められている。この図で最大値は65cm/secであり、これを加速度レスポンス・スペクトル値に変換すると約800cm/sec^2となる。この値は第1種地盤であるから、第2種地盤の場合はこれらの1.2[3]倍程度と考えて960cm/sec^2であり、ほぼ1g程度となる。

速度レスポンススペクトルの最大値を65～80cm/secとする根拠を我国の高層建築物の動的設計に広く使用されているエルセントロ地震（最大加速度330gal）を例にとって説明する。

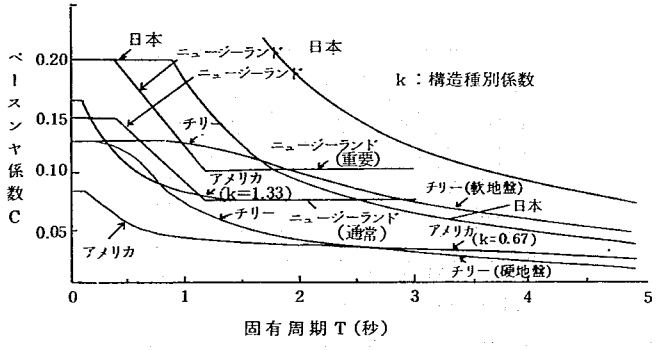


図1－6－解2　各国のベースシヤ係数の比較

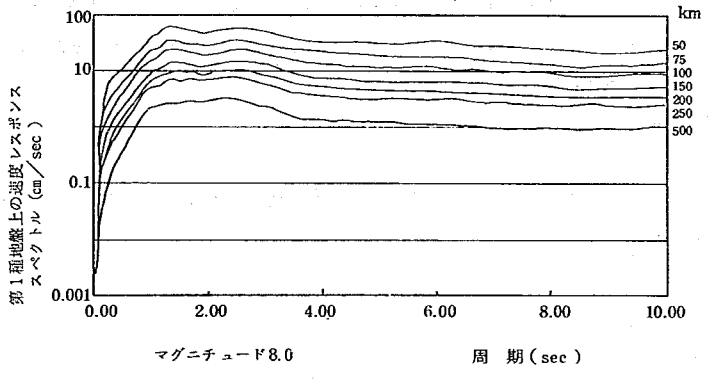


図1－6－解3　マグニチュード8.0のときの震源距離xと第1種地盤の速度レスポンススペクトル

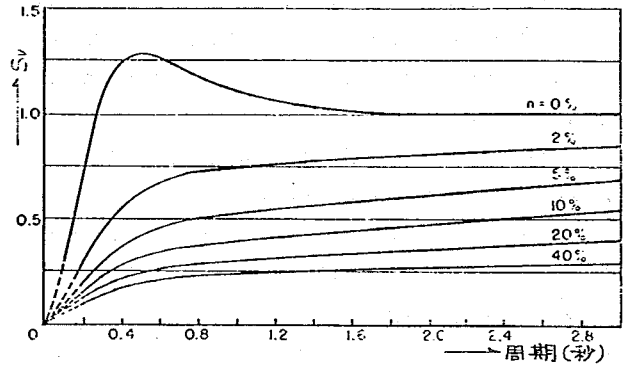


図1－6－解4　*Housner* の標準スペクトル図

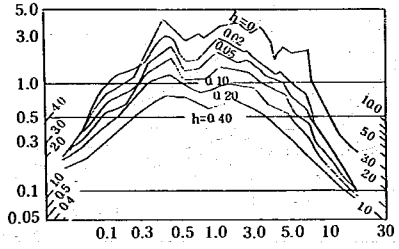


図1－6－解5　エルセントロの応答スペクトル

米国で広く採用されている *Housner* の標準スペクトル図1－6－解4[(4)]によれば、エルセントロ地震の場合の乗数2.7を乗じて*cm*単位にすると66*cm/sec* である。

一方、*Newmark* のスペクトル（図1－6－解5）[(5)]から$S_V/Y_{0\,max}$ は減衰常数を0.05として2.0弱となり、エルセントロ地震の最大速度は13.7インチ/*sec*（34.3*cm/sec*）であるから、この値を2.0倍すれば、68*cm/sec* が得られる。

1－6－3　地盤種別

（本　文）

i）Ⅰ編の4－2－3にいう工学的地震動強度の設定のために考慮すべき地盤種別は次の4種類とする。

a）第1種地盤

b）第2種地盤

c）第3種地盤

d）第4種地盤

ii）建築物の建設地点の地盤種別の判別は、Ⅰ編の4－2－3の規定に準拠し、当該建設地点の標準的な地盤面より上の地盤特性の調査結果に基づいて行う。

iii）設計に用いる地盤スペクトル係数$G_d(T)$および$G_1(T)$の値は図1－6－2による。

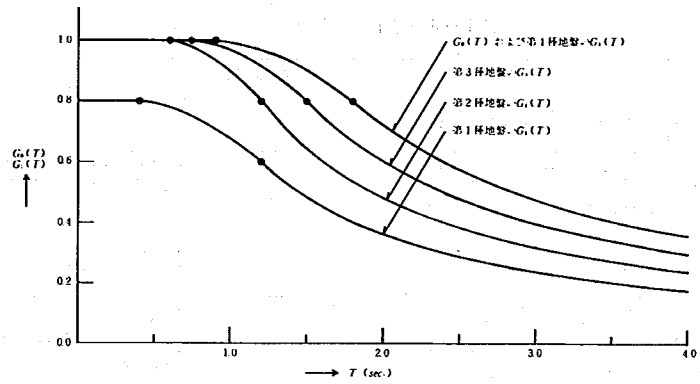


図1－6－2　地盤スペクトル係数$G_0(T)$および$G_1(T)$

（解　説）

i）建設地点の地盤の動的な特性に関する地盤の種別に関しては、震害経験等に基づいて、冲積平野に多く発達している市街地の地盤、特別に軟かい超軟弱な地盤、特別に硬い岩盤によって構成されている地盤、岩盤まではないが相当に締った地盤も含めての合計４種類の分類が行われてきた。地盤の分類は、特性をより忠実に表現するためにはなるべく細かく区別することが望ましいが、地盤の動的な特性については、まだ十分な解明が行われている訳ではないので、耐震設計に用いる地盤種別は、この例に合わせて岩盤から順次第１種～第４種まで区分することにした。

ii）地盤種別の判別は、建築基準法施行令第38条による建設省告示1074号（昭和27年７月25日）で示された条件によって行われている。これらの条件は、主に震害経験に基づいて定められたものであり、割合に容易な調査によっても判別できるように地表面にごく近い部分の土質構成に着目して定められている。一方、耐震設計においては、標準的な地盤（第３紀以前、$V_s > 800\ m/sec$ の地層を想定している）より上の地盤の地震動に対する増幅ならびに周期特性にかかわるものとして扱っている。このような割合に広い範囲の地盤に関する動的な特性が限られた表層部分だけの地盤条件だけで一義的に決定されるものではないので、告示に示されている条件を機械的に適用して地盤種別の判別を行うことは必ずしも適切な方法ではなく、むしろ当該地盤の動的な特性によって行われるべきである。

地盤種別に対応した地盤の動的な特性に関しては常時微動の測定結果を用いた解析的研究により地盤種別ごとに固有の周期特性のあることが示されており、これらの結果は、強震記録の解析結果などによってもよく対応することが確認されている[6]。

常時微動の測定と解析を適切に行うことは、必ずしも容易なことでない場合が多いことや、常時微動から得られる結果も限定された条件における動的な特性であること等、必ずしも常時微動を利用するだけで十分な条件を期待し得るものではないが、判別の条件として重視すべき事項である。

以上の考えに基づいて示したものが表1－６－解１である。なお、同表中には、参考のために、一般の地盤調査で多く見られるN値の分布パターンの特徴的な例を併記している。

表１－６－解１　地　盤　種　別

	地　盤　構　成	常時微動特性 平均周期	常時微動特性 卓越周期	N　値
第１種	地盤が当該建築物の周囲相当の範囲にわたって岩盤、硬質砂礫層その他主として第３紀以前の地層によって構成されているもの。	0.2 秒以下	0.1 秒以下	
第２種	地盤が当該建築物の周囲相当の範囲にわたって砂礫層、砂混り硬質粘土層、ローム層その他主として洪積層によって構成されているもの、または厚さが概ね５ｍ以上の砂利層若しくは砂礫層の沖積層によって構成されているもの。	0.1 ～0.45 秒	0.3 秒付近	・ＧＬ－10 ～15 ｍ で、Ｎ値が30を超える。 ・ＧＬ－25 ～30 ｍまでにＮ値が60を超える。
第３種	第１種、第２種、第４種以外の地盤	0.35～0.75秒	0.5 秒付近	・第２種、第４種の中間 ・ＧＬ－25 ～30 ｍにＮ値30を超える層があるが薄い層である。
第４種	腐植土、泥土その他これらに類するもので構成されている沖積層（盛土がある場合においてはこれを含む）でその深さが概ね30ｍ以上のもの、沼沢、泥海等を埋め立てた土地であって、ごみ、泥土その他これらに類するもので埋め立てた地盤の深さが概ね３ｍ以上であり、且つこれらで埋め立てられてから概ね30年を経過しないもの。	0.55秒以上	0.8秒付近	・ＧＬ－25 ～30 ｍにおよぶまでＮ値30を超えない。 ・ＧＬ－30 ｍまでＮ値 10 以下 ・ＧＬ－60 ｍまでかなり厚い地層がＮ値60を超えることがない。 ・Ｎ値10以下の地層が10ｍ以上の厚さに存在する。

これらの条件を実際の地盤に適用した場合に、相当程度の割合で単独の種別に判別できない場合が生じる。このような場合の判別は、当該地点の地盤の動的な特性にかかる多くの要因を総合的に判別して行うべきであり、専門家の判断が必要であろう。しかし、構造物の動的特性を考慮して、より条件のきびしい種別にまるめて判別する方向に処理することも実際的な方法である。

地中にある構造体を含めて耐震設計を行う場合、地盤種別を支持層の条件によることができるが、接する地盤との相互作用に関して十分の配慮を行う必要がある。

ⅲ）地盤スペクトル係数

ⅰ）で示す地盤種別毎に得られた数多くの強震記録のうち、主要な179 成分を選んで、減衰常数５％の場合について、平均規準化加速度応答スペクトルS_0と速度応答スペクトルS_Vを求めたものが図１－６－解６である。しかしながら、これらは中小地震による地震動の加速度の記録が主であるため、大地震による地震動の特性が対象となる設計基準には解析結果を参考にし、地盤の増幅率を考慮して、図１－６－解７に示す各種地盤の加速度応答スペクトルを求めた。

地盤スペクトル係数は２次設計用にも使用するため、剛性がある程度低下した構造物の固有周期に対応するスペクトル値も考慮して（図１－６－解８参照）、図１－６－２の地盤スペクトル係数$G_d(T)$, $G_I(T)$が提案された。

この図で、$G_I(T)$は地盤種別毎に定められたスペクトル係数であり、$G_d(T)$は上記各地盤種別毎のスペクトル係数$G_I(T)$をほぼ包絡したものである。

さらに、地盤種別の正確な判別が困難な場合もあることを考慮して、各種地盤の加速度応答スペクトルの値に大きな差をつけない方針で、一次設計用では$G_I(T)$の下限値を$G_0(T)$の 0.7 倍とした。

設計区分Ⅲ－Ｂにおいては、１次設計用のベースシヤ係数は$Z \cdot {}_{\varepsilon}C_0 \cdot G_0(T)$ または$Z \cdot {}_{\varepsilon}C_0 \cdot G_I(T)$であり、いま、$Z = 1.0$、${}_{\varepsilon}C_0 = 0.2$とすると、その値は$0.2G_0(T)$となる。この値を現在までに設計された高層建築物のベースシヤ係数と比較すると、図１－３－解９のようになる。

なお、本編で提案された地盤スペクトル係数を既往の諸提案と比較したものを図１－６－解10に示す。

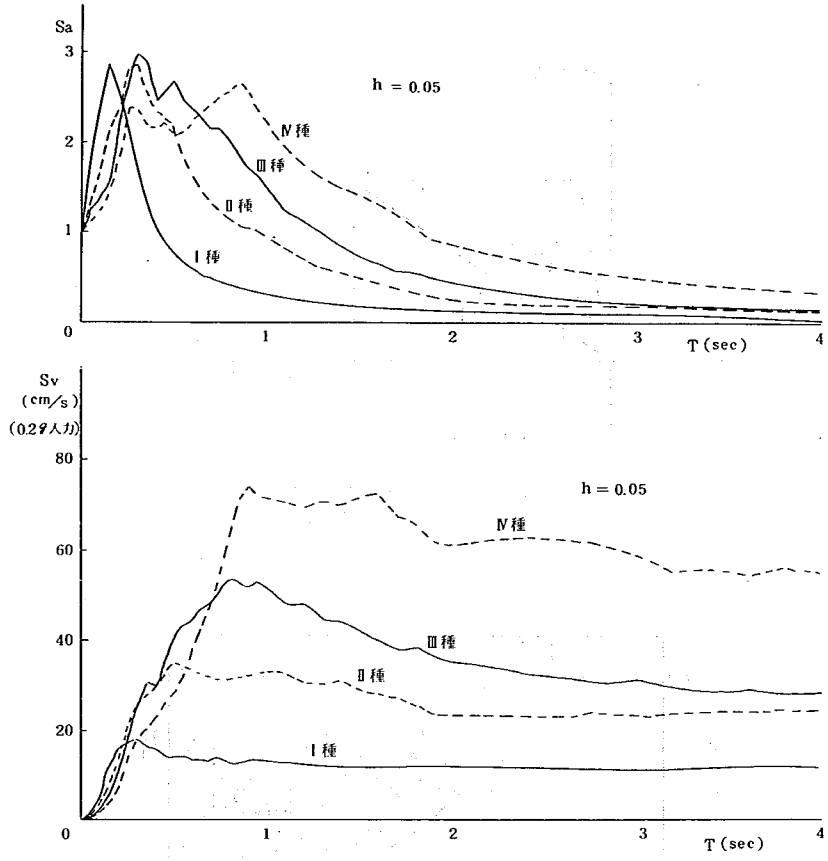


図1－6－解6　平均規準化応答スペクトル

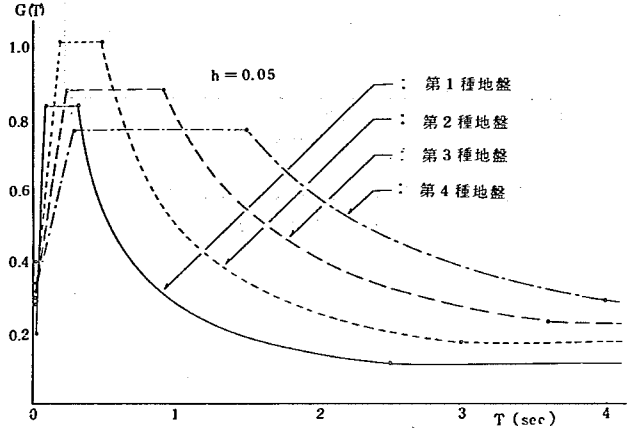


図1－6－解7　各種地盤の加速度応答スペクトル

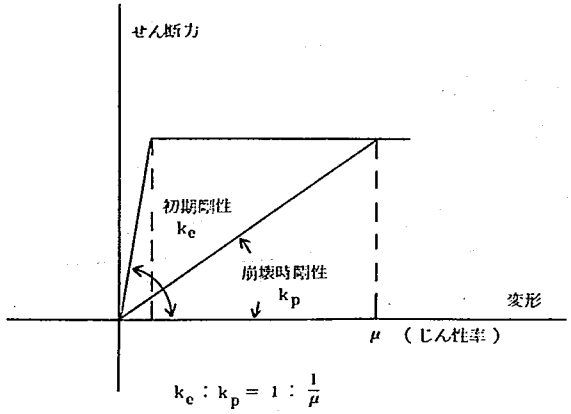


図１－６－解８　剛性の低下率とじん性率

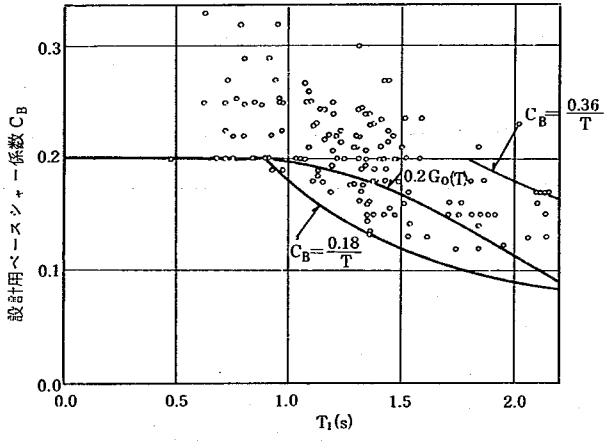
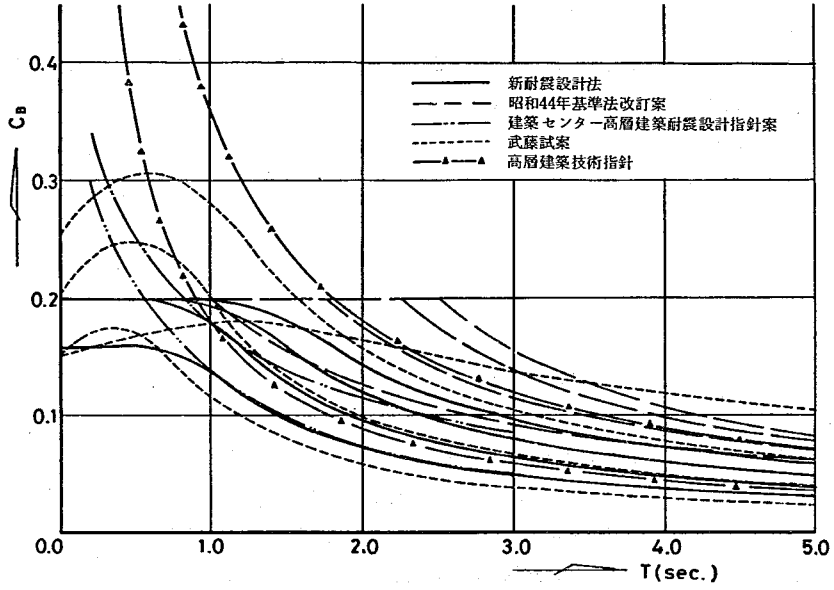
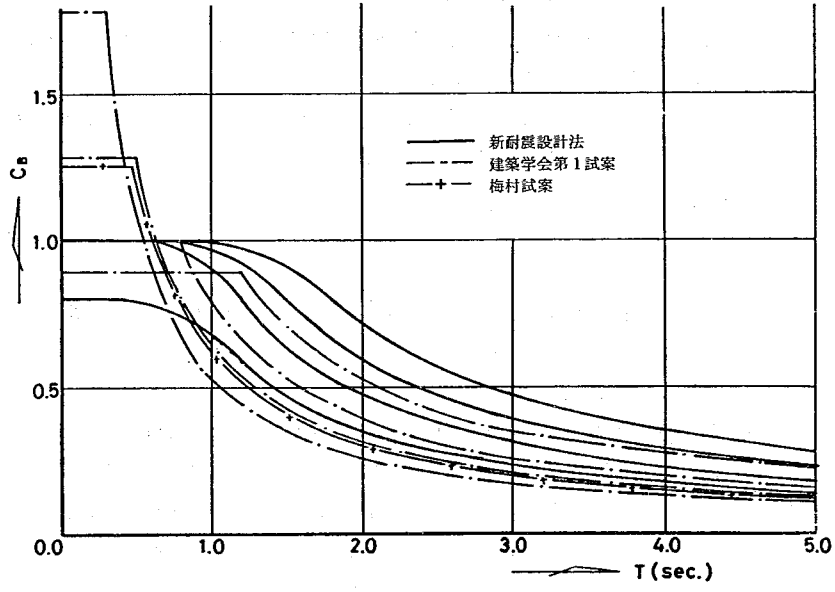


図１－６－解９　現在までに設計された高層建築物の
ベースシヤ係数との比較



a)　1次設計用地盤スペクトル係数



b)　2次設計用地盤スペクトル係数

図1－6－解10　各種地盤スペクトル係数の比較

1－6－4　1次固有周期の算定

（本　文）

ⅰ）設計区分Ⅱ－Aの1次設計、2次設計およびⅡ－Bの1次設計において用いる建築物の1次固有周期は次式によって推定することができる。

$$\left.\begin{array}{ll} \text{鋼構造建築物} & T = 0.09\,N \\ \text{上記以外の建築物} & T = 0.06\,N \end{array}\right\} \qquad (1-6-1)$$

ここに

T：1次固有周期(秒)

N：建築物の地上階数

ⅱ）設計区分Ⅱ－B（1次設計を除く）、Ⅲ－AおよびⅢ－Bにおいて用いる建築物の1次固有周期は適切な資料に基づいて推定する。

（解　説）

設計区分Ⅰを除き、1次設計を行うとき建築物の1次固有周期を算定しなければ設計震度を求めることができない。この際、一般には建築物の各部材が詳細に決定されてはいないので、何らかの方法によってその1次固有周期を推定することになる。この最も簡便な算定式の1つとして、建築物の1次固有期間T(秒)をその地上高さH(m)のみの関数として表した次式がある。

$$T = \begin{cases} 0.03\,H & \text{（鋼構造）} \\ 0.02\,H & \text{（鋼構造以外の構造および異種が混合している構造）} \end{cases}$$

ここで1次固有周期を階数の関数とした方がより便利であろうと考え、建築物の階高をおよそ3メートルとして上式に代入し本文の式が得られた。

また、米国の*Uniform building code*には、建築物の高さH(フィート)と力の方向の長さD（フィート）あるいは建築物の階数Nによって、1次固有周期T(秒)を算出する次式が示されている。

$$T = \begin{cases} \dfrac{0.05H}{\sqrt{D}} & \text{（一般の構造）} \\ 0.10\,N & \text{（純ラーメン構造）} \end{cases} \qquad (1-6-\text{解}1)$$

一方、我国において高層建築物として審査会で審議された126の建築物の1次固有周期T(秒)と階数Nの関係は、おおむね次のようである。

$$T = \begin{cases} (0.07 \sim 0.13)\,N & \text{（鋼構造）} \\ (0.04 \sim 0.10)\,N & \text{（鋼構造以外の構造および異種が混合している構造）} \end{cases} \qquad (1-6-\text{解}2)$$

このように、単純な周期の算定式には非常に大きな変動があって、これによって正確な値を求めることは大変むずかしいので、1次設計に用いる1次固有周期は、設計用震度が安全側の大きな値となるように、小さめの値とすることが望ましい。また、場合によっては建築物の各部材が設定された後で、それに基づいて詳細に周期を算定し、最初の推定値と比較し、必要に応じて設計用震度を修正することもよいであろう。

異種構造の組合せによる建築物においては、設計用震度が安全側の大きな値となるように、周期が

小さく算出される方の略算式（たとえば式（1－6－1）の$T=0.06N$）を用いるか、あるいは各層の重量と剛性を正確に求めて周期を算定する。

厳密な解析をしなくとも、各部材が設定された後には次式を用いると前の式などと比較して精度の良い値が得られるので設計区分Ⅱ－Bの2次設計やⅢ－A、Ⅲ－Bの1次設計にも用いてよいであろう。(7)

$$T=\frac{0.11N}{(\sqrt{K_i/W_i})mean} \qquad (1-6-解3)$$

ここで

T　：建築物の1次固有周期（秒）

N　：建築物の最高階数

K_i　：i層のバネ定数（t/cm）

W_i　：i層の重量（t）

$mean$：全層にわたる平均

なお、設計区分Ⅲ－A、Ⅲ－Bの2次設計の場合には、適切にモデル化された振動系についての固有値を求め、固有周期を求める必要がある。

また、地盤と建築物の動的相互作用を適切に評価できる場合は、その効果を考慮しても良いであろう。

1－6－5　水平力分布

（本　文）

i）建築物に作用する水平力は、以下に示す分布水平力および頂部集中水平力とする。

分布水平力　F_i　は次式により算出する。

$$F_i=K_i W_i \qquad (1-6-2)$$

ただし

$$K_i=\{1+\ell\ (\xi_{i+1}^2+\xi_{i+1}\xi_i+\xi_i^2-1)\}\ L\cdot Q/W \qquad (1-6-3)$$

$$\ell=1-\frac{2}{1+N} \qquad (1-6-4)$$

$$L=0.5+\frac{1}{0.1(N-1)+2} \qquad (1-6-5)$$

頂部集中水平力　F_c　は次式により算出する。

$$F_c=(1-L)\ Q=K_c\cdot W_N \qquad (1-6-6)$$

ただし

$$K_c=\frac{W}{W_N}\cdot(1-L)\cdot Q/W \qquad (1-6-7)$$

ここに

F_i：当該建築物i層に作用する分布水平力

F_c：当該建築物頂部に作用する集中水平力

K_i：当該建築物 i 層の分布水平力用震度

K_c：当該建築物頂部の集中水平力用震度

W_i：当該建築物 i 層の重量

N：当該建築物の層数

ξ_i：当該建築物 i 層の無次元高さ $= \begin{cases} \sum_{j=1}^{i-1} W_j / W, & i \neq 1 \\ 0, & i = 1 \end{cases}$

W：当該建築物の全重量 $= \sum_{j=1}^{N} W_j$

Q：当該建築物に作用する全水平力

ii）建築物の付属部分に作用する局部弾性設計用水平力は次式により算出する。

$$F_P = C_P \cdot W_P \qquad (1-6-8)$$

ここに

F_P：当該付属部分に作用する水平力

C_P：建築物の付属部分の局部設計用震度で表 1－6－1 による。

W_P：当該付属部分の重量

表1－6－1　局部設計用震度

建物の各種付属部分	局　部　震　度
塔屋、屋上水槽、広告塔	水平震度　0.6
屋上から突出する煙突	〃　1.0
パラペットおよび屋外装飾物	〃　1.0
片持支持の帳壁	〃　1.0
上記以外の帳壁、外装	〃　0.5
片持ばり、片持スラブ	上下震度　1.0

（解　説）

(1)　建築物の各層に作用する水平力分布

式（1－6－2），（1－6－3）および式（1－6－6）は層せん断力 Q_i の分布関数を

$$Q_i = \{(1-\xi_i)\{1+\ell\,\xi_i(1+\xi_i)\}L + 1 - L\}Q \qquad (1-6-解4)$$

と設定し

$$F_i = Q_i - Q_{i+1} \qquad (1-6-解5)$$

として導いたものである。従って、各層の層せん断力を必要とする場合は、直接式（1－6－解4）から求めることもできる。

式（1－6－3）は形の上で次のように表現することもできる。

$$K_i = \left\{1+\ell\left(\frac{\xi_{i+1}^3-\xi_i^3}{\xi_{i+1}-\xi_i}-1\right)\right\}L \cdot Q/W \qquad (1-6-解6)$$

重量W_iが各層一定でW/Nの場合につき、水平震度K_iの分布を図示すると図1－6－解11となる。

また式（1－6－解4）の層せん断力Q_iを図1－6－解12に示す。層せん断力Q_iは単にiおよびL（すなわち層数N）とξ_iの関数で与えられるので、各層の重量W_iが不均等であるなしにかかわらず、一義的に定まる。

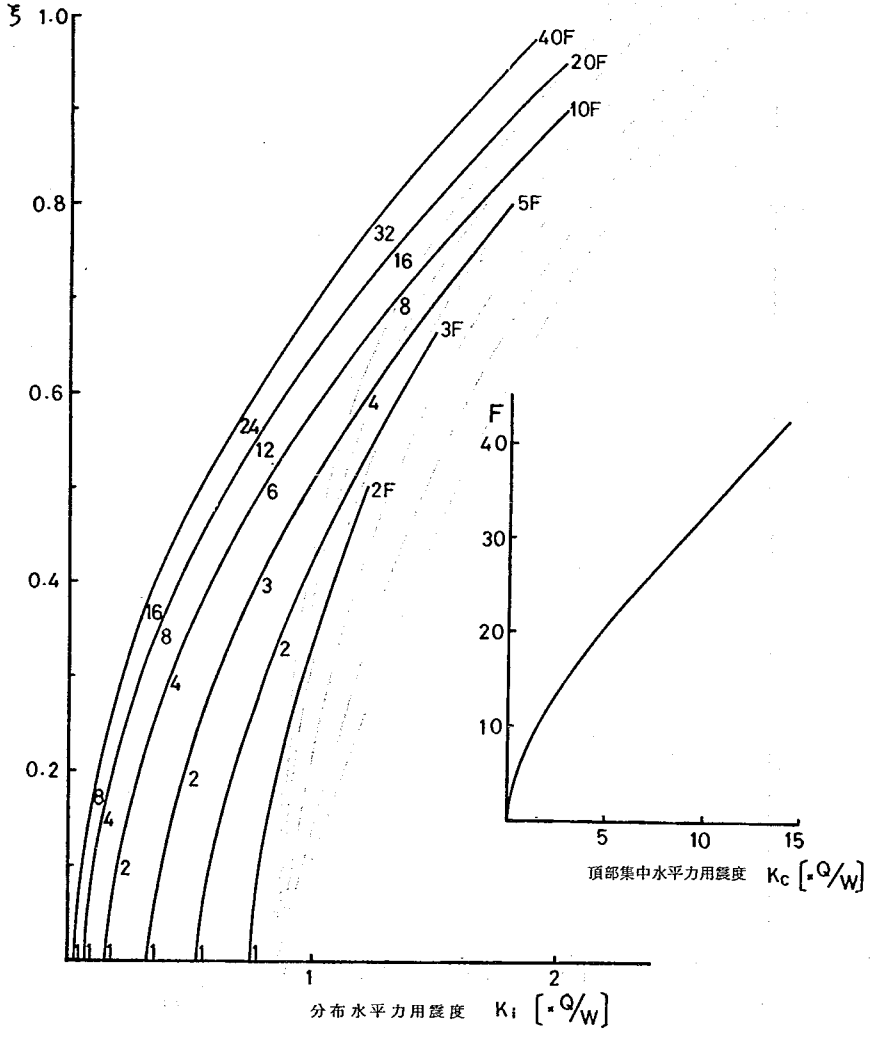


図1－6－解11　本設計法における水平震度の分布

また層せん断力係数は下式で与えられる。

$$q_i = \left[\{1 + \iota \xi_i \ (1+\xi_i)\}L + \frac{1-L}{1-\xi_i}\right]Q \,/\, W \qquad (1-6-\text{解}7)$$

これを図1－6－解13に示す。

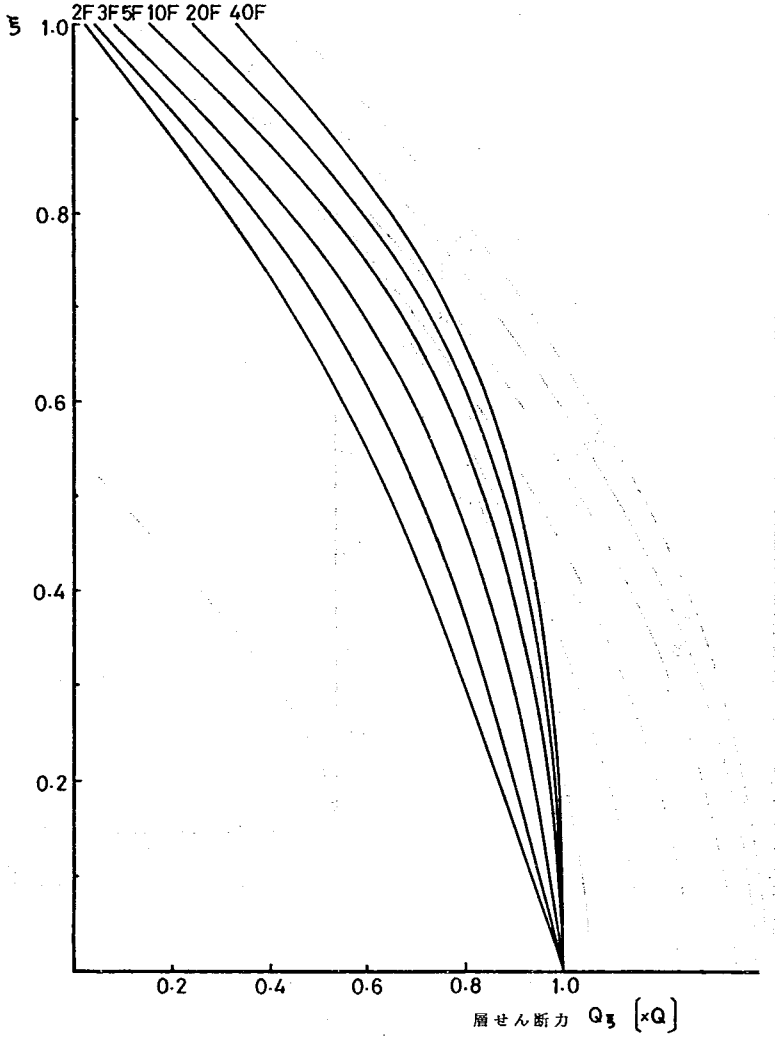


図1－6－解12　本設計法における層せん断力の分布

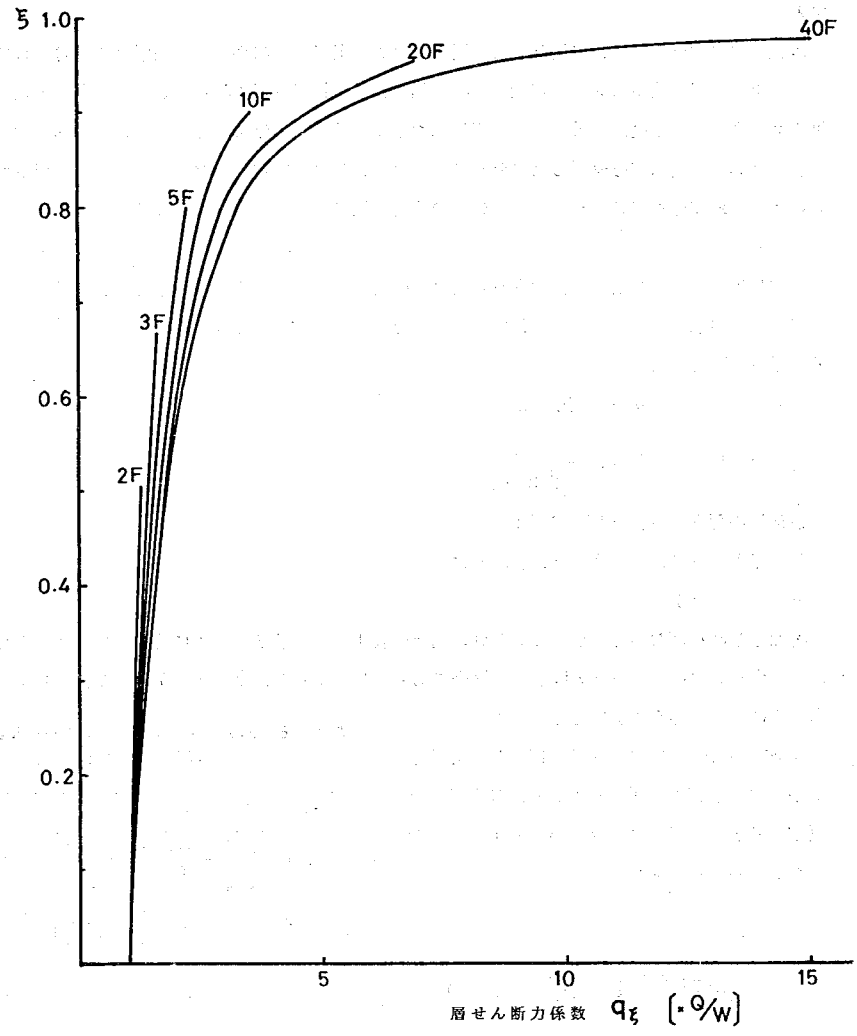


図1－6－解13　本設計法における層せん断力係数の分布

以上の水平力分布は建築物の地上部分を対象としている。地下部分については、地上部分１，２階の震度を用いて外挿法により求める。ただし、その値は、地上部分１階の震度の1/2を下限値とする。

本文の水平力分布形は、建築基準法、同施行令改訂案（昭和44年）、建築学会で検討されている地震荷重第２案、建築センターにおける高層建物設計指針案（昭和51年）、建築学会での地震荷重第１案の算例による検討結果（昭和52年）における層せん断力分布形を参照し、かつ構造物の地震応答特性の一般的傾向を検討した研究結果、並びに、これまで建築センターにおいて審査された高層建築物の地震応答時の層せん断力の分布の検討結果に基づいて定めた。ここに上記三案の概要を紹介する。

昭和44年の建築基準法、同施行令改訂案は、弾性設計用水平力を、長方形分布、逆三角形分布そして頂部集中水平力によって表現している。各分布は建築物高さをH（m）、高さ x（m）における重量を W_x として、

長方形荷重　〔$\bar{\alpha}$ ・W_x〕Q/W

逆三角形荷重　〔$\bar{\beta}$ ・$W_x \dfrac{W \cdot x}{\sum_{x=0}^{H} W_x \cdot x}$〕$Q/W$

頂部集中荷重　〔$\bar{\gamma}$ ・W〕Q/W

として与えられている。係数$\bar{\alpha}$、$\bar{\beta}$、$\bar{\gamma}$は、

$$\bar{\alpha}+\bar{\beta}+\bar{\gamma}=1$$

を満たさなければならないが、それぞれの割合を表１－６－解２のように建物周期によって与えている。但し、建物周期が0.3秒以下の場合にあっては、$\bar{\alpha}=1$、$\bar{\beta}=\bar{\gamma}=0$として、即ち長方形分布のみによって与えてよいとしている。

表１－６－解２　建築基準法、同施行令改訂案における係数$\bar{\alpha}$、$\bar{\beta}$、$\bar{\gamma}$

建物周期T	$\bar{\alpha}$	$\bar{\beta}$	$\bar{\gamma}$
２秒未満	$\dfrac{2-T}{2}$	$\dfrac{T}{2}$	0
２秒以上	0	$\dfrac{12-T}{10}$	$\dfrac{T-2}{10}$

建築物各層の重量が一定で、W/N，建築物周期Tは層数Nとの間に$T=0.1N$なる関係を仮定すると、上記水平力分布から層せん断力${}_KQ_i$が求められる。すなわち、

$$ {}_KQ_i=\left[\frac{N-i+1}{N}\bar{\alpha}+\frac{\sum_{j=i}^{N}\bar{h}_j}{\sum_{j=1}^{N}\bar{h}_j}\bar{\beta}+\bar{\gamma}\right]Q \qquad (1-6-解8)$$

但し、$\bar{h}_j$：建築物の全高さHに対する層の高さH_jの比$=H_j/H$

建築学会第２案では、中層から建築物高さ75m程度までを対象とし、この範囲で建築物各層の塑性率がほぼ一様になるような層せん断力分布${}_CQ_i$として式（１－６－解９）、（１－６－解10）を提案している。

$$ {}_CQ_i=(1-\xi_i)\cdot C(\xi_i)\cdot W \qquad (1-6-解9)$$

但し、

$$C(\xi_i)=[\,2.50-2.70(1-\xi_i)+1.20(1-\xi_i)^2]\,Q/W \qquad (1-6-解10)$$

ここに、

$$\xi_i=\sum_{j=1}^{i-1}W_j/\sum_{j=1}^{N}W_j$$

この式には建築物層数、あるいは周期等の要素が含まれておらず、中層～75mの範囲でその分布は変化しないとしているが、低層については尚考慮の余地があるとしている。

建築センターにおける高層建物設計指針案は、弾性設計用の各階震度を

頂部集中水平力の震度　　0.5

頂部以外の一般階震度　　$0.25\ (1-\frac{h}{75})$

h ：建物頂部から当該部分まで測った長さ（m）

として、また保有耐力検討用には、これをさらに1.5倍したものを用いることにしている。建築物各層の重量を一定値W/N、階高を3.6mと仮定した場合、上記の弾性用水平力分布を層せん断力${}_cQ_i$で表現すれば、

$${}_cQ_i=[\,0.5+0.25(N-i)-0.012N(N-i)+0.006\{N(N-1)-i\ (i-1)\}]\cdot W/N \qquad (1-6-解11)$$

となる。ベースシヤ係数${}_cq_1$は

$${}_cq_1=\frac{1}{N}[\,0.5+0.25(N-1)-0.006N(N-1)] \qquad (1-6-解12)$$

であり、

5層の場合　　${}_cq_1=0.276$

10層の場合　　${}_cq_1=0.221$

20層の場合　　${}_cq_1=0.149$

である。

この指針案は、外見上荷重が震度で与えられており、建築物高さ、層数、あるいは周期の要素等が含まれていないようにみえるが、実際には各階震度を与える式でhを建築物頂部から下方へ測った長さとしていることによって、式（1－6－解11）に示されるように、陰にこれ等の要素を考慮したものとなっている。

以上三案の層せん断力分布を図1－6－解14に比較する。

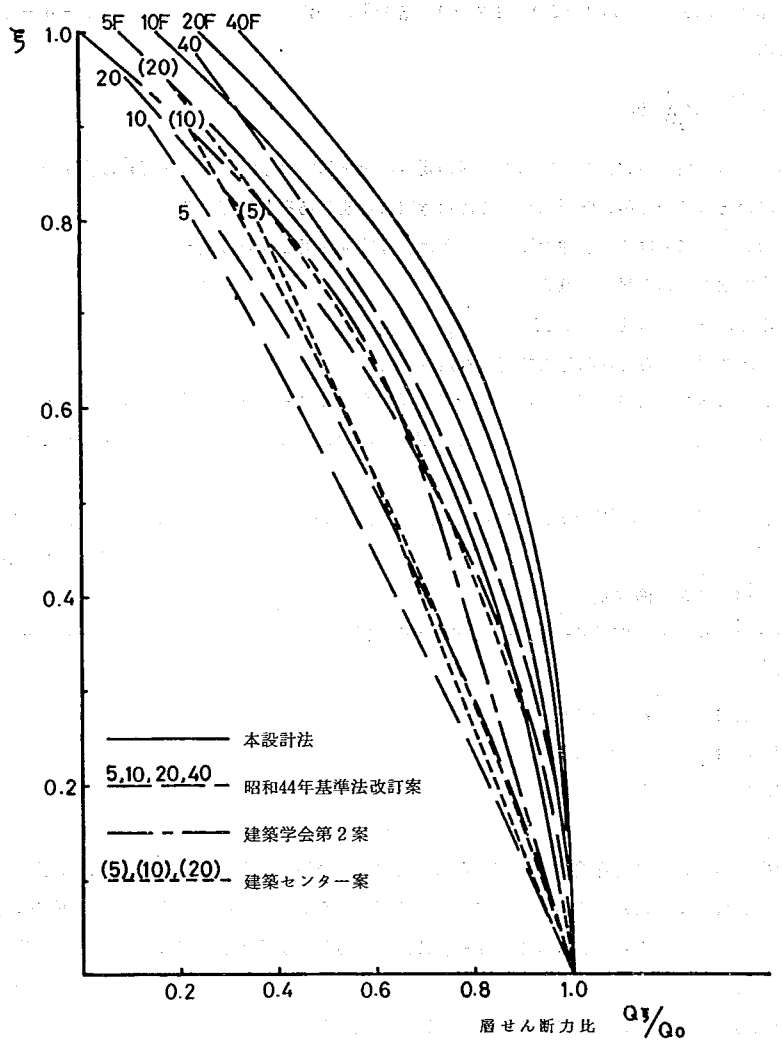


図1－6－解14　諸案の層せん断力分布

ところで、建築物の弾性地震応答性状に及ぼす各要因の影響に関するパラメトリックな研究結果として、およそ以下の事項が報告されている。[8)-10)]

i）せん断力分布は、周期1～5秒で周期、外乱の如何によらず殆んど変わらない。

ii）重量分布の変動による影響は、比較的少ない。

iii）層数の影響はあまりない。

iv）減衰定数が小さいと、当然応答量が増大するが、$h=1$～10%の範囲で、影響の大きい頂部でも、2割程度となっている。

v）$Bi-linear$ モデルで、第2分枝剛性の第1分枝剛性に対する比率K_2/K_1の変動の影響はあまりない。

結局、せん断力分布でみた場合、各要因の変動による影響は比較的少ないとみてよいことを示唆しているわけであるが、1秒以下の低、中層については対象外であるので、低層から高層までを一括して考える場合には、紹介した諸案にみられるように、少なくとも、建築物層数あるいは周期を取り込んだものとするのが妥当ということになる。

本設計法では、建築物層数Nが増すと、図1－6－解11に示されるように、トップ・ヘヴィーの水平力分布となる。水平力分布は式（1－6－4），（1－6－5）に示される係数lおよびLを層数Nとどう結びつけるかによって変化するが、ここでは、これまで建築センターにおいて審査された高層建築物の地震応答の層せん断力分布を調査し、前記諸案の層せん断力係数の分布形等を勘案して定めた。以下に建築センターで審査された高層建築物の地震応答の層せん断力分布に関する調査結果をとりまとめる。

調査対象建築物数は、審査番号$H103$～$H256$のうち37例である。それぞれX、Y、2方向があり、かつそれらについて、いくつかの強震記録を入力しているので、総データ数としてはこの何倍かになる。建築物は、構造別、階数別に以下の分類で整理した。

・構造種別

$S1$　鉄骨造純ラーメン

$S2$　鉄骨造で耐震壁あるいはブレース入りのもの

$S3$　鉄骨鉄筋コンクリート造純ラーメン

$S4$　鉄骨鉄筋コンクリート造で耐震壁あるいはブレース入りのもの

但し、柱SRC、梁Sと混合タイプのものは一応SRCに分類

尚、低層階がSRC、標準階Sの場合はSに分類

・階数種別（地上階）

$N1$　～15階

$N2$　16～25階

$N3$　26～35階

層せん断力は、縦軸を建物高さそのものにはとらず、重量比で無次元化された $\xi_i(=\sum_{j=1}^{i-1} W_j/\sum_{j=1}^{N} W_j)$ にとって整理した。

使用されている地震波、入力加速度レベルの分布およびベースシヤ係数値について、表1－6－解3～5にその概略を記す。

表1－6－解3　地震波の使用頻度（%）

地震波名	弾性	弾塑性
El Centro NS	100	79
Taft EW	88	81
Tokyo 101 NS	54	21
Osaka 205 EW	20	17
Sendai 501 NS	27	4

表1－6－解4　入力加速度の使用頻度（%）

入力加速度	弾性	弾塑性
100 *gal*	19	－
200	44	－
250	20	－
300	5	16
350	－	14
400	－	39
450	－	14

表1－6－解5　ベースシヤ係数の平均

階数種別 / 構造種別	*N* 1		*N* 2		*N* 3	
	弾性	弾塑性	弾性	弾塑性	弾性	弾塑性
S 1	0.129	0.261	0.090	0.216	－	－
S 2	0.109	0.245	0.106	0.180	0.108	0.203
S 3	0.112	0.236	－	－	－	－
S 4	0.151	0.290	0.086	0.204	－	－

各構造別、階数別毎に、層せん断力Q_iを1層の層せん断力Q_0で基準化し、その平均$\bar{Q}$、平均＋標準偏差（$\bar{Q}+\sigma_Q$）、最大値$Qmax$を求めた。各種目毎に弾性時と弾塑性時の最大値$Qmax$を比較すると、弾性時に中間層あるいは上層で層せん断力が下層より大きくなるような場合も、その弾塑性応答については、この凸の部分がみられなくなるという一般的傾向が認められる。最大値$Qmax$は各種目毎でも不規則な分布になっており、ばらつきが大きいが、平均$\bar{Q}$、標準偏差（$\bar{Q}+\sigma_Q$）については各々構造種別、階数別で顕著な特徴がみられないので、図1－6－解15には弾性の場合を、図1－6－解16には弾塑性の場合を、$\bar{Q}$、$\bar{Q}+\sigma_Q$、$Qmax$毎に重ねて描いてみた。$Qmax$の場合を除いて、各々一定の分布状態にあるとみてよいであろう。さらに弾性の場合と弾塑性の場合を比べると$\bar{Q}$、$\bar{Q}+\sigma_Q$に関してはそれぞれ殆んど同じ分布をしているとみることができる。

設計用の分布ということを考慮して、平均値$\bar{Q}$だけでなく、$\bar{Q}+\sigma_Q$の分布も以後の検討の対象とすることとする。水平力分布として考えた場合、$\bar{Q}$の分布に比べ、$\bar{Q}+\sigma_Q$の分布はよりトップヘヴィーのすなわち、安全側の分布形を与える。平均値$\bar{Q}$に標準偏差σ_Qを加算したものを考えた場合、平均を上廻る場合を相当カバーするが、全てを、すなわち$Qmax$までをカバーするわけではない。本検討結果によれば、$S1\cdot N1$、$S1\cdot N2$、$S2\cdot N1$、$S2\cdot N3$、$S3\cdot N1$、$S4\cdot N2$の組み合わせの場合には、$\bar{Q}+\sigma_Q$はほぼ$Qmax$近くまでをカバーしているが、$S2\cdot N2$及び$S4\cdot N2$については標準偏差σ_Qの2～3倍を加算する必要がある。また以上の結果は、ほんの限定された資料に基

づいたものであるが、全ての建築物までを対象とし、全てに安全なような分布を考えれば際限がない話で、それこそベースシヤを100％建物の頂部に集中荷重として与えることにもなり兼ねない。以上の理由から、工学的判断として、$\bar{Q}$の分布に加え、$\bar{Q}+\sigma_0$の分布を本設計法における設計用水平力分布設定の為の資料とすることにした。

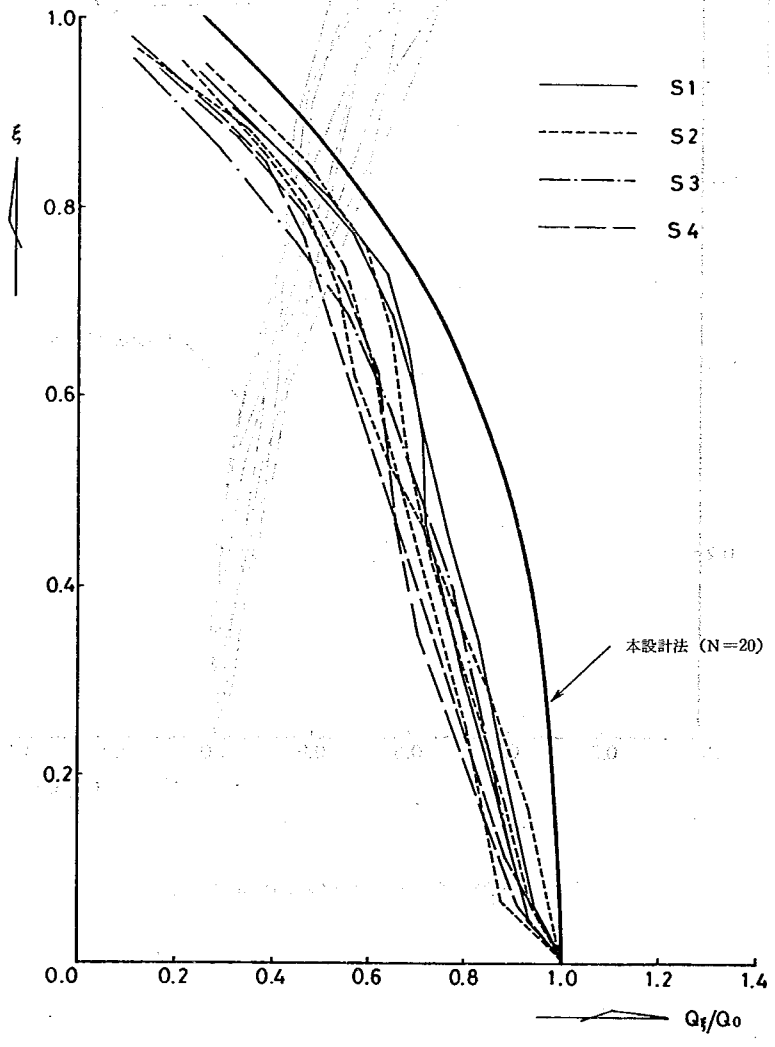


図1－6－解15 (A)　弾性層せん断力$\bar{Q}$の分布

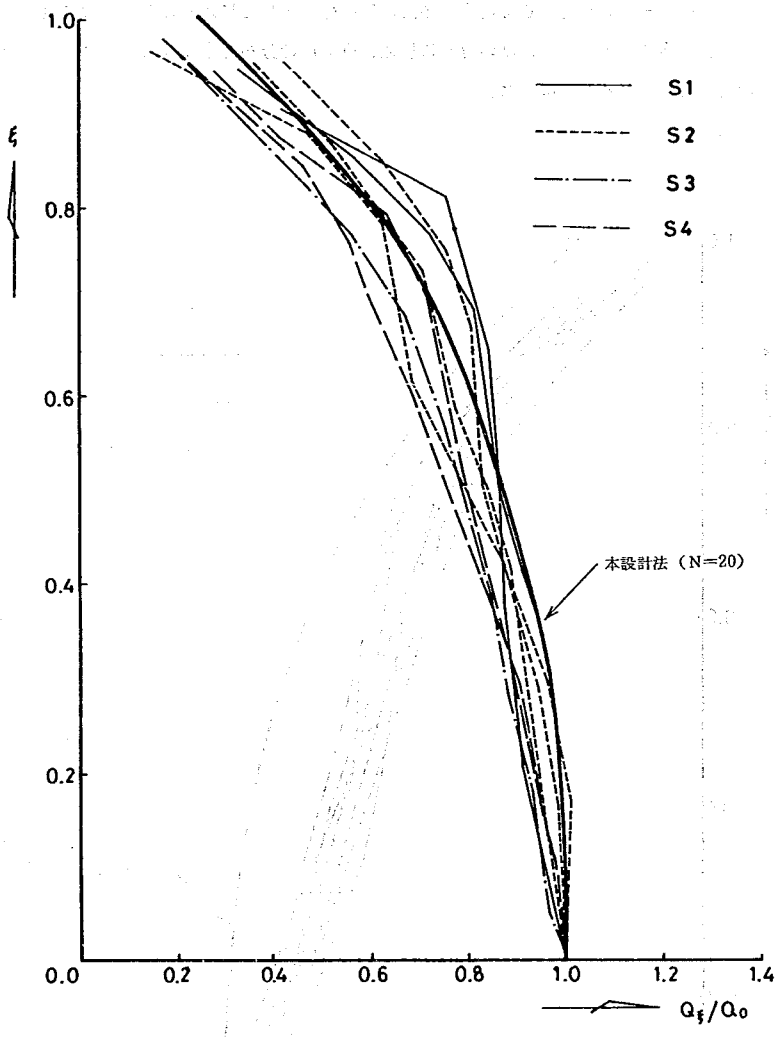


図１－６－解15 (B)　弾性層せん断力$\bar{Q}+\sigma_Q$の分布

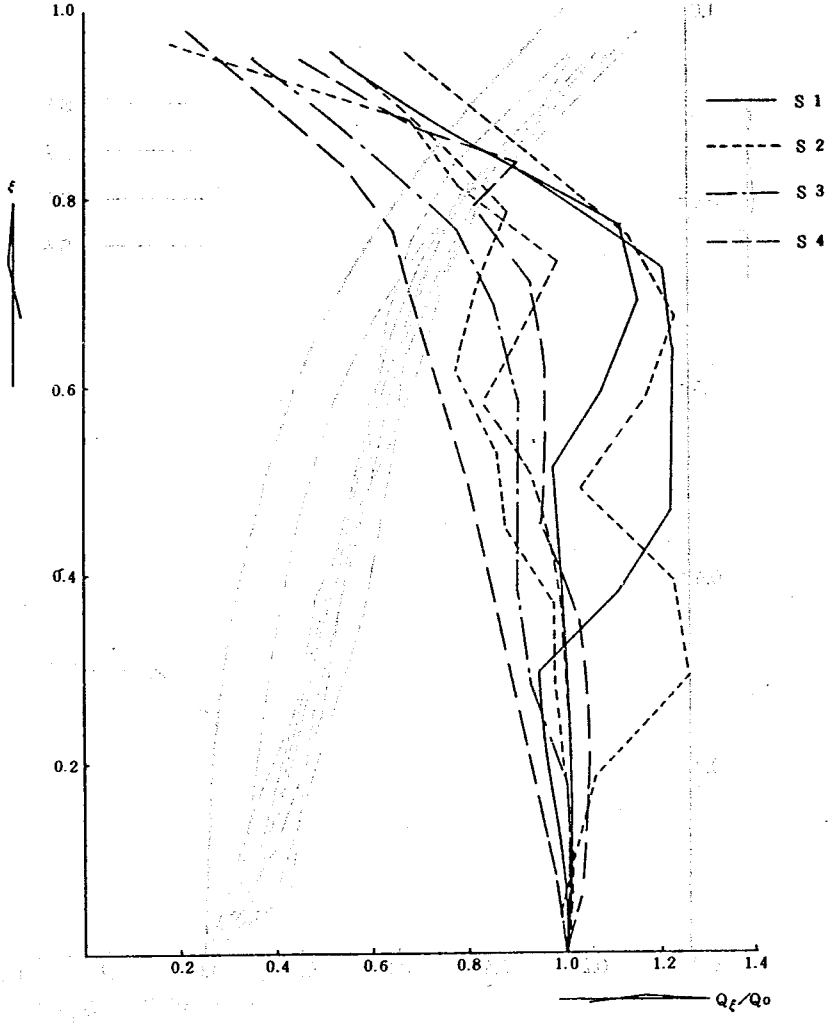


図1－6－解15 (C)　弾性層せん断力Q_{max}の分布

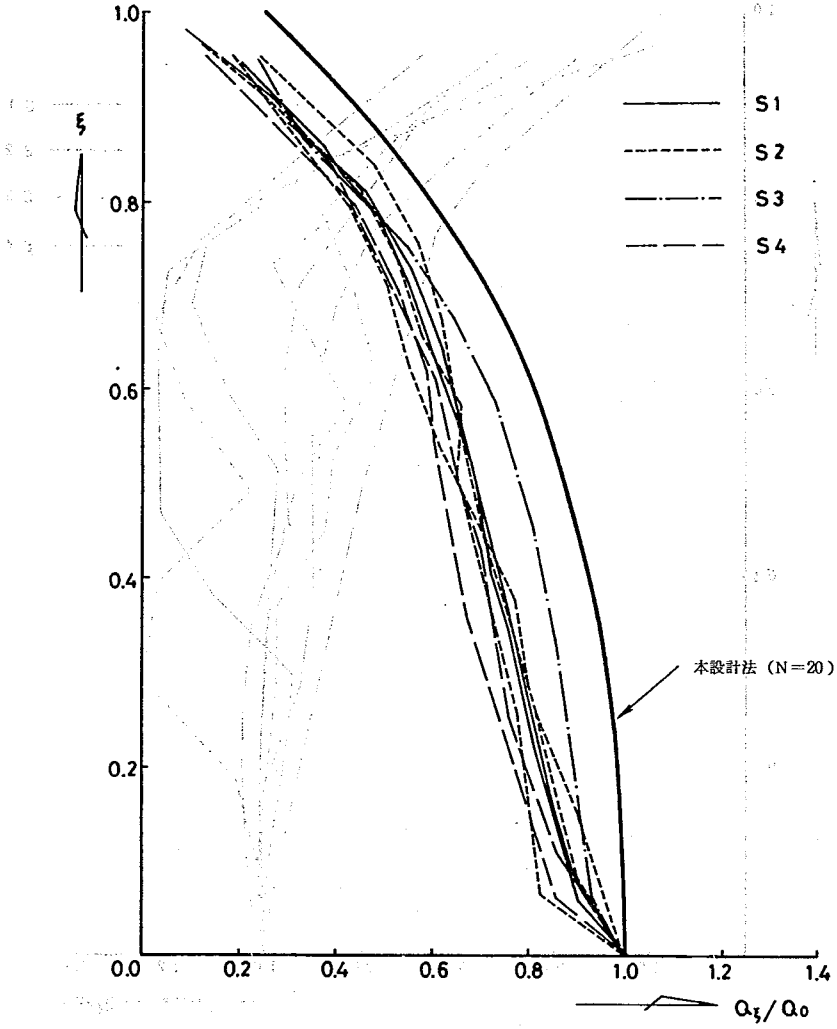


図1－6－解16 (A)　弾塑性せん断力$\bar{Q}$の分布

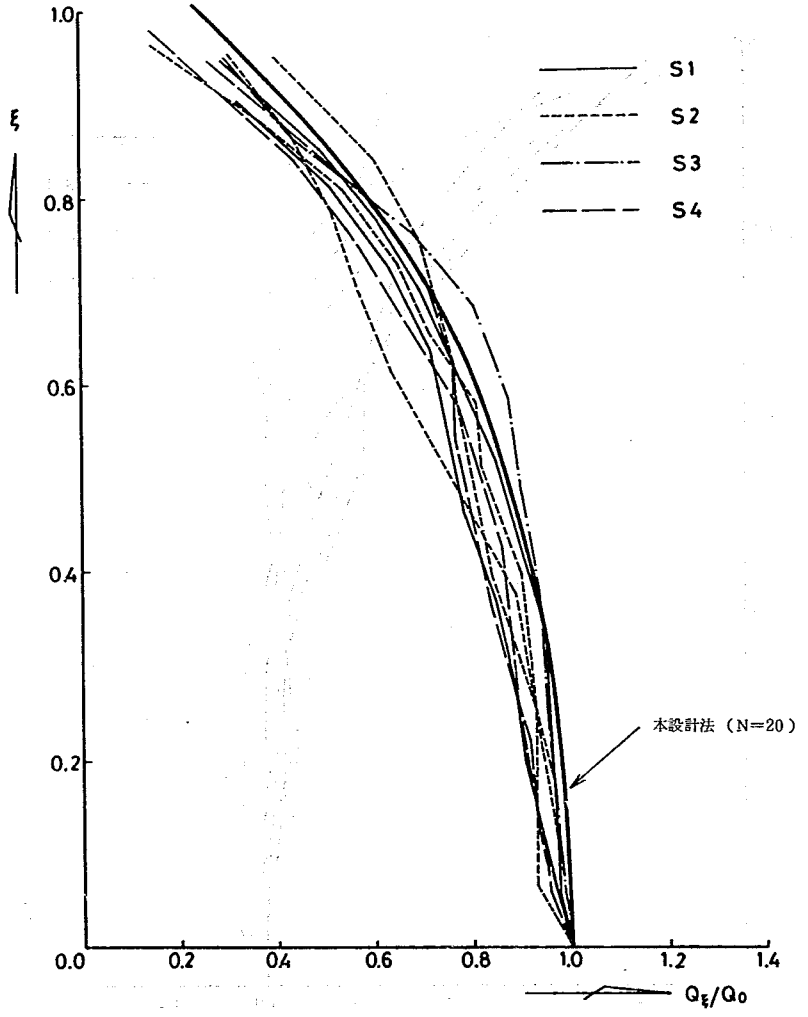


図1－6－解16 (B)　弾塑性層せん断力 $\bar{Q}+\sigma_Q$ の分布

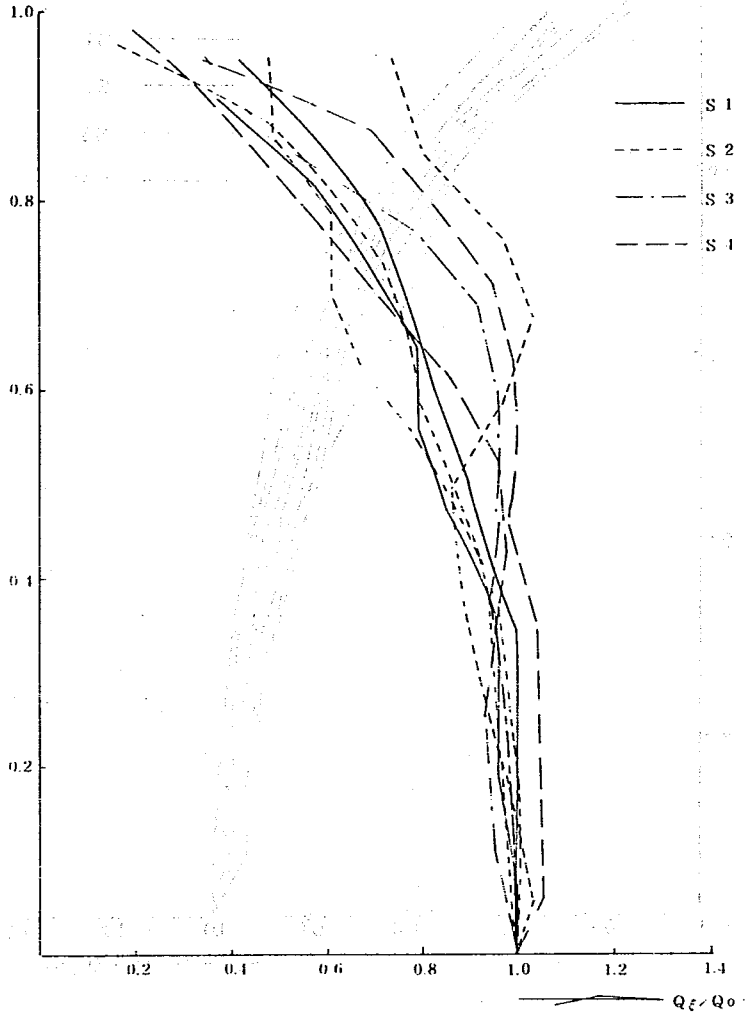


図１－６－解16 (C)　弾塑性層せん断力 Q_{max} の分布

本設計法で考慮する設計用水平力分布、あるいは層せん断力分布は、建築物の層数Nをパラメータとし、低層から高層まで一貫して一つの関数で与えている。ここで扱った資料の範囲では上に述べたように層数Nによる層せん断力分布の相違はあらわれていないが、建築物高さ30m未満の低層建築物は対象外であり、この辺も含めると、やはり層数Nの関数とするのが妥当であろう。

低層については、まとまった資料に乏しいが、ここでは、先に紹介した地震荷重諸案の層せん断力係数の分布（図1－6－解14）ならびに建築学会での地震荷重第1案の検討資料[11]における算例の層せん断力分布形を勘案しつつ式（1－6－4）、（1－6－5）を設定した。地震荷重第1案の算例に例によれば、建築物最上層のせん断力係数は1層のそれを単位とすると、3～4層の場合1.5～1.8、5～8層で1.8～2.4程度の値となっている。資料数が少いので、低層では安全をみて、この辺の値よりももう少し大き目になるように設定したのが本文式である。

この場合の層せん断力の分布関数は図1－6－解13に示されるものであるが、その層数$N=20$の場合を図1－6－解15、1－6－解16に太い実線で示した。本設計の層せん断力分布は、弾性および弾塑性時の応答層せん断力の平均的分布$\bar{Q}$を上廻わり、$\bar{Q}+\sigma_Q$の分布を包絡するような分布になっている。

(2) 建築物の付属部分に作用する局部設計用水平力

建築物の付属部分は、構造体本体の耐震計算と別個に扱われる。建築物の付属部分は、その局部的破壊が構造体本体の耐震性に直接影響を与えることは少ないにしても、何らかの重大な支障を持たらす恐れがある場合、もしくは、周辺に著しい危険を持たらす可能性がある場合には局部的破壊といえども許されない。この点から、建築物の構造体の耐震設計とは区別し、付属部分の局部設計が必要になるのである。特に、付属部分は、構造体本体に対して質量、剛性が著しく不連続なる場合が多く、それに起因して、地震時に局部的に振動が増幅され易いので、注意を要する。

建築物の付属部分に作用する地震力は、当然のことながらその付属部分がとり付いているところの建築物当該部分の地震力（フロアレスポンス）に関係する。この意味で、局部設計用水平力は、建築物各層に作用させる水平力と関係づけて考えるのが筋道であるが、この場合は、フロアレスポンスを入力した時の各種付属部分の動特性を明らかにしておくことが必要である。しかしながら、建築物の付属部分は、形状、寸法、構造性能等、種々様々であり、現段階ではそれぞれの動特性に関する資料は整っていない。

一方、建築物の付属部分について、耐震性の面で局部的に過剰設計をしたとしても、建築物全体としてみれば、著しく経済性が損なわれることはないという考え方がある。

以上2点の理由に基づき、付属部分の局部設計用地震荷重は、フロアレスポンス等と無関係に、付属部分の種別毎に一率に比較的大きな値を与えるのが一般であり、本設計法の局部設計用地震荷重も、これに従っている。

以下に、諸案で提案されている局部設計用地震荷重を列挙する。

現行建築基準法、同施行令

屋上から突出する水槽、煙突等については、局部水平震度として0.3以上をとることになって

いる。

昭和44年に提案された建築基準法、同施行令改訂案

弾性用局部設計荷重をいずれも震度の形で与えている。これを表1－6－解8に示す。

表1－6－解6　局部震度（昭和44年建築基準法、同施行令改訂案）

建築物の各種付属部分	水平震度
ペントハウス、屋上水槽、その他これらに類するもの	0.5
屋上から突出する煙突、塔、その他これらに類するもの	1.0
パラペット、装飾物など	1.0
片持支持の帳壁	1.0
前項以外の帳壁	0.5

建築センターにおける高層建物設計指針案（昭和51年）

表1－6－解7に示す局部設計震度によって当該付属部を弾性設計することにしている。

表1－6－解7　建築センター案における局部設計用震度

建物の各種付属部分	局部震度
塔屋、屋上水槽	水平震度　0.6
屋上から突出する煙突	〃　1.0
パラペットおよび装飾物	〃　1.0
片持支持の帳壁	〃　1.0
上記以外の帳壁、外装	〃　1.0
片持梁、片持スラブ	上下震度　1.0

外国の例では、*SEAOC* 指針で構造物の各付属部分の種類と方向に応じ、震度0.12～2.0の範囲で与えることになっている。その他、カナダ、ニュージランドの基準法の例が、昭和50年度報告書[12]に紹介されている。しかし、外国の例に関しては、日本との*Seismicity* の相違で直接の参考とならないことに注意する必要がある。

上に紹介した局部震度の値は、はっきりした根拠に基づいて設定されたものではないが、ある程度構造物の応答特性を考慮したものである。現段階では、建築センターにおける高層建物設計指針案が定める局部震度を最低値として、弾性設計するのが妥当と考え、これを準用することとした。

なお、建築物屋上の塔屋部分については、塔屋の全重量$_rW_P$と、建築物最上層の重量W_Nの比に応じて、表1－6－解8に示すように水平力分布を求める。

表1－6－解8　塔屋の水平力分布

適用範囲	水平力分布
${}_TW_P/W_N \leq 1/8$	本文ii）項による。 建築物本体の設計にあっては、塔屋の全重量を建築物最上層の重量に加算し、i）項による。
$1/8 < {}_TW_P/W_N \leq 1/2$	本文i）、ii）項のいずれによってもよい
$1/2 < {}_TW_P/W_N$	本文i）項による

${}_TW_P$：塔屋の全重量、W_N：建築物最上層の重量

1－6－6　用途係数

（本　文）

Ⅰ編の3－1、4）の規定に基づき、建築物の用途、種別、規模、立地条件に応じて、当該建築物の地震荷重または安全性の照査に用いる各種の許容値に乗ずべき用途係数を定めることができる。

（解　説）

建築物を耐震設計の観点から分類すると次のようになる。

a)　災害時に機能を特に保持する必要のある建築物

1. 広域建物集団（都市、地域の防災用）
2. 国会・主要官庁等
3. 警察・消防に関連するもの
4. 医療に関連するもの
5. 放送・電気通信に関連するもの
6. 電力・ガス・石油に関連するもの
7. 金融に関連するもの

これらについては、災害時にどの程度の機能保持の必要性があるか、代替性があるか等を考慮する必要がある。

b)　災害時の被害によって周囲に影響を与える恐れのある建築物

1. ガスに関連するもの
2. 石油に関連するもの
3. 危険物に関連するもの

これらについては、災害時に周囲に与える影響の度合を考慮する必要がある。

c)　多数の人間を収容する建築物

1. 集　会　所

2. 大規模建築物

3. 劇場、映画館等

これらについては、収容する人間の数、災害時における避難の難易等を考慮する必要がある。

このように建築物の社会的意義に応じて、その耐震性能の度合いを定めるべきであるという点に関しては、異論のないところであろう。このため、用途係数を定めることができると明示してある。

この用途係数の決定手法については次のように要約できる。

① 共通の尺度としては建築物単体の破壊の確率、人命に対する社会的許容危険度、建築物の社会的効用の3つを用いる。

② 上記の尺度を支配する多様な要因の調査を行い、最終的には設計用地震荷重の倍率あるいは構造耐力の安全余裕の倍率を求める。

以上のような事項を総合的に考慮して用途係数を決定するわけであるが、この係数を1次設計で考慮する場合もまた2次設計で考慮する場合も考えられる。あるいは係数の代りに構造規定によったり、施工時の仕様によって用途・規模等を考慮することもできる。一般には、2次設計の荷重に係数を乗ずることが最も適切であろうと考えられるが、必ずしもこれによる必要はない。

なお、特に入念に設計すべき建築物に対しては2つ以上の設計区分を併せて用いることによって、耐震性の信頼度を向上させる方策も考えられる。

しかしながら、上記①、②の諸要因に関しては、技術分野のデータの蓄積も十分でなく、また社会経済的な関連研究も不十分な段階にあるので、ここでは用途係数の数値の提案に至っていないが、総効用最大化原理及び諸外国の規定などを参考にすると、0.5～2.0程度の範囲で考慮するのが妥当と考えられる。なお、この点に関しては将来における学術的研究の進展に期待したい。

参考に国内外の提案・基規準などの例を次に示す。

現行建築基準法・同施行令

特に規定なし。

建築基準法・同施行令改訂案（昭和44年7月建設省建築研究所）

用途係数に関する技術基準として次の用途係数を与え、地震および風荷重に乗じている。

	建築物またはその部分の用途	用途係数
(一)	災害時に公共の目的のための機能を保持することが必要である建築物、多量の危険物を収蔵する建築物、その他これらに類する建築物又は建築物における当該部分	1.25
(二)	(一)及び(三)に掲げる以外の建築物	1.00
(三)	災害時に人命を損傷するおそれのない建築物、又は仮設建築物	0.75

日本建築学会地震荷重第1案

次の重要度係数I_rを与え、許容ダクティリティーファクターを除し、重要度に応じ余裕を見込んでいる。

用　途	Ir		
	最下層	最上層	
放送局・病　院	2.0	2.0	中間層は直線補間
電話局・消防署	1.8	1.5	
行政庁・学　校	1.6	1.3	
そ　の　他	1.3	1.0	

日本建築学会地震荷重第2案

基準せん断力係数を求めるときに重要度係数（用途係数）を乗じているが、値は特に決めてはいない。その解説では値を建築基準法・同施行令改訂案によっている。

日本建築学会建築物荷重規準案

地震荷重は対象としていないが、雪荷重、風荷重の算定に際し、建築物の用途による重要度に応じ、原則としてつぎの用途係数 I を乗じている。

	建　築　物　の　用　途	I
(一)	きわめて重要な建築物またはその部分	1.25
(二)	(一)および(三)以外の建築物	1.00
(三)	応急仮設建築物・工事現場事務所・仮設興行場・博覧会建築物・仮設店舗などの仮設建築物	0.75

ここにいうきわめて重要な建築物とは、つぎのとおりである。

災害時に (1) 多数の人命を損傷するおそれのある建築物

(2) 救急避難の拠点となる病院・学校・公共建築物など

(3) その破壊が周囲に害を及ぼすおそれのある危険物を収蔵する建築物

(4) 高層建築物など

(5) その他、公共の目的のためその機能を保持することが必要な建築物

米　国　*Uniform Building Code*（1976）

地震荷重を求める際に、次の重要度係数 I（*Occupancy Importance Factor*）を乗じている。

用　途	I
重要な施設＊	1.5
1室に300人以上集会することが主な用途である建築物	1.25
そ　の　他	1.0

＊ただし重要な施設とは、地震災害後において公共の安全と健康に関する緊急の事態に対処するため安全であり、また使用が可能でなければならないものである。たとえば次のようなものであるが、必ずしもこれらだけではない。

1. 災害時に必要な病院や他の医療機関
2. 消防署、警察署
3. 緊急時に必要な行政庁、コミュニケーションセンター

カナダ　*National Building Code of Canada*（1975）

地震荷重を求める際に次の重要度係数I（*Importance Factor*）を乗じている。

$I = 1.3$　災害後のサービスに用いられる建築物と学校

$I = 1.0$　その他の建築物

ニュージーランド　*Code of Practice for General Structural Design and Design Loadings for Buildings*（1976）

地震荷重を求める際に次の重要度係数I（*Importance Factor*）を乗じている。

級	用途	I
Ⅰ	地震災害後直ちに機能を完全に果さなければならない重要な施設*	1.6
Ⅱ	Ⅰに含まれない公共の建築物	1.3
Ⅲ	その他の建築物	1.0

*救急センター、消防署、病院、発電・変電所、警察署、放送局など

ソ　連　*Standards and Regulations for Buildings in Seismic Regions*

地震荷重を求める際に次の地域係数と重要度係数の積$Z \cdot I$を乗じている。

$Z \cdot I = 0.1$、0.05、0.025

その他、階数による割増係数αを用いている（5階以上に適用）。

$\alpha = 1 + 0.1(n - 5) \leqq 1.5$

n：階数

1－6－7　構造特性の分布の不均一度の許容値

（本　文）

偏心ならびに剛重比等の不均一度は、以下に示す制限内におさまるようにする。この制限を超える場合は特別の検討と構造上の配慮によって設計する。

ⅰ）建築物の各層における偏心距離は、その層の最大水平長さの10%以下とする。

ⅱ）建築物の各層の剛重比をその層の直下の層の剛重比で除した値は0.5以上とする。

ⅲ）建築物の各層の剛性または強度を、その層の直上の層の剛性または強度で除した値は、それぞれ0.67以上とする。

（解　説）

(1) 建築物のある層の重量の中心すなわち重心と剛性の中心ずなわち剛心が一致しないと、その層には捩れが生じることになる。重心と剛心の間の距離を偏心距離といい、その値が大きいほど、捩れの影響も著しい。地震入力そのものにも回転成分が含まれている筈だから、建物を全く捩れないようにすることはできないが、極力これを避ける意味で、なるべく偏心が小さくなるよう、耐震要素

をつり合いよく配置することが望ましい。なお、上述した入力の回転成分や剛性評価の誤差を補う意味で、あらかじめ辺長の5％に相当する偏心があるものとして設計するように高層建築物設計試案（昭和51年）では定めている。

本設計法の1次設計では一般に建築物に作用する地震力を水平2方向の静的水平荷重におきかえて構造計算することになるので、慣用的応力計算（例えばD値法）でも建物の捩れの影響を計算することができるが、2次設計では、構造体が塑性域に入ってしまうので応答の挙動を通常の応力計算では、正しく推定し難い。建築物の構造がきわめて簡単なモデルにおきかえられる場合は、弾塑性の立体振動解析によって理論的には解析可能であるが、一般の建築物ではかなり複雑なモデルになるので、実際には解析困難である。一般の低層建築物では、耐震壁・ブレース等の偏在によって、かなり偏心した建築物が多いので、本設計法では各層の偏心距離の許容値をその層の最大水平長さの10％以下としたが、偏心距離がこの許容値を越える建築物では、捩れを考慮した計算を行う以外に、捩れによって応力集中が生ずると考えられる部材に、できるだけすぐれた耐震性能を有する構造部材を用いて設計するようにする。

(2) 建築物の高さ方向の質量と剛性の分布は、できるだけ連続的であることが望ましい。ある層の剛性（バネ定数）をその層の重量で除した値を剛重比と定義すると、剛重比がある階を境にして急変するような場合は、振動性状もそれに伴って特異なものになってくる。セットバックやピロティのある建物がその例である。剛重比の変化が、こゝに示した許容値以上である場合は、それを考慮して設計する必要がある。設計区分Ⅲ－Aのスペクトル解析法では、このような場合、1次より4次、5次以上までの固有振動を考慮しなければならない場合もある。設計区分Ⅲ－Bの時刻歴解析では、入力波形の時間刻みを充分小さく取らないと、精度の良い解が得られない場合もあるので十分考慮する。建築物の各層の剛性または強度に大きな変化がある場合も同様の注意が必要であるので、一応許容値を示したが、応力集中が生ずると考えられる層には、できるだけすぐれた耐震性能をもつ構造部材を用いて設計するようにする。

1－6－8　変形制限

（本　文）

設計区分Ⅱ－A、Ⅱ－B、Ⅲ－A、Ⅲ－Bの1次設計における建築物の各層の間の相対変位角の許容値D_iおよび全体の相対変位角の許容値D_rの値は、それぞれ1／200および1／250ラジアンとする。ただし、2章以降に示す値に基づいて別に定める場合にあってはその値を用いる。

（解　説）

諸外国の変形制限は、弾性設計では1／400～1／500であり、弾塑性設計で1／200～1／250である。高層建築技術指針においては、各層間変位を弾塑性応答解析で2cm以下（変位角にすると1／150位）としている。これらを参考に、弾性設計時において各層の相対変位角を1／200とし全体の相対変位角を1／250とした。この許容変形角には基礎の回転による変形（ロッキング）は含めない。

したがって、基礎回転を考慮して変形を求めたものについては、回転量を差し引いたものについて

検討すればよい。

また、この変形制限は、2次部材等に損傷が生じない程度のものであるが、1－5－4の解説でも示したように鋼構造等の場合に、2次部材等の変形性能に保証があれば構造架構が$P-\Delta$効果などで著しく不安定にならない限度でこの制限を上廻ることも容認される。したがって、2章における各種構造に関する変形制限を参考にされたい。

1－6－9　構造特性係数

（本　文）

構造特性係数K_1およびK_2の値は表1－6－2による。ただし、2章以降に別に定める場合にあってはその値を用いる。この場合、その値は0.3を下回らない値とする。

表1－6－2　構造特性係数の標準値

構造種別	構造特性係数	用いる設計区分	塑性変形能力※		
			A	B	C
鉄筋コンクリート造	K_1	Ⅱ－A	0.4	0.5	0.6
プレストレストコンクリート造	K_2	Ⅱ－B、Ⅲ	0.3	0.4	0.5
鉄骨鉄筋コンクリート造	K_1	Ⅱ－A	0.3	0.4	0.5
	K_2	Ⅱ－B、Ⅲ	0.3	0.3	0.4
鋼構造	K_1	Ⅱ－A	0.3	0.4	0.5
	K_2	Ⅱ－B、Ⅲ	0.3	0.3	0.4
木造	K_1	Ⅱ－A	0.4		
	K_2	Ⅱ－B、Ⅲ	0.3		

※　2章以降に示す塑性変形能力の区分

（解　説）

構造特性係数は、構造物の減衰性や塑性変形能力の程度に応じて、ベースシア係数を補正する係数である。本設計法では、1－5に述べた各種耐震計算法のうちで、2次設計を行うⅡ－A、Ⅱ－B、Ⅲ－A、Ⅲ－Bのうち、Ⅱ－Aに適用する構造特性係数をK_1、Ⅱ－B、Ⅲ－A、Ⅲ－Bに適用するものをK_2とし、それぞれその標準値を定めた。一般にK_1はK_2より大きいか、少なくとも等しい値をとる。これはⅡ－Aの計算法がⅡ－B、Ⅲ－A、Ⅲ－Bの計算に較べて、略算的なものとなっていることを考慮したものである。

構造物の減衰性や、塑性変形能力は、構造材料、構造形式、主要構造部材の配置、支持地盤の動特性等多くの要因に左右されるが、ここでは構造種別すなわち表に示したように、鉄筋コンクリート造ならびにプレストレスコンクリート造、鉄骨鉄筋コンクリート造、鋼構造そして木造と大きく4種に区別し、さらにその各々の塑性変形能力の級別をA、B、Cの3段階に分けその各々について構造特性係数K_1、K_2の値を設定した。塑性変形能力の級別は、主要な耐水平力要素の塑性率μの大小を表わしたものであって、標準的な値として各構造種別毎に表1－6－解9に示すような値を考えている。ただ

し、ここにいう塑性率μとは最大塑性率μ_{max}そのものではなく$2/3\mu_{max}$を考えている。すなわち

$$\mu = \frac{2}{3}\mu_{max} \qquad (1-6-\text{解}13)$$

表1－6－解9　構造種別毎の標準的塑性率および減衰定数

構造種別	塑性率 μ			減衰定数 (%)
	塑性変形能力			
	A	B	C	
鉄筋コンクリート造 プレストレストコンクリート造	5	3	2	10
鉄骨鉄筋コンクリート造	9	5	3	
鋼構造	12	9	5	5
木造	4			15

これは、大地震後の建築物の再使用を可能にする必要があることなどを考慮して、ここで用いられる塑性率μを、塑性変形能力の各級別において期待できる最大の塑性率μ_{max}より少し内輪にみておこうという理由による。

完全弾塑性復元力特性をもつ一質点系が地震動をうけた場合、弾塑性応答と弾性応答との関係について、図1－6－解17に示すように各々の荷重－変形曲線の下側の面積（エネルギー）が大略同じになるという傾向が、一般に認められている。

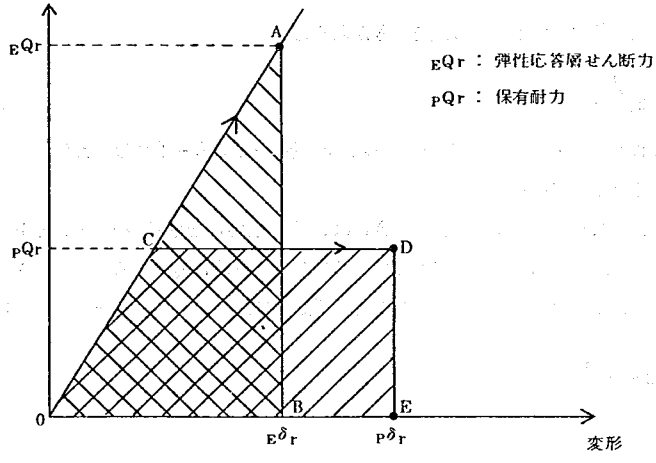


図1－6－解17　弾性応答と弾塑性応答のエネルギー一定の関係

建築学会で現在検討中の二つの地震荷重案においても、この関係を用いて塑性域での地震荷重を設定することにしている。本設計法でも構造特性係数として、構造物の塑性変形能力の効果を取り入れるにあたってこの関係を用いた。この関係は完全弾塑性の一質点系に関して成立するものであり、こ

れが多層構造物に対しても適用可能となるのは、各層の復元力特性が完全弾塑性であること、全層が同時期に塑性域に入ること、各層の塑性変形能力が同程度であることなどの条件が満たされる場合である。現実の建築物においてこのような条件がすべて満足されることはほとんどあり得ないが、少くともこの条件を大きくかけ離れないような建築物の設計は可能であり、かつそのようなものについては上述の関係を適用することができると考えた。従って到底完全弾塑性型とはみなし得ないもの、またはある層のみが先に降伏し、塑性変位がその層にのみ集中して進行すると予測されるような建築物についてはこの関係に根拠をおく表１－６－２の値を適用するのは妥当でない。このような建築物の耐震設計は、本設計法における各種耐震計算法のうちのⅢ－Ｂによるのが望ましい。

図１－６－解17で△OAB＝□$OCDE$とおき、${}_P\delta_r/{}_E\delta_r$ を応答塑性率μ_rとすると、

$$ {}_PQ_r=\frac{{}_EQ_r}{\sqrt{2\mu_r-1}} \qquad (1-6-解14) $$

なる関係式が得られる。上式はまた、

$$ {}_EQ_r=\sqrt{2\mu_r-1}\cdot{}_PQ_r \qquad (1-6-解15) $$

と書くこともできる。

この式は物理的に、「保有耐力が${}_PQ_r$で許容応答塑性率（じん性率）がμ_rなる完全弾塑性系の耐震性能は、弾性限耐力が${}_EQ_r=\sqrt{2\mu_r-1}\cdot{}_PQ_r$で、許容応答塑性率が1.0すなわち全くじん性を期待できない系の耐震性能と同等である。」と解釈することができる。弾性系の場合、その系に地震動が作用したときの応答層せん断力Qが、弾性限耐力${}_EQ_r$を下廻っていればよいから

$$ {}_EQ_r=\sqrt{2\mu_r-1}\cdot{}_PQ_r>Q $$

が耐震安全性の条件となる。この式を書きかえると、

$$ {}_PQ_r>\frac{Q}{\sqrt{2\mu_r-1}} $$

となり、これは系の保有耐力${}_PQ_r$が弾性応答層せん断力を$\sqrt{2\mu_r-1}$で除した値を上廻っていればよいということを意味している。

２次設計、すなわち塑性設計を行う場合には、保有耐力${}_PQ_r$と$Q/\sqrt{2\mu_r-1}$とを比較すればよいわけで、この$1/\sqrt{2\mu_r-1}$が、本項で扱っている構造特性系数に関係するパラメータである。このパラメータの他に、減衰定数hをも考慮し構造特性係数K_2を式（１－６－解16）のように定義する。

$$ K_2=\frac{\alpha}{\sqrt{2\mu-1}} \qquad (1-6-解16) $$

ここに

$$ \alpha=\frac{1.5}{1+10h} \qquad (1-6-解17) $$

表１－６－２に示す構造特性係数K_2を設定するに当り、μおよびhは標準値として表１－６－解９に示す値が用いられている。構造特性係数K_1は、略算用という意味でK_2と同じか、あるいは0.1を加算した値としてある。

実験解析等によって、塑性率μあるいは減衰定数hの値が明らかな場合は、表1－6－2によらず（1－6－解16）、（1－6－解17）両式によって得られる構造特性係数K_2を用いることができる。

異種構造の組合せによる建築物あるいは各階毎に塑性変形能力が異なる建築物など、一つの建築物において構造特性が変化する場合においては、K_1あるいはK_2を考慮しないで（すなわち$K_1=K_2=1.0$として）荷重を計算し、断面の算定や保有耐力の算定の際にK_1、K_2を考慮するようにする。ただし異種構造の組合せにより構造上大きな不連続が生じ、地震時の動的挙動の際などに問題が生じる恐れがある場合は、エキスパンションジョイントを設けるなどして、建築物を構造的に分離する必要がある。

1－6－10　保有耐力の算定

（本　文）

建築物の保有耐力は原則としてそれを構成する部材の耐力に立脚して算出するものとするが、具体的な算出方法は2章以降に示す方法による。ただし、適切な構造実験によってこれを定めてもよい。

（解　説）

建築物の耐震安全性を、その塑性変形能力を考慮して判断しようとする場合には、その建築物の保有耐力を明らかにする必要がある。

保有耐力の算出は、その建築物の構造形式が明快でかつ曲げ破壊機構となるような場合には、それを構成する部材の曲げ耐力に立脚して比較的容易にかつ正確に算出することができるが、耐力が鋼材の座屈とかコンクリートのせん断や付着で支配されるような部材を含む建築物や、耐震壁が複雑に配置されているような建築物の保有耐力を正確に算出することはかなり困難な作業となる。従って、保有耐力の計算方法は少くとも各種構造別に規定する必要がある他、特に複雑でその保有耐力の計算が困難な建築物については構造実験等により保有耐力を明らかにする必要があろう。

更に、個々の建築物についての保有耐力の算出は困難ではあっても、種々の実験や解析資料から推定される保有耐力や変形能力からしてほぼ十分な耐震性をもつと考えられ、かつまた過去における震害もそれ程顕著ではないような構造形式による建築物については、特に保有耐力を明らかにする必要がなく、設計区分Ⅰを適用すれば良いことになる。

上述のように、一般にいってその建築物の保有耐力を適切に求めることがかなり困難となるような例は決して少なくはないものと考えられる。これに対し、中低層の建築物で耐震壁またはブレースが十分に配置できるような建築物などについては、その耐力を安全側に略算しても、その値が安全側に考えた地震入力を上回るものが少なくないと考えられるが、このような建築物については、保有耐力の精算を行わなくても良いことになり、計算の手続きを省くことができる。（設計区分Ⅱ－A）

このようなことから、2章以降においては、各種構造毎にその保有耐力の精算法について記し、更に有効と考えられる略算法が例示できる場合については、その略算法についても記すことにした。

1－6－11　許容応力度および許容断面力

（本　文）

安全性の照査に用いる許容応力度および許容断面力の倍率の値は建築基準法関係諸法規の定めるところによる。

（解　説）

1次設計の安全性は、主として各層に作用するせん断力によって建築物の各部材に生ずる応力を求め、この応力による各部材断面の応力度が許容応力度以下であることを確認することによって照査する。この際の許容応力度は、建築基準法・同施行令その他関係諸法規に示されている短期許容応力度を用いる。また、応力度による検討ではなく、部材断面全体の許容耐力（許容断面力）によって検討する場合もあろうし、更に安全性の照査の際に荷重係数を導入する場合もあろうが、これらについても関係諸法規等によることにする。

参　考　文　献

1）"日本付近の地震危険度に関する考察 － 工学的実用性を考慮した地震の地域係数に関する考察"、昭和51年度総プロ耐震報告書、51－1－1－(2)・建・報・2

2）M. WATABE "Research on Design Earthquake" BRI Research Paper No. 67. 1976年9月

3）久田俊彦、太田外気晴、足立憲彦、安藤治彦："地盤条件別の平均応答スペクトル（その1）（その2）" 鹿島建設技術研究所　年報21号、1973. および25号1977年

4）G. W. Housner. "Behavior of Structures during Earthquakes", A.S. C. E., EM 4, 1959

5）N. M. Newmark' and E. Rosenblueth: "Fundamentals of Earthquake Engineering" Prentice Hall. p 274

6）金井清、田治見宏、大沢胖、小林啓美："地震工学" 建築学大系，彰国社、p 26

7）IAEE．日本国内委員会："Some Recent Earthquake Engineering Research and Practice in Japan" 学術文献普及会、1973年5月　pp 119～122

8）小堀鐸二他：高層構造物の適正動力学特性＜塑性領域における一般傾向：その2＞、建築学会梗概集、昭和44年8月

9）小堀鐸二他：　同上　＜質量、弾性限強度、剛性分布の変動の影響＞、昭和44年8月

10）小堀鐸二他：　同上　＜減衰による効果＞、昭和44年8月

11）日本建築学会：地震荷重と建築構造の耐震性、シンポジウム資料、昭和52年2月

12）建設省建築研究所：共通耐震設計体系の確立（新耐震設計体系について）、昭和50年度総合技術開発プロジェクト、新耐震設計法の開発、報告書50－V・1・(1)・建・報・1、昭和51年3月

2. 鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計法

2－1 総　　説

（本　文）

鉄筋コンクリート造建築物は、地震による破壊を防止するのに必要な耐力および変形性能を有するように設計する。

（解　説）

(1) 現行設計体系の再検討

鉄筋コンクリート系の建築物は主として、一般のラーメン式建築物の他に、中層壁式建築物、低層パネル造建築物などに分類されるが、ラーメン式及び中層壁式建築物の中にはプレハブ工法によるものも含まれている。

これらの内、最も一般的な鉄筋コンクリート造ラーメン式建築物について、表2－1－解1に標準的な耐震設計の手順を示し、あわせて耐震安全性に関連する主要因を一覧にして示した。

このような耐震設計の手順は、その他の壁式建築物やパネル造建築物にも、ほぼ共通するものであり、特に地震荷重については建築基準法の設計用震度の下限値 $k = 0.2$ がほとんど全ての設計において慣用されている。しかしながら、壁式建築物のように、弾塑性応力解析が難しいものや、プレハブ建物のように、接合部等の挙動が明確にされていないものなどについては、応力解析のために、非常に大胆な仮定にもとづく略算法が慣用されている。

このような慣用設計法も含めて、各種のコンクリート系建築物の震害経験の有無、推定される耐震性能および耐震設計法に関連する動向などを一括して示したものが表 2－1 －解 2 である。

これらの表に基づき耐震安全度を左右する要因について検討すれば、次のような諸点が指摘できよう。

i）地震荷重と地震時応力及び変形について

設計用地震荷重としては高層ラーメン建築物などごく一部のものを除いて、地域による低減係数のみ考慮した建築基準法下限値（等分布の設計震度）が用いられている。また、ほとんど全ての場合、動的検討がなされることがなく、地震時において建築物に生じる応力は、弾性剛性に立脚して算出されるものが大部分を占める。

表２－１－解１　鉄筋コンクリート造中低層建築物の耐震設計の流れと耐震安全性に関連する要因（壁式を除く）

項　　目	関連する基規準の例	耐震安全性に関連する要因についての取扱いの慣行
1. 建　築　計　画	法１条	3.4. 敷地自体の耐震安全性について検討されることは比較的少ない。
2. 構　造　計　画	法１条	
3. 地　盤　調　査	法19条、令38条	5. 機能面の要求が優先し、たとえば釣合いのとれた壁の配置などが困難となることが少なくない。
4. 基礎工法の決定	法19条、令38条	
5. 構造部材配置の決定	令36条	8. 通常は、地域による低減係数のみを考慮し、0.2以下の設計震度が用いられることが多い。
6. 部材断面寸法の仮定	令71～79条	
7. 固定荷重、積載荷重の仮定	令83～84条 規３章	9. 軽微なＲＣ壁（有開口壁、そで壁、腰たれ壁）や直交部材（梁壁）の影響が無視されてモデル化されることが多く、そのため安全側になる要因と危険側になる要因とが混在している。
8. 地震荷重(大きさ、分布）の仮定	令88条 規３章	
9. 構造物の計算モデル化	令81条 規３章	10. 最も大きな要因は耐震壁の応力計算に関連するもので、特に基礎回転に関する仮定は大きな影響をもつ、また、弾性剛性に立脚した応力計算が多いため、地震時の真の応力に対する比も一様なものとはなっていない。
10. 応　力　計　算	令36条、令71～79条 令81条、令82条 規３章	
11. 断　面　計　算	法20条、令36条 令71～79条 令90、91、93条 規４章	11. 許容応力度法にもとづくため、真の強度と許容強度の比はばらばらではあるが、一般に仮定した地震荷重に対しては、強度の面では安全側になっていることが多い。更に、柱・はり等のせん断設計では荷重の割増し、補強筋の量や間隔に対する下限値の設定などにより、変形性能の改善が試みられている。
12. 構造図面の作成	法20条	
13. 建築確認申請	法６、７条	
14. 施　　工		

注）　法：建築基準法、令：同施行令、規：日本建築学会RC規準

表2－1－解2　コンクリート系建築物の耐震設計の現状と動向

仮分類	構造種別	上限階数（主要用途）	建築実績の多寡	慣用設計法		震害経験の有無と程度	推定耐震性能	設計法に関連する動向	備考
				一次 *1	二次（評価）				
1	補強コンクリートブロック造	3（住宅倉庫等）	地方等に多い	（基）＋構	な　し	地震のたびにある程度の被害をうける	強度、変形能共に疑問あり	不明点を明確にしようとする動き（震度や学会規準の検討）	*臥梁の設計のみ基準法震度による
2	プレハブ住宅	2（住宅）	次第に増大	基＋構	あ　り*	無（新）	同上、但し問題は少ない*	最低保有耐力の保証　*	*工業化住宅認定基準により降伏せん断力係数が0.5以上であるかについて検討
	プレキャストを含む壁式構造	3～5（住宅）	多　い	基＋構	な　し（プレキャストはあり）	新潟地震等で被害軽微	構造規定により1G以上の強度を有するものが多い	高層化への動き（強度＋変形能）	*同上、但しプレキャストのみについてであり、耐力の検討はない。
3	1.2.4.を除く一般RC構造	6～7（一般）	非常に多い	基	な　し*（既存物の判定法など）	中以上の地震で被害率10%内外	主として壁の大小により耐震強度のバラツキが非常に大きく建設年次の古いものは変形能が疑問	壁の多いものについては強度、純ラーメンに近いものについては変形性能について動的効果を考えて2次設計をしようとする動きがある。	*動的影響を加味した静的検討法（建研案）一質点系の規準応答スペクトルを用いた方法（東大案）モーダルアナリシスによる方法（学会第1案）等がある。
4	・中層ラーメンプレハブ構造	－（住宅等）	少ない	基	あ　り*	無（新）	不明点あり		耐震設計理念の明確化が望まれる。*動的解析などが行われている。
	・高層壁式構造	6～（同上）	少ない	基	あ　り*	同　上	強度かなり大		
	・高層ラーメン構造	8～（同上）	少ない	基	動的解析*	同　上	長周期化による入力減少	動的解析に関する見解の統一化*	*たとえば建築センター案

*1　基は建築基準法に定められている地震荷重をはじめとする規定
　　構は日本建築学会規準等における壁量等の構造規定

ii）部材強度および建築物の強度について

基準法に定められた鉄筋及びコンクリートの許容応力度に基づいて部材の寸法や配筋が定められるため、実際の部材および建築物の強度は設計強度をかなり上回ったものになるが、そのばらつきは大きい。実際の建築物の強度には耐震壁の量が最も影響するので、壁式建築物では実際の建築物の強度が設計震度の5倍以上に相当する強度に達する反面、壁のない純ラーメンでは1.5倍程度にとどまるものも少なくない。

材料強度の面では鉄筋の許容応力度が降伏点強度の下限値近くに設定されているのに対し、コンクリートの圧縮、せん断、および付着の許容値は真の強度よりかなり下回った所で設定されている。このため、鉄筋の降伏が支配的となるはり材の曲げ許容耐力は降伏耐力に近いが、柱は軸方向荷重の増大につれて真の曲げ降伏耐力は次第に上まわるものとなる。しかしながら、付着の影響が支配的となる部材やコンクリートのせん断が支配的となる耐震壁の真の強度は一般に許容値を上回るもののその程度については不明な点が多い。

一方、近年改善された柱、はり材のせん断補強方法は、設計震度を上回った地震入力に対してもねばり破壊を生じない事を目標としており、定量的な評価は現段階では困難ではあるが、いずれにしてもこの規定により、柱、はりの変形能力はかなり改善されたものと推定される。

iii）比較手法および目標とする耐震性能について

具体的な耐震設計計算は仮定した地震荷重による応力と許容耐力との比較という方法によってなされる。また、一部のものについては、壁量、鉄筋比などの構造規定を満足するか否かの検討も行なわれる。

一般に耐震性能の目標は建築基準法に定められた下限の耐震性能の確保が目標となっているように考えられる。

iv）推定耐震性能とその問題点

上述のように、コンクリート系建物の耐震性能について全般的に考えてみると、この種の建築物の固有周期はほとんどのものが短周期のものであるから、考慮されている地震荷重は一般に低目な値と考えられるが、この問題点は材料強度や設計手法その他に含まれる安全率によって補なわれる事が少なくなく、平均的にみれば、結果的に適切な耐震安全性をもつものが多いと考えられる。しかしながら問題は耐震性能のばらつきが大きいと推定される所にある。すなわち、壁の多いものは一般に耐震強度が大きく純ラーメンに近いものは耐震強度は小さい。またこれらの変形性能については不明な点が少なくない。更に、主要構造部材の適切な配置などに関する構造計画の重要さがあまり認識されていないことや部材や建築物の終局強度を略算する習慣がないこともばらつきを大きくしている原因であると思われる。

これらの問題点の中で一番大きな要因としては、目標とする耐震性能がどのようなものであるということ、また、その目標を確保するためにはどのように設計したらよいか等が明確にされていないことが挙げられる。

したがって、目標とする耐震性能に関する考え方と、それに基づく耐震設計手法を明確にすることが当面の急務であると思われる。

また、鉄筋コンクリート構造については許容応力度設計法を用いる限り、それに基づいて設計された建物についての耐震性能を検討するといういわば2次設計的な手法の採用が必要となるであろう。

(2) 耐震設計法に関する動向

1）表2－1－解2には、各種の鉄筋コンクリート系建築物の耐震設計法に関する動向を示したが、これらの記述にみられるように動向の主流は設計された建築物の保有耐震性能を検討するという方向にある。日本建築学会で検討されている地震荷重第一案はその典型的な一例であり、この案では保有性能の検討方法としてモーダルアナリシスが用いられている。以下には鉄筋コンクリート建築物にこの方法を適用して検討した報告書の概要を記す。

2）地震荷重第一案によるRC建築物の検討結果と問題点（学会報告書[3]の概要）

ⅰ）第一案そのものに関する点

a) $V=85\,cm/sec$ に対する検討は特にない。

b) 重要度に関する事項は無視した。

c) 耐震性の判定は、特に応答部材角を中心に行うことにした。

d) 各層同時降伏の仮定に対する検討は特にない。

ⅱ）適用範囲

a) 柱、壁率の大きいものについては、強度抵抗型で検討不要とし、その限界値の試案を示した。

b) 捩れが生じるもの、高さ方向の剛性分布の急変するものなどについては本方法の適用を不適切とし他の解析法の例を示した。

ⅲ）剛性評価について

a) RC建築物では弾性周期と降伏時の周期との差が大きいために、第一案を適用する際の剛性としてどちらを用いるかにより差がでる。そこで、主として短周期建物で降伏震度の小さいものについて、通常の弾塑性応答解析と本法による解とができるだけ等価になるように、周期を修正することとし、その方法が提案された。

b) 降伏点剛性の求め方については、詳しい説明はないが資料のない時は弾性剛性の1／2としてよいとされている。

c) 直交壁などの剛性に対する影響の評価については未解決な点が多い。

ⅳ）耐力評価について

a) せん断破壊はさせないという方針から、部材の曲げ耐力（壁はこの他、浮上り耐力）に立脚して、建築物の耐力を求めるとしているが、降伏位置はフェイスとしている。

b) 材料強度としては、設計値を用い、標準偏差などは考慮していない。

c) 開口壁、ラーメンで支持されている壁など、部材の耐力評価で問題のある点も残されている。

d) 架構耐力の算出法としては、降伏モーメントを節点で分割する方法と、外力分布を逆三角形として仮想仕事によって求める方法とが提案されているが、両方法とも問題があるとされている。

ⅴ）耐震性の判定

a) 判定は各層の層間部材角R_iで行うが、降伏点変位を基準にした塑性率μや全階部材角R_Tに対しては許容限界値が与えられている。

$R_i \leqq 1/100$、$\mu \leqq 3.5$、$R_T \leqq 1/120$

b) 上記の条件を満たすものについては、下記のじん性等級に応じて、せん断および付着の設計を行うが、満たさないものについては、断面を変更し、再検討することになる。

$1/100 > R_i \geqq 1/150$ ：じん性等級、Ⅰ

$1/150 > R_i \geqq 1/200$ ： 〃 Ⅱ

$1/200 > R_i$ ： 〃 Ⅲ

c) 上記のR_iは算点系の層間部材角であるが、資料が少ないため、これらをそのまま部材に生じる部材角と考え、せん断や付着に対するせん断補強筋の算定式などを、実験結果を参考に経験式として与えている。

d) 丸鋼の付着に関しては検討方法が示されていない。

e) 上記のⅠ～Ⅲのじん性等級を満足するために、軸方向応力度、せん断応力度や補強筋、主筋比などの許容上限値が示されている。

f) 以上の判定方法には、未だ問題が多いと結ばれている。

vi) 計 算 例

3層及び8層の純ラーメン、3層の壁付ラーメンの3つの建築物が検討され、いづれも現行と大差ない配筋でおさまることが示されている。

(3) 問題点の要約

理想的には、地盤の影響、相互作用等の影響を加味した標準的な地震入力を設定し、それに対し、強度および変形性能等に関して終局強度設計を行うことが望ましいが、入力の評価や強度、変形性能等の評価については未だ未解決の点も残されており、更に、現行の許容応力度法との関連、常時荷重下における安全性の検討手法等を考えると、全てのRC系構造物について、終局強度設計法のみを一律に適用することは不可能であろう。また、前述のように、各種のRC系構造物の耐震性能の差異などを考慮すれば、1章に記したような基本的な考え方をふまえながら、実質的には異った設計区分を適用しても実用上差しつかえないものと思われる。

このような観点から、各種のコンクリート系建築物について、推定される耐震性能や、終局強度設計法の適用の適否などについて一覧としてまとめたものが表2－1－解3である。表にみるように、現時点において終局強度設計法の適用が可能と考えられるものは、壁が少なくて、かつ、平面的にもまた立面的にも剛性分布の一様であるラーメン構造のような限られた建築物のみであると考えられる。このため、各種構造物にある程度共通した設計体系を挙げるとすれば、一応、許容応力度設計法にもとづいて一次設計を行い、必要あれば設計された建物の保有耐力や変形性能を検討するという二次設計を適用するという方法になろう。しかし、このような方法をとるにしてもRC固有の問題として解明されていない問題点は残されているが、その内主要なものを表2－1－解3の末尾の欄に示した。

表2－1－解3　コンクリート系各種建築物の耐震設計に関する諸事項

構法種別	推定耐震性能（S：保有耐力係数 D：変形能＊1）	現行(又は慣行)設計法で改善を要する点	終局強度設計法の適用可否とその理由　＊2	本プロジェクトによる関連研究成果	残された主要な問題点　＊3
① 大型PC板を含む壁式建築物	大型実験などにより粘りはないが、十分な余剰耐力をもつことが確認されている。（$S>1$、$D\fallingdotseq1$）	現行で十分。	（不可） 1. 弾性入力を靭性度で低減できない。（入力　大） 2. 終局強度に関する資料が十分ではない。	1. ラーメン式耐震壁の強度、変形能についての資料	実験結果は多いので、それらの解析により、保有耐力の算定法を確立する必要がある。
壁の多いラーメン式建築物		所要壁量等を規定すれば現行で十分。			
② 補強コンクリートブロック造、低層中型パネル造建築物	耐震強度、変形能力ともに疑問がある。弾性剛性も不明確である。（$S>0.4$、$D\geqq1$?）	保有する耐震性能に関する検討方法の確立が必要。ただし、資料が不十分。	（不可） 1. 靭性による入力の低減が多分不可能。 2. 終局状態に関する資料が殆んどない。	な　し	終局状態確認のための大型実験の蓄積が必要。
③ 剛性分布の一様な、壁の少ない、又はないラーメン式建築物（プレハブを含む）	耐震強度は大きくはないが十分な変形能をもたせることが可能である。（$S>0.3$、$D=2\sim4$）	所要変形能の略算法とそれに対応し得る靭性設計法の適用。	（可能） 1. 関連資料が現時点では必ずしも十分ではない。	1. 耐震壁の強度、変形設計式と関連する構造規定 2. 柱の強度、変形設計式と関連する構造規定 3. プレハブ接合用鉄筋の性能評価法と接合部の設計法	1. 有開口壁や特殊部材を中心とした実験の蓄積と設計法の合理化 2. 柱、はり接合部の再検討 3. 建築物保有耐力の合理的算定法 4. 部材のじん性と構造物のじん性との関係の定量化 5. 動的大型実験による耐震性能の確認
④ 剛性分布の不均等なラーメン式建築物、特殊な建築物	耐震強度のあまり大きくない事もあり、変形や破壊が局部的に集中する恐れあり。（$S>0.3$、$D\fallingdotseq1\sim3$?）	同上、但し、動的効果に関する一般の略算法の適用は好ましくない。	（不可） 1. 弾性入力を一定のじん性度により低減し終局強度設計用入力を設定することができない。		6. 構造物の適切な動的解析用モデル化手法と解析法

＊1. 壁式構造を1とした時の相対的変形性能。
＊2. 弾性入力を推定変形能で低減して、設計用応力として、終局強度（変形）設計をし、保有性能の検討を行わない方法。
＊3. 共通する問題点としては、上下動や2方向入力による構造耐力や変形性能への影響などが挙げられる。

2－2　設計区分

（本　文）

種々の鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計は、その構造種別および規模等により、原則として次の設計区分を適用する。

1)　2階建以下の補強コンクリートブロック造建築物およびこれに類するものは区分Ⅰ－Bによる。

2)　2階建以下の中型リブ付パネル造建築物は区分Ⅱ－Aによる。ただし、区分Ⅱを満足する構造規定（設計要項等）に準拠する場合は区分Ⅰ－Aによってよい。

3)　5階建以下の場所打ち壁式鉄筋コンクリート造建築物および大型プレキャスト板による壁式鉄筋コンクリート造建築物は区分Ⅰ－Bによる。

4)　7階以下のラーメン式鉄筋コンクリート造建築物は区分ⅡまたはⅢによる。ただし、壁率または柱率が別に示す値以上の場合には区分Ⅰ－Bによってよい。

5)　上記以下の各種の鉄筋コンクリート造建築物は区分Ⅱまたは区分Ⅲによる。

（解　説）

以下には、前項に記したような考察にもとづき、コンクリート系各種構造別に適用する耐震計算法の選定理由と規模および用途制限など関連する問題点について記す。

1)　補強コンクリートブロック造建築物

この構法による建築物は一般に固有周期が短かく、保有耐力は現行の設計震度をやゝ上回る程度であり、変形能力はあまり良好ではないと推定されるものの、実大実験などによる裏付け資料はほとんどない。また、保有耐力の算出方法についても適切な方法は提案されていないので、二次設計手法の適用は困難であり、当面は現行の設計区分Ⅰ－Bを踏襲せざるを得ない。しかしながら、過去に経験した震害は比較的顕著であり、この意味からは現行の壁量等に関する構造規定は終局強度の点から検討する必要があると考えられるが、本総合プロジェクトにおいては、関連する研究は行っていないので学協会等に対して現行規準の検討を促す必要があろう。

また、同じような意味から、これらの検討が完了するまで、規模制限の3階以下という規定はともかく、病院、学校、危険物貯蔵庫などの用途に供する場合には特別な調査研究が必要となろう。

なお、これに類した扱いが適当と思われるその他の建築物としては、型わくコンクリートブロック造建築物等が挙げられる。

2)　量産型中型リブ付パネル造建築物

この構法による建築物は、一般に弾性域の固有周期は短かいが、接合部が多く存在するため、塑性域の固有周期はやゝ長くなると推定される。また、保有耐力は大型パネル造建築物にくらべて壁量は大差はないがシェル厚が薄いため、大型パネル造建築物より小さな値となろう。変形能力はパネルの接合部詳細により大きな差が生じると思われるが、元来が壁式構造に近いためあまり良好なじん性は期待できまい。[1]

現行の耐震計算法は多くの略算的な仮定を含むものであり、保有耐力の精算や、適切な振動解析用のモデル化は困難ではあるが、工業化住宅認定基準では弾性計算（設計区分Ⅰ－B）の他、保有耐力の略算

（同Ⅱ－A）が規定されている。現在の所、保有耐力や変形性能に関する研究成果はきわめて少なく、また、近年開発された工法であるため震害経験もあまりない。

上記のような事項から、この工法による建築物には設計区分Ⅱ－Aを適用することにした。しかし、学会等による設計規準はまだないので、私的な設計要項などが開発されているがそれらの要項が、十分であることが証明されていれば、その要項に準拠する場合には設計区分Ⅰ－A又はⅠ－Bを適用してもよいと考えられる。

また、前述の認定基準の内容については、この設計法の目標とする所に合致するか否か検討の必要があろう。更に、現在の所、階数は2階まで、また用途は共同又は個人住宅や店舗付住宅などに限られているがこれらの範囲外の建築物の場合には特別な調査研究が必要となろう。

なお、これに類した扱いが適当と思われる建築物としては縦ジョイントの一体化が図られていない大型PC板構造による建築物や、組立鉄筋コンクリート造建築物が挙げられる。

3) 壁式鉄筋コンクリート造建築物（大型PC板構造を含む）

一般に固有周期は極端に短かく、じん性に欠けるが、保有耐力は非常に大きい。保有耐力を精度良く評価する手法は未だ確立されていないが、実大建築物等の破壊実験が住宅公団等によってかなり行われており、現場打ちの壁式鉄筋コンクリート造の場合には特に直交壁や床スラブなどのフランジ効果による強度上昇が著しいことが認められている。大型PC板による場合でも接合部さえ十分であれば同様な立体的効果による強度の増大が期待できるようである。[1),2)]

この種の構法による建築物は近年いくつかの地震を経験しているが、それらの地震による被害はいづれも軽微な範囲以下にとどまっている。したがって、壁量や壁の補強筋比等に関する現行の構造規定が満たされていれば、耐震強度の十分に大きい建築物が期待できよう。

現在、一般的には5階建て以下の共同住宅等に用いられているが、8階建て程度のものも最近よくみられるようになってきている。しかし、6階建て以上の建築物については適切な設計指針が未だ公にはされていないので、十分な検討が必要であろう。

上記のような事項から壁式構造建築物には設計区分Ⅰ－Bを適用することにしたが、6階建て以上の建築物については、適切な構造規定などが確立されるまでの間は、当面、設計区分ⅡまたはⅢによるものとする。

しかし、いずれの場合においても、はり部分の設計法については、再検討の余地があると考えられる。

4) 壁の多い低層鉄筋コンクリート造ラーメン式建築物

この種の建築物は基本的には前項に記した壁式鉄筋コンクリート造建築物と、地震時においてほぼ同じような挙動を示すと考えられる。すなわち壁が多く存在し、かつ建築物重量がそれ程多くないために、保有耐力の建築物重量に対する比は大きな値となる。また、壁の形状にもよるが、一般には粘りのない性状を示しやすいと思われるが、壁式構造にくらべ、壁には周辺柱がありラーメン部分のはりも曲げ降伏を先行させることが可能なので、良好なじん性を併せて期待することも可能と思われる。

ラーメン式の鉄筋コンクリート造建築物は多くの地震を経験しているが、この種の壁の多い建築物は、大部分が軽微な被害かまたは無被害ですんでいる。[1)] ただし、当然の事であるが、建築物の一方向には全

く壁がない建築物や、あってもきわめて偏在している建築物は、この分類の建築物とは云えず、事実、地震によって著しい被害を蒙ったものもある。

したがって、上記のような構造制限を付した上で、前項に記したような十分な壁量をもつ建築物については設計区分Ⅰ－Bを適用して良いことにした。

5) 一般中低層鉄筋コンクリート造ラーメン式建築物

一般に建設が認められている7階建て以下の建築物の場合には、固有周期が1秒以上になることはほとんどなく、一般には地震の影響は建築物内で増巾され易い。また、保有耐力は壁の量によってかなり影響され、中層の純ラーメン建築物では、大きな耐力を期待するのは難しい。しかし、剛性分布の均等なものについては、保有耐力や固有周期の計算が容易であり、また、所期のじん性の確保も可能である。

過去の地震による被害は、やはり一般的な傾向として壁の少ない建築物程顕著なものとなっている。特に、建築物内の少数部材の破壊によって建築物全体の崩壊を生じているような例が見られることが重要な点として指摘できるが、これは耐震上、構造計画の重要性を示すものである。

したがって、ここでは粘りがなくとも耐震上十分と考えられる程の余剰強度はないが、かなり強いと考えられる建築物については、それ程の粘りを期待しなくてもすむので、このような建築物で、2−4の5）項に示す条件に適合するものについては設計区分Ⅱ－Aを適用し、その他一般の建築物については設計区分Ⅱ－BまたはⅢを適用することにした。なお、その他特別な配慮を要する様な建築物は、1−6−7に記したような条件をもつ建築物でありこれらの建築物については設計区分Ⅲを適用するものとする。

2－3 構造特性係数

（本 文）

1) 構造特性係数は、表1−6−2に示す値を標準とし、原則として適切な実験等の資料に基づいて定めるが、3)又は4)項による値を用いてもよい。

2) 構造特性係数の下限値は、0.3とする。

3) 設計区分Ⅱ－Aによる場合で耐震壁が多く、柱の内法高さが柱の最大径の2.0倍以下の短柱を含む建築物の場合は$K=1.0$とする。

4) 表1－6－2の塑性変形能力の区分は、水平力の作用方向ごとに建築物全体について、次に示す値を標準として行う。

a) 塑性変形能力Aは、次の条件をすべて満す場合およびこれと同等以上の塑性変形能力を有する場合とする。

イ．純ラーメン構造であること。

ロ．柱の内法高さが柱の最大径の3.0倍以上であること。

ハ．1次設計における柱の地震時軸方向応力度が、コンクリートの設計基準強度の0.3倍以下であること。

b) 塑性変形能力Bは、次の各項のいずれかに該当する場合およびこれと同等以上の塑性変形能力を有する場合とする。

イ．塑性変形能力Aの条件のうち、イおよびハを満足し、かつ柱の内法高さが柱の最大径の2.5倍以上であるもの。

ロ．塑性変形能力Aの条件のうち、イおよびロを満足し、かつ1次設計における柱の地震時軸方向応力度が、コンクリートの設計基準強度の0.4倍以下であるもの。ただし、この場合には水平力の一部を負担するぜい性的な破壊をしない耐震壁があってもよい。

c) 塑性変形能力Cは上記以外の場合とする。

(解　説)

(1) 一　般

構造特性係数は1-6-9に示したように建築物の変形能力や減衰性によって定まる係数である。鉄筋コンクリート構造の場合、建築物のじん性を支配する要因としてせん断破壊、付着破壊、主筋の座屈、コンクリートの圧潰等が挙げられるが、I編6-3に記したように適切な構造制限を設ければこの様なぜい性破壊を防ぎ、ある程度のじん性を期待できることがわかった。それ故このような構造制限のもとに、下記のような構造特性係数Kを採用してよいことにした。ただし、下記の条件を満たし得ない場合には、原則として1-6-9項の解説にのっとり実験または解析により定めたK値を用いて設計区分Ⅱ－BまたはⅢを適用するものとする。

塑性変形能力Aにおいて、純ラーメン構造を必要条件としているが、1－6－7でいう偏心距離や剛重比の不均一度を増さない場合は、壁があってもよい。ただし、この場合壁の保有耐力は0とする。

表2－3－解1　各設計区分における構造特性係数Kと構造規定

(鉄筋コンクリートラーメン構造の場合)

塑性変形能力	K値 設計区分 Ⅱ－A	K値 設計区分 Ⅱ－B,Ⅲ	柱のクリア高さh_0の下限	柱の軸方向応力度の上限	柱のせん断補強筋比*4 P_wの上限	柱の引張鉄筋比 P_tの上限*5	その他
C	0.6	0.5	2.0 D*1	0.4 F_c	1.2%	1.2%	ねばりのある壁を含んでも良い。*3
B	0.5	0.4	2.5 D*1	0.4 F_c	1.2%	1.0%	同上
A	0.4	0.3	3.0 D	0.3 F_c	1.2%	1.0%	純ラーメンに限る。

*1　Dは柱のせい。　*2　1次設計における地震時の値　*3　せん断破壊しない壁
*4　せん断設計する場合の有効な上限値　$P_w > 1.2\%$の場合　$P_w = 1.2\%$とする。
*5　柱の引張鉄筋の上限値、この値を越えてはならない。

塑性変形能力	K値	耐震壁	
		耐力時平均せん断応力度上限値	周辺柱のP_wの下限値
C	0.6	45 kg/cm²	0.2%
B	0.5	40 kg/cm²	0.5%

上記の各事項に対する基本的な説明はⅠ編 6-3 および文献 3)による。また、各設計区分における柱、はり、耐震壁のせん断および付着に対する計算方法は K 値を 0.6、0.5 および 0.4～0.3 とする場合（塑性変形能力 A、B、C）に対してそれぞれ文献 3)のじん性等級Ⅰ、Ⅱ、Ⅲに対応する設計方法によるものとする。但し、区分Ⅱ－A で $K=1$ とする場合の構造規定やせん断設計方法は文献 4)による。

また、表 2-3-解 1 などにおいて、柱のクリア高さについては腰壁の存在等を考慮した実情によるものとする。

(2) その他の各種鉄筋コンクリート造の場合

鉄筋コンクリート造ラーメン構造に関する変形能力については、Ⅰ編 6-3 に記したようにかなりの実験的、理論的研究の蓄積があるが、その他の各種鉄筋コンクリート造の変形能力についての研究成果はほとんどない。したがってこれらの構造特性係数については原則として、1-6-9 に定める所により、適切な実験等によりこれを定めるものとする。

2-4 保有層せん断力の算定

（本 文）

建築物の保有層せん断力の算定は下記の方法による。

1) 建築物の保有層せん断力は、平面フレームの層せん断力の和として算定してよい。

2) 平面フレームの保有層せん断力は、各部材の曲げ耐力に立脚して適切な崩壊形を想定し算定する。ただし、耐震壁の耐力は基礎浮上り時耐力と曲げ耐力のうち小さい方の値による。

3) 各部材の曲げ耐力の算定に用いる材料強度は原則として設計強度にもとづくものとする。また、プレハブ建築物の場合を除き、はりの曲げ耐力算定にあたっては床スラブ筋の効果を算入してよい。

4) 各層の保有耐力を算出する場合の水平力分布形は、原則として 1-6-5 に示すものを用いる。

5) ただし、設計区分Ⅱ－A において保有層せん断力を略算する場合には、次式によってよい。

$$Q_B = \Sigma Q_C + \Sigma Q_W \qquad (2\text{-}4\text{-}1)$$

ここに、

Q_B：層せん断力

ΣQ_C：柱（耐震壁の周辺柱は除く）のせん断力の和

Q_C：柱のせん断力＝（$M_{U上} + M_{U下}$）／h。ただし、1 次設計の柱のせん断力としてもよい。

$M_{U上}$：柱頭の節点崩壊形が柱崩壊形の場合は、柱頭の終局曲げモーメント、はり崩壊形の場合は、はりの終局曲げモーメントの和の1／2。ただし、最上層では 1／2 を 1 とする。

$M_{U下}$：柱脚の節点崩壊形が柱崩壊形の場合は、柱頭の終局曲げモーメント、はり崩壊形の場合は、はりの終局曲げモーメントの和の 1／2。ただし、最下層では 1／2 を 1 とする。

h：柱の内法高さ

ΣQ_W ：耐震壁のせん断力の和

Q_W ：耐震壁のせん断力で、耐震壁のせん断耐力、曲げ耐力および基礎浮上り耐力からきまるせん断力のうち最小のもの。この場合、壁に接続する境界ばりの存在と基礎浮上りの影響を無視して略算してよい。せん断耐力できまる場合のせん断力は、塑性変形能力Aの場合は0、Bの場合は0.5をせん断耐力に乗じた値とする。

(解　説)

(1) 一　般

設計区分Ⅱ又はⅢを適用する各種鉄筋コンクリート造建築物は、原則として塑性変形性能によって強い地震に抵抗する型の建築物であり、その破壊性状はせん断破壊や付着破壊のようなもろいものであってはならない。したがって、これらの建築物が粘りのある曲げ破壊性状を示すように、その保有耐力は建築物を構成する各部材の曲げ耐力に立脚して算出し、併せて、曲げ耐力時においてせん断破壊や、付着破壊が生じないようにする必要がある。

しかし、ラーメン式建築物における耐震壁の場合には曲げ耐力に達する以前において基礎の浮上がりや基礎の降伏が生じ、耐力が小さくなってしまうことがある。このような場合、壁部分には顕著な破壊は生じることなく、かつ比較的大きな変形まで耐力低下は生じないと考えられる。

また、Ⅰ編 6-3-2の解説に記したように、じん性に乏しくかつその破壊により軸方向荷重の支持能力も喪失して、建築物全体の崩壊に結びつき易いような破壊を示す部材を有する建築物では、保有耐力は各耐震要素の最大耐力を適切に低減した値にもとづいて算出してよいが、この場合には構造特性係数Kを1とする必要がある。またこの場合、曲げ耐力としては、降伏強度ではなく終局強度によってよいが、種々の部材の曲げ耐力やせん断強度はⅠ編 6-3の解説に記す諸式によるものとする。

(2) 計算に用いる材料強度

鉄筋コンクリート建築物に用いられる鉄筋やコンクリートの強度は、一般的には設計強度の値を上回る結果となるべき性質のものであるが、実際はかなりばらつきのあるものとなろう。最近におけるこの種の調査結果は文献3)に記されているが、全般的に設計基準強度を下まわるものは少ない。このため、コンクリート強度については設計基準強度を用いれば安全側の結果となるが、鉄筋については、せん断や付着に対する設計を考えた場合、短期許容応力度を用いることは必ずしも安全側の仮定とはならない。しかし現在の所、適切な資料がないので、コンクリートについては設計基準強度とし、鉄筋および鋼材については規格降伏点強度を用いてよい。

(3) はりの曲げ耐力に対する床スラブ筋の効果

鉄筋コンクリート建築物を許容応力度設計した場合、建築物の保有耐力は主としてはりの曲げ耐力に強く影響されることになる。T型ばりや立体架構の実験では、はりの耐力に対するスラブ筋の効果が認められることが多い。実際の建築物で、特に低層建築物のようにはりの主筋が少ない場合にはスラブ筋の影響はかなり大きくなる。そこで、ここではプレハブ建築物のように、床板とはりとが有効に連続していない場合を除き、床スラブ内の鉄筋を考慮にいれてはりの曲げ耐力を算出してよい事にした[3)]。

また、これと同じ様に柱や壁に対する直交方向の壁の縦筋の効果も大きな要因になるものと推定され

るので、柱降伏が先行するような建築物ではその効果を採り入れてよいものと思われる。

(4) 各層の保有耐力の精算法

部材の曲げ耐力にもとづいて、建築物の各層における保有耐力を精算する方法としては、各節点毎に降伏モーメントを適当な仮定のもとに分割してゆく方法と外力分布を仮定して仮想仕事の法則を適用する方法などが考えられるが、文献3)にも記されている様にどの方法でも問題があるとされている。しかしながら本指針では一応地震時の外力分布を設定しているので、その分布を用い仮想仕事の法則にもとづいて算出することにした。なお、具体的な算定手順については文献3)を参照すると良い。

(5) 各層の保有耐力の略算法

1) 前述のように通常の建築物では、その保有耐力ははりの曲げ耐力や壁の浮上りによって決まることになるが、柱の軸方向応力度があまり大きくなくかつ、はりの配筋がゆとりのある建築物では柱の曲げ耐力によって建築物の保有耐力がきまることも考えられる。一方、建築物を構成する全部材の曲げ耐力を算定し、それにもとづいて建築物の保有耐力を計算することはそれ程容易ではない。そこで、上述のように柱や壁の耐力から、建築物の保有耐力がほぼ推定できる建築物については下記の方法でその保有耐力を略算、設計区分Ⅱ－Aを適用してよいことにした。

2) 保有耐力略算法

鉄筋コンクリート建築物の各層、各方向における保有耐力Q_uは下式によって計算してよい。

$$Q_u = \Sigma Q_c + \Sigma Q_w \qquad (2\text{-}4\text{-}1)$$

本文の記号の説明にあるように、ΣQ_cとΣQ_wはそれぞれ、柱および壁のせん断力の和を意味し、Q_cとしては1次設計用せん断力をとってもよく、また、Q_wとしては境界ばりの存在や基礎浮上りの影響を無視して略算した耐力によるせん断力としてもよいことにした。

この略算法は鉄骨鉄筋コンクリートに関して3-4で示すものと同一であり、主旨は3-4の解説を参照されたい。

2-5 部材設計および構造規定

(本 文)

1) 柱およびはり部材は、それらの曲げ破壊以前にせん断破壊ならびに付着破壊が生じないよう設計する。

2) 柱・はり接合部は、それに接続される柱およびはり材が曲げ終局状態に達するときに十分な余力をもつよう設計する。

3) 耐震壁は区分Ⅱ－Aで$K_1 = 1.0$とする場合を除き、それが含まれる構面等の挙動にもとづいて決定される耐力時において、必要な変形性能を保有するよう設計する。また、別に示す各設計区分に応じた構造規定を満足させるようにする。

(解 説)

(1) 共通事項

設計区分Ⅰ－B及びⅡ－A、Ⅱ－Bの適用が可能な建築物は、原則として平面上および立面上におけ

る構造部材の配置が釣合いの良いものに限る。また、関連する建築基準法令の規定を満たすものでなければならない。例えば、ピロティを有する建築物および平面上の一隅のみに耐震壁を有する建築物やこれに類する建築物は原則として設計区分Ⅲによるものとし、計算や実験等により、その安全性を十分検討するものとする。

(2) 補強コンクリートブロック造建築物

設計区分Ⅰ－Bを適用する上記建築物は、日本建築学会による補強コンクリートブロック造設計基準に定められた諸規定を満たすものとする（ただし、壁量等については再検討を要する）。

(3) 壁式鉄筋コンクリート造建築物

設計区分Ⅰ－Bを適用する上記建築物は、建設省住宅局建築指導課長通達（住指東第99号、昭和40年8月）日本建築学会による壁式鉄筋コンクリート造設計規準に定められた諸規定を満たすものとする。

(4) 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物

設計区分Ⅰ－Bを適用する上記建築物は、日本建築学会による壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計規準および日本建築センターによる壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造5階建共同住宅設計指針に定められた諸規定を満たすものとする。

(5) 壁の多い鉄筋コンクリート造ラーメン式建築物

設計区分Ⅰ－Bを適用する上記建築物は、その各階の各方向における壁率R_w（その階のその方向の壁の水平断面積の総和を、最上階からその階までの床面積の総和で除した値）および、その階における柱率R_c（その階の柱の水平断面積の和を最上階からその階までの床面積の総和で除した値）が式（2-5-解1）の条件を満たし、かつ日本建築学会による鉄筋コンクリート構造計算規準に定められた諸規定を満たすものとする。[3]

$$25\,R_w + 7\,R_c > W \qquad (2-5-\text{解}1)$$

$$\text{かつ} R_w > 30\,cm^2/m^2$$

ここでWは建築物の延床面積当りの単位重量（kg/m^2）

(6) 鉄筋コンクリート造ラーメン式建築物

設計区分ⅡおよびⅢを適用する上記建築物は、日本建築学会による鉄筋コンクリート構造計算基準に定められた諸規定による他、2-3節の解説(1)に記した条件を満たすものとする。

(7) 実際の設計においては、本文に述べたような塑性変形能力の条件を完全に満足することはむしろ少ないと考えられる。たとえば、ある一部の部材のみが塑性変形能力Aの条件を満足できないために、全体が塑性変形能力Bになるというような場合が相当に多いことが予測される。このような場合は、次の点が確認されれば、Aとしてさしつかえない。

ⅰ）条件に反する部分あるいは部材の地震時の挙動が、構造全体の挙動におよぼす影響が僅少であること。

ⅱ）その部分が存在しないものとして保有層せん断力を計算しても、全体の安全が確保されること。

参考文献

1) 広沢雅也：コンクリート系建築物の安全性、コンクリートジャーナル、1974年1月号

2) 日本住宅公団建築部：住宅構造資料集Ⅰ、1976年4月、日本住宅公団

3) 日本建築学会：地震荷重と建築構造の安全性、1976年

4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準同解説、1971年改訂版

3. 鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計法

3-1 総　説

（本　文）

鉄骨鉄筋コンクリート造建築物は、地震による破壊を防止するのに必要な耐力および変形性能を有するよう設計する。

（解　説）

こゝでいう鉄骨鉄筋コンクリート造建築物とは、その柱およびはりが鉄骨鉄筋コンクリート造であるものをいう。はりが純鉄骨あるいは鉄骨コンクリート造であって、柱が鉄骨鉄筋コンクリート造であるような建築物の耐震設計は、本章に準じて行う。なお、鉄骨鉄筋コンクリート建築構造部材の耐震性能については、Ⅰ編 6-4 を参照されたい。

3-2 設計区分

（本　文）

鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計は、1-5 に示す設計区分ⅡまたはⅢによる。たゞし、軒高31 m 以上のものの場合は、設計区分Ⅱ－ＢまたはⅢによる。

（解　説）

鉄骨鉄筋コンクリート造建築物は、設計区分Ⅰ－ＡあるいはⅠ－Ｂによることができるものは現在まだないので、必然的に設計区分ⅡまたはⅢによることになる。地上31m 以上の鉄骨鉄筋コンクリート造建築物については、時刻歴応答解析などを含む詳細な耐震性の検討が行われることが必要であり、また実際に行われることが多い現状であるので、これについては設計区分Ⅱ－ＢまたはⅢによることとした。

3-3 構造特性係数

（本　文）

1) 構造特性係数は、表 1-6-2 に示す値を標準とし、原則として適切な実験等の資料にもとづいて定める。

2) 構造特性係数の下限値は 0.3 とする。

3) 表 1-6-2 の塑性変形能力の区分は、水平力の作用方向ごとに建築物全体について下記を標準とする。

a) 塑性変形能力A は、次の条件をすべて満す場合およびこれと同等以上の塑性変形能力を有する場合とする。

イ．純ラーメン構造であること。

ロ．柱材の鉄骨は充腹形であること。

ハ．柱の内法高さが柱の最大径の4倍以上であること。

ニ．1次設計における柱の軸圧縮力が、軸圧縮耐力の30%以下であること。

ホ．はり材の鉄骨は充腹形またはラチス形であること。

b) 塑性変形能力Bは、下記各項のいずれかに該当する場合およびこれと同等以上の塑性変形能力を有する場合とする。

イ．塑性変形能力Aの条件のうち、イ、ロ、ニ、ホを満足し、かつ柱の内法高さが柱の最大径の2.5倍以上であるもの。

ロ．塑性変形能力Aの条件のうち、イ、ロ、ニ、ホを満足し、かつ1次設計における柱の軸圧縮力が軸圧縮耐力の40%以下であるもの。

ハ．塑性変形能力Aの条件のうち、イ、ハ、ニ、ホを満足し、かつ柱材の鉄骨がラチス形であるもの。

ニ．充腹形またはラチス形の鉄骨を用いたラーメン構造で、水平力の一部をぜい性的な破壊をしない耐震壁が負担するもの。

c) 塑性変形能力Cは、上記以外の場合とする。

(解　説)

(1) 構造特性係数は、構造体の塑性変形能力などによってきまるものであり、1-6-9項の解説で述べたような考え方に従って適切な実験等の資料に基づいてその値をきめる。そうでない場合は、1-6-9項に示した構造特性係数の標準値を用いればよく、本項はその場合の塑性変形能力の区分けの標準を示したものである。

すなわち、各層の保有する塑性率が、Aにおいては9以上、Bにおいては5以上、Cにおいては3以上とし、それぞれの場合の具体例を本文中に示した。

塑性変形能力の級別に関して本文に挙げた種々の条件は、部材がぜい性的な破壊あるいは塑性域における不安定挙動を起こさないための条件であって、少くとも部材レベルの話としては、本耐震設計法ならびに既往の多くの研究報告等において一般的に認められているものである。

柱の軸圧縮力に関する条件は、1次設計における柱軸圧縮力についてのものであって、2次設計においてもその大きさの増減がないことを前提としている。しかしながら建築物の平面の外周、特に隅部に配置される柱については、2次設計に際して軸圧縮力の増減があることが多いので、このような柱については充分なじん性を付与するよう注意することが必要である。特に、建築物の見付巾Bに対する高さHの比、H/Bの値が3をこえるような細高い形状の架構については2次設計における柱の軸圧縮力を予測し、それについて本節の条件を適用すべきである。なお、柱の軸圧縮耐力は、次式によって計算する。

$$N_u = N_o (1 + \mu_r + \mu_s) \qquad (3\text{-}3\text{-}解\ 1)$$

ここに、

N_u：柱の軸圧縮耐力

N_o： 柱の断面積にコンクリートの設計基準強度を乗じたもの$=BDF_c$

μ_r： 鉄筋の引張降伏強度とN_oとの比$=\dfrac{A_r \cdot {}_r\sigma_y}{N_o}$

μ_s： 鉄骨の引張降伏強度とN_oとの比$=\dfrac{A_s \cdot {}_s\sigma_y}{N_o}$

B, D： 柱の断面の巾および長さ

F_c： コンクリートの設計基準強度

A_r, A_s： 鉄筋および鉄骨の断面積

${}_r\sigma_y, {}_s\sigma_y$： 鉄筋および鉄骨の材料の降伏点強度

なお、上式において$\mu_r=\mu_s=0$として柱の軸圧縮耐力を略算してもよい。

塑性変形能力Bの条件のうちのニ項は、耐震壁の分担するせん断力が保有層せん断力の70%程度以下であるような比較的壁の少ない場合で、かつその耐震壁の破壊がぜい性的でない場合を想定している。

(2) 耐震壁を有する建築物の塑性変形能力に関する記述が本文にほとんどないが、これは、鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震壁には、鉄筋コンクリート耐震壁、鉄骨ブレース入り鉄筋コンクリート耐震壁、鋼板内蔵鉄筋コンクリート耐震壁、鉄骨鉄筋コンクリートブレース、鉄骨ブレース入りプレキャストコンクリート耐震壁など多様な種類のものがあるうえ、それぞれの断面詳細の相異によって構造的な性状が区々であって、その塑性変形性能の一般的評価がきわめて困難であるためである。したがって、耐震壁を有する建築物については、適切な実験等の資料にもとづいて塑性変形能力を推定すべきである。

(3) はりが純鉄骨あるいは鉄骨コンクリート造であって、柱だけが鉄骨鉄筋コンクリート造であるものの塑性変形能力は、部材および接合部の断面詳細などの如何によって大きくばらつくものであり、したがってこのような場合の構造特性係数は適切な実験等の資料にもとづいて別途定めることが望ましい。

なお、この種の構造の設計においては、I編 6-4-3 の解説(8)項のiii)およびiv)に述べた点についての配慮が必要である。

(4) 表 1-6-2 に示した標準値によらない場合に必要となる適切な実験等による資料とは、その建築物の構造骨組の地震時の力学的挙動を定量的に推定するに足る資料のことであって、たとえば、その構造骨組に関する実験あるいは解析の資料、構造骨組を構成する耐震要素に関する実験あるいは解析の資料等を指している。

(5) 一般の建築物においては、本文に述べたような塑性変形能力の条件を完全に満足することはむしろ少ないと考えられる。たとえば、ある一部の部材のみが塑性変形能力Aの条件を満足しないために、全体が塑性変形能力Bになるというような場合が相当多いことが予測される。このような場合は、次の点が確認されれば、Aとしてさしつかえないであろう。

i）条件に反する部分あるいは部材の地震時の挙動が、構造全体の挙動に及ぼす影響が僅少であること。

ii）その部分が存在しないものとして保有層せん断力の計算を行い、全体の安全が確保されること。

3-4　保有層せん断力の算定

（本　文）

1) 建築物の保有層せん断力は、平面フレームの層せん断力の和として算定してよい。

2) 区分Ⅱ－Aにおける平面フレームの層せん断力は次式によって算出する。

$$Q_B = \Sigma Q_c + \Sigma Q_w \qquad (3\text{-}4\text{-}1)$$

ここに

Q_B：層せん断力

ΣQ_c：柱（耐震壁の周辺柱は除く）のせん断力の和

Q_c：柱のせん断力＝（M_u上＋M_u下）／h

たゞし、塑性変形能力Cの場合は、1次設計において算出される柱のせん断力とする。

M_u上：柱頭の節点崩壊形が柱崩壊形の場合は、柱頭の終局曲げモーメント、はり崩壊形の場合は、はりの終局曲げモーメントの和の1／2。たゞし、最上層では1／2を1とする。

M_u下：柱脚の節点崩壊形が柱崩壊形の場合は、柱脚の終局曲げモーメント、はり崩壊形の場合は、はりの終局曲げモーメントの和の1／2。たゞし、最下層では1／2を1とする。

h　：柱の内法高さ

ΣQ_w：耐震壁のせん断力の和

Q_w：耐震壁のせん断力で、耐震壁のせん断耐力、曲げ耐力および基礎浮上り時耐力からきまるせん断力のうち最小のもの。せん断耐力できまる場合のせん断力は、塑性変形能力Aの場合は0、Bの場合は0.5をせん断耐力に乗じた値とする。

3) 区分Ⅱ－BおよびⅢにおける平面フレームの層せん断力は、構成部材の曲げ耐力等に立脚し、適切な崩壊形を想定したうえモーメント分配法、仮想仕事法等を用いて算定する。

（解　説）

(1) 本項では、設計区分Ⅱ－Aにおける保有層せん断力の略算値ならびに設計区分Ⅱ－BおよびⅢにおける保有層せん断力の精算値の算出法について述べている。

(2) 保有層せん断力の算出の方法は、きわめて多種多様であるが、本項では略算法、精算法とも基本的な手順のみを示し、詳細については設計者の創意にゆだねることとした。

(3) 設計区分Ⅱ－Aに用いる略算法は、鉄筋コンクリート造建築物の耐震性の判定などに適用されている考え方と基本的には同じあって、ラーメン部材ならびに耐震壁架構について概略の崩壊メカニズムを仮定して層せん断力を算出するものである。ただし、せん断破壊を生じる耐震壁については、塑性変形能力Aの場合にはその壁の耐力を保有耐力に算入せず、塑性変形能力Bの場合にはその壁の耐力の1／2のみを保有耐力に算入するものとしている。ここでいうせん断破壊は、鉄筋コンクリート耐震壁のせん断破壊のようなぜい性的な破壊形式のことであって、このような破壊が発生する場合に保有耐力を低減したのは、このような破壊は一般に比較的層間変位が小さいときに発生し、最大耐力に達した後の層間変位の増大に対して耐力の低下が著しいため、最大耐力をラーメン部材の保有せん断力に単に加算したものを保有層せん断力とすることには問題があるからである。一方、塑性変形能力Cの場合には、柱

の保有耐力をその終局曲げモーメントから計算しないで1次設計における柱のせん断力そのものを保有耐力としている。これは塑性変形能力Cの場合の柱の終局状態の発現が耐震壁の終局状態の発現にくらべて遅く、両者の単純な累加では保有層せん断力が過大となるからである。

(4) 区分Ⅱ－BおよびⅢに用いる保有層せん断力の算定法は、本文に掲げた方法によるのが現状では最も簡単にできる精算法であり、かつこれ以上に複雑な手法を用いて設計を行うことは実際的でないと考えられる。この方法の詳細については本文では触れていないので、章末の参考文献1)を参照されたい。

3-5 部材設計および構造規定

(本 文)

1) 柱およびはり部材は、それらの曲げ破壊以前にせん断破壊ならびにせん断付着破壊が生じないよう設計する。

2) 柱・はり接合部は、それに接続される柱およびはり材が曲げ終局状態に達するときに十分な余力をもつように設計する。

3) 耐震壁は、それが含まれる構面等の挙動にもとづいて決定される耐力時において、必要な変形性能を保有するよう設計する。

4) 部材および接合部は、別に示す構造規定を満足させるものとする。

(解 説)

(1) 柱およびはり部材の地震材の地震時の破壊形式には、曲げ破壊、せん断破壊、せん断付着破壊などがあるが、このうち、せん断破壊とせん断付着破壊は、他に比べて一般にぜい性的な破壊形式であって、これらが発生することは鉄骨鉄筋コンクリート建築物の地震時のじん性確保という観点からみて好ましくない。したがって、柱およびはりにあっては、曲げ破壊が先行するよう設計することが必要である。

このためには、柱およびはり部材のせん断力に対する設計を、日本建築学会の鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準[2](以下SRC規準という)17条によって行えばよい。

柱およびはり部材の終局耐力は、SRC規準付15.2によって計算してよい。

(2) 建築物が地震力を受ける場合には、柱・はり接合部は大きなせん断力を受け、このせん断力によって接合部が破壊すると接合部には大きな変形が生じ、建築物全体の剛性あるいは耐力の低下を招くことになる。したがって、接合部はこれに接続する柱およびはりが終局耐力(これは前項(1)の配慮がなされていれば曲げ終局耐力となるはずである。)に達する以前に破壊しないように設計しなければならない。

柱・はり接合部パネルの終局せん断耐力は、SRC規準19条解説に示された式(19.3)によることができる。

(3) 地震時に耐震壁の負担するせん断力は、建築物全体を見た場合の耐震壁の配置の状況、耐震壁に連なる境界ばりの性状等によって大きく変化するものであって、耐震壁の耐力評価においてはこの点を十分考慮しなければならない。

また、耐震壁の変形性能についても、はり、柱あるいは接合部と同様に安定した荷重－変形関係となることが望ましい。このためには、境界ばりのじん性の確保あるいは耐震壁のせん断破壊の防止などの

配慮が必要である。

なお、耐震壁の曲げおよびせん断に対する終局強度は、参考文献2)の3－3－3項によって求めることができる。

4) 本文4)項に述べた構造規定は、表3－5－解1に示すものとする。

表3－5－解1　構　造　規　定

区　分	項　目	規　定　内　容	備　考
1. 材　料	A. 鉄骨材料の品質	鉄骨材料は、下表に示す日本工業規格に示すものおよびこれと同等以上のものとする。 表1－A　鉄骨材料の材質規格 番　号　名　称 JIS G 3101　一般構造用圧延鋼材　SS41・SS50 JIS G 3106　溶接構造用圧延鋼材　SM41 A・B・C, SM50 YA・YB, SM50 A・B・C, JIS G 3444　一般構造用炭素鋼鋼管　STK41・STK50 JIS G 3466　一般構造用角形鋼管　STKR41・STKR50 JIS B 1186　摩擦接合用高力六角ボルト・六角ナット・平座金のセット JIS G 3104　リベット用圧延鋼材 JIS Z 3211　軟鋼用被覆アーク溶接棒 JIS Z 3212　高張力鋼用被覆アーク溶接棒 JIS Z 3311　サブマージアーク溶接用ワイヤ JIS G 5101　炭素鋼鋳鋼品 JIS G 3201　炭素鋼鍛鋼品	
	B. 鉄骨材料の形状・寸法	鉄骨材料の形状・寸法は、下表に示す日本工業規格に適合するものとする。 表1－B　鉄骨材料の形状・寸法規格 番　号　名　称 JIS G 3192　熱間圧延形鋼の形状、寸法、重量およびその許容差 JIS G 3193　熱間圧延鋼板および鋼帯の形状、寸法、重量およびその許容差 JIS G 3194　熱間圧延平鋼の形状、寸法および重量ならびにその許容差 JIS G 3191　熱間圧延棒鋼とバーインコイルの形状、寸法および重量ならびにその許容差 JIS G 3444　一般構造用炭素鋼鋼管 JIS G 3466　一般構造用角形鋼管 JIS B 1186　摩擦接合用高力六角ボルト・六角ナット・平座金のセット JIS B 1180　六角ボルト JIS B 1181　六角ナット JIS B 1214　熱間成形リベット	
	C. 鉄筋の品質形状および寸法	鉄筋は、原則としてJIS G 3112（鉄筋コンクリート用棒鋼）ならびにJIS G 3117（鉄筋コンクリート用再生棒鋼）に適合するものとする。	
	D. 溶接金網	JIS G 3551(溶接金網)に規定する金網のうち、素線の径が4mm以上のものを鉄筋のかわりに用いることができる。	

区　分	項　目	規　定　内　容	備　考
	E. 降伏強度が30 kg/mm²の鉄筋の使用制限	規定最小降伏点が30 kg/mm²以上の鉄筋は、下表の強度のコンクリートに対して用いる。 表1－E 鉄筋の種類 / コンクリート設計基準強度 Fc (kg/cm²) SR 30・SD 30・SRR 40・溶接金網 / 150以上 SD 35 ・ SD 40 / 180以上	
2. 鉄骨の巾厚比		鉄骨の板要素の巾厚比は、日本建築学会鋼構造設計規準[3] 8章の規定にしたがうものとする。	
3. コンクリートのかぶり厚さ		鉄筋に対するコンクリートのかぶり厚さは、JASS 5 の規定にしたがうものとする。ただし、柱およびはりにあって異形鉄筋を用いる場合のかぶり厚さは、主筋の公称直径の1.5倍以上とする。 鉄骨に対するコンクリートのかぶり厚さは5 cm以上とする。	
4. 鉄筋の定着および継手	A. 一　般	鉄筋および溶接金網の定着および継手は、日本建築学会鉄筋コンクリート構造計算規準[4]17条の規定にしたがうものとする。	
	B. 継手の位置	鉄骨および鉄筋のそれぞれの継手を設ける位置は、大きな応力が生じる個所を避け、かつ同一個所に集中することがないようにしなければならない。	
5. はり	A. 主　筋	(1) 主筋の直径は、丸鋼の場合13 mm以上、異形鉄筋の場合D 13 以上とする。 (2) 主筋相互のあきは2.5 cm以上、かつ丸鋼の場合はその公称直径の1.5倍以上、異形鉄筋の場合はその公称直径の1.7倍以上とする。 (3) 主筋と軸方向鉄骨とのあきは2.5 cm以上とする。 (4) 主筋の配置は原則として2段以下とする。	
	B. あばら筋	(1) あばら筋には、直径9 mm以上またはD10以上の異形鉄筋を用いる。 (2) あばら筋の間隔は、直径9 mmの丸鋼またはD10の異形鉄筋を用いる場合には$\frac{D}{2}$以下、かつ25 cm以下とする。ただし、前記の鉄筋より大きい場合には、$\frac{D}{2}$あるいは45 cmをこえない範囲で前記の数値25 cmを適当に増大させることができる。 (3) あばら筋比は0.2％以上とする。ただし、充腹形の鉄骨を用いる場合は0.1％とすることができる。 (4) あばら筋は圧縮側鉄骨および鉄筋の外側にそう入し、断面内の全主鋼材を包含するように配置し、その末端は135°以上に曲げて定着する。	
	C. 有孔ばり	(1) 穴をあける位置は、原則としてはりスパン中央の半ス	

区　分	項　目	規　定　内　容	備　考
		パン長さの範囲内とする。 (2) 穴の径は原則として0.4 D 以下（Dは、はりの全せい）とする。 (3) 穴の四隅には、それぞれ最小限 2−13ϕ の穴補強筋を斜め45° 方向に配置する。 (4) 穴補強筋の材軸となす角度は45～90度とする。 (5) 穴補強筋は、全許容力に対して安全であるように定着する。 (6) 連続して穴をあける場合は、穴の中心間距離は、穴の直径の3倍以上とする。	
6. 柱	A. 主筋および鉄骨	(1) コンクリート全断面積に対する材軸方向鋼材全断面積の割合は、0.8%以上とする。 (2) 材軸方向鉄骨は、格子材、ラチス材などのつなぎ材により相互に連結し、つなぎ材間隔は軸方向鉄骨の個材細長比が70以下となるように配置する。 (3) 主筋は、丸鋼では直径13㎜以上、異形鉄筋ではD13以上とし、主筋は帯筋により相互に連結する。 (4) 主筋相互のあきは、2.5㎝以上、かつ丸鋼の場合は公称直径の1.5倍以上、異形鉄筋の場合は公称直径の1.7倍以上とし、主筋と軸方向鉄骨とのあきは2.5㎝以上とする。	
	B. 帯　筋	(1) 帯筋は丸鋼では9㎜以上、異形鉄筋ではD10以上とする。 (2) 帯筋の間隔は、直径9㎜の丸鋼またはD10の異形鉄筋を用いる場合は、10㎝以下とする。たゞし、柱の上下端より柱の最大径の1.5倍に等しい範囲外では、帯筋間隔を前記数値の1.5倍まで増大することができる。また、前記の直径より大きい鉄筋を用いる場合には、20㎝をこえない範囲で前記の数値を適当に増大させることができる。 (3) 帯筋比は0.2%以上とする。たゞし、充腹形の鉄骨を用いる場合には0.1%以上とすることができる。 (4) 帯筋は断面内の全主鋼材包含し、主鋼材内部のコンクリートを十分に拘束するように配置し、その末端は135°以上に曲げて定着する。	
	C. 最大細長比	柱の最大細長比は100とする。	
7. 柱　脚		(1) 柱脚は、柱の応力を基礎に安全に伝えることができる構造とする。 (2) 鉄骨柱脚の応力は、アンカーボルトならびにベースプレートにより、礎盤に伝達させる。鉄骨柱脚に曲げモーメントを期待しない場合であっても、施工上必要なアンカーボルトおよびベースプレートは設けなければならない。	
8. 耐震壁		(1) 耐震壁はなるべく建築物の外周側に、かつ、つり合い	

区　分	項　目	規　定　内　容	備　考
		よく配置する。 (2) 耐震壁を建築物平面中央コアに配置する場合は、特に外周の柱のじん性確保に留意する。 (3) 細長い連層耐震壁に接続する境界ばりについては、そのじん性確保に留意する。 (4) 耐震壁の壁厚は12 cm以上とする。 (5) 耐震壁の壁厚と、内蔵する鋼材の厚さとの比は10以上とし、かつ鋼材のコンクリートかぶり厚さは5 cm以上とする。	

参考文献

1) 日本建築学会編：地震荷重と建築構造の耐震性、日本建築学会、1976. *pp.* 309 − 478.

2) 日本建築学会編：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、日本建築学会、第3版、昭和51年。

3) 日本建築学会編：鋼構造設計規準、日本建築学会、昭和45年。

4) 日本建築学会編：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、日本建築学会、第2版、昭和50年。

4. 鋼構造建築物の耐震設計法

4-1 総　説

（本　文）

鋼構造建築物は地震による破壊を防止するのに必要な耐力および変形性能を有するように設計する。

（解　説）

本耐震設計法で鋼構造建築物を設計する際、耐震計算は塑性範囲にまで及んで行なうのが通常となる。従って採用する構造形式、構造要素は骨組の降伏時の強度、降伏後の耐力および変形性能を推定するにできるだけ容易なものであることが望ましい。また骨組および構造要素の保有耐力および変形性能の評価にあたっては過去の実験結果、調査研究を十分に参照し、必要に応じて実験等を加えることが望ましい。

4-2 設計区分

（本　文）

鋼構造建築物の耐震設計に適用する設計区分は次による。

1）軒高31m未満のものは区分Ⅱ－Aまたは区分Ⅱ－Bによる。

2）軒高31m以上45m未満のものは区分Ⅲ－Aによる。

3）軒高45m以上のものは区分Ⅲ－Bによる。

（解　説）

上記の区分は鋼構造建築物の適用設計区分の原則を示すものである。この軒高による区分は現状の軒高31mおよび45mの法的区分との連続性を考慮したものである。

1）の区分に属する建築物はその階数が4以上の場合区分Ⅱ－Bにより設計することが望ましい。

4-3 構造特性係数

（本　文）

1）構造特性係数は、表1-6-2に示す値を標準とし、原則として適切な実験等の資料にもとづいて定める。

2）構造特性係数の下限値は0.3とする。

3）表1-6-2の塑性変形能力の区分は、水平力の作用方向ごとに建築物全体について、下記の事項を標準として行う。

a）塑性変形能力Aは次の条件をすべて満す場合およびこれと同等以上の塑性変形能力を有する場合とする。

イ）ラーメン構造であること。

ロ）ラーメン部材の端部および降伏の発生が予測される箇所で十分な塑性変形性能が確保されること。

ハ）柱・はりおよびそれらの接合部は座屈防止に関する構造規定を満足し、かつ接合部は大きな回転に耐えられること。

ニ）1次振動モードが卓越するもの、または剛性および剛重比の分布が均一であること。

b）塑性変形能力Bは下記各項のいずれかに該当する場合およびこれと同等以上の塑性変形能力を有する場合とする。

イ）ラーメン構造であって、高次振動モードを無視できないものまたは剛性および剛重比の分布が1-6-7に示す許容値に近いもの。

ロ）軸組ブレース構造であってブレースおよびブレースをとりまく骨組によって構成される構造部分がその層に作用する全水平力の20%以上を負担する構造。

ハ）鋼板耐震壁、鉄筋コンクリート耐震壁等を有する骨組。

c）塑性変形能力Cは、上記以外の場合とする。

(解　説)

(1)　a）の各条件を満足することにより構造物には安定した復元力特性と十分な塑性変形能力を期待できるので、構造特性係数は下限値をとってよいこととした。

a）のハ項でいう構造規定は、柱の細長比、はりの横補剛間隔、板要素の幅厚比および接合部の構造細則等である。

柱の細長比、はりの横補剛間隔および板要素の幅厚比について、塑性変形能力Aを得るための諸規定は文献1)に従うものとする。

接合部に関する構造規定は、その接合部に塑性ヒンジが形成されないと予測できる場合、文献2)および文献3)に従うものとする。

塑性ヒンジの形成が予測される部分での接合および柱・はり接合部は文献1)に従って設計するものとする。

(2)　b）のイ項に該当する建築物は地震時の水平力分布が1-6-5に示したものとは異なったものとなる可能性があるので安全を見込む意味で外力をやゝ大きく設定する。同様にb）のロ項に該当する軸組ブレース構造ではブレースの復元力の劣化がその層の復元力特性に影響することを考慮してa）に比して外力を大きめにとることにした。

通常の中低層鋼構造建築物ではブレースの水平力分担率が大きくなると地震時に崩壊しないためには周辺ラーメン骨組に大きな塑性変形性能を要求される。ブレース自体は接合部が十分注意深く設計されていれば、その寸法、諸元から通常相当大きな塑性変形能力をもっているが、ラーメン骨組はこれに比して期待できる塑性変形性能は低い。従ってブレースの水平力分担率がある程度以上の場合は外力を大きめに設定する必要がある。

ここではブレースの水平力分担率が全水平力の20%以上の場合これに該当するとした。

鋼板耐震壁および鉄筋コンクリート耐震壁を用いた構造物は原則としてb）と同じ扱いをすることにしたが、骨組とこれら耐震要素との強度差、変形性能の違い等により実情に応じた判断が必要である。

塑性変形能力Bを得るための構造規定は文献2）に示された諸規定またはこれと同等以上のものとする。

4-4　保有層せん断力の算定

（本　文）

建築物の保有層せん断力は平面フレームの層せん断力の和として算定してよい。ただし、設計区分Ⅱ－Aにおいて、保有層せん断力を略算する場合には別に示すものによる。

（解　説）

平面フレームの保有層せん断力の計算法として

(1)　柱頭、柱脚、はり端に降伏モーメントを仮定した略算法

(2)　単位ラーメンによる方法

(3)　層フレームによる方法

(4)　リーハイ大学方式による方法

などが提案されている。

上記(1)の略算法は次のように行う。

平面骨組の各節点に集まる柱およびはりの降伏モーメントをそれぞれ算出する。この節点について上、下の柱の降伏モーメントの和と左、右のはりの降伏モーメントの和のうち小さい方の値を上、下の柱の剛比に比例配分する。

各節点について順次この計算を行なうと1本の柱について柱頭、柱脚モーメントが定まってくるのでこの端部モーメントから柱のせん断力を求める。ある層の柱全部のせん断力の和を求めれば、これがこの層の近似的保有層せん断耐力となる。

軸組ブレース構造ではその層のラーメン骨組の保有層せん断耐力を上記により求め、これに引張ブレースの降伏荷重から求めたブレースの降伏層せん断力を加えたものが近似的保有層せん断耐力となる。

上記(2)の方法については文献4）に、(3)、(4)の方法については文献1）、5）、6)に示されている。

4-5　部材設計および構造規定

（本　文）

部材ならびに接合部は所要の耐力および変形性能に応じた構造規定を満さなければならない。

（解　説）

鋼構造建築部材の耐力と変形性能は座屈により制限されることが多いので所要の耐力と変形性能に応じた座屈防止の構造規定に従う必要がある。特に部材の降伏後も十分な塑性変形性能を期待するには現行設計における諸規定よりかなり厳しい条件が課せられる。また柱・はり接合部を含め接合部は応力が集中しやすいので、細部設計および溶接、高力ボルトなどの接合材は所定の構造規定に従うことが必要である。

4-6　変形制限

（本　文）

鋼構造建築物の各層の間の相対変位角の許容値 D_i および全体の相対変位角の許容値 D_Tの値は1-6-8に示す値にかかわらず、それぞれの層の非構造部材の破壊時相対変位角の1/2および1/150ラジアンとする。

（解　説）

鋼構造建築物においては、1-6-8に示す値を満すことは、一般に困難な場合が多いので上記の値に緩和した。

参考文献

1）日本建築学会「鋼構造塑性設計指針」

2）日本建築学会「鋼構造設計規準」

3）日本建築学会「高力ボルト接合設計施工指針」

4）加藤勉、秋山宏：鋼構造部材の耐力（その3）、日本建築学会論文報告集、第150号、昭和43年8月

5）日本鋼構造協会：重層骨組の塑性設計法（その1）、（その2）、JSSC, Vol6, №57, 1970, JSSC, Vol9, №90, 1973

6）日本建築学会：地震荷重と建築構造の耐震性、1976

5. プレストレストコンクリート造建築物の耐震設計法

5-1 総　説

（本　文）

プレストレストコンクリート造建築物は、地震による破壊を防止するのに必要な耐力および変形性能を有するように設計する。

（解　説）

(1) 現行設計体系

プレストレストコンクリート構造が我国の建築の分野で本格的に用いられるようになったのは昭和30年前半である。昭和35年に建設省告示第223号によって、16m以下の建築物に対しては、プレストレストコンクリート構造が自由に適用できるようになり、昭和36年には、日本建築学会プレストレストコンクリート設計施工規準同解説（以下PC規準と略記）が発刊され、同種構造の設計技術が広く一般に普及されるようになった。

昭和36年に制定されたPC規準は、耐震設計に関して他規準と若干異なった方針を採用していた。即ち、鉄筋コンクリート構造、鉄骨構造等では、建築規準法に規定する地震荷重による応力を基に許容応力度設計を行うことを規定しているが、PC規準では、建築規準法に規定する地震荷重による応力の1.5倍に、長期応力を組合せた短期応力よりも、断面の曲げ終局強度が上廻ることを検査する、一種の終局強度設計を行う方針を採用していた。

以後プレストレストコンクリート構造技術の普及に伴い、高層建築物に用いられる機会が多くなり、昭和48年には建設省告示第949号によって前記告示第223号に規定されていた16m制限が撤廃され、高層建築物にも自由にプレストレストコンクリート構造が適用できるようになった。昭和50年には、この間の設計技術、研究の進歩をとり入れ、PC規準の大巾な改訂が行なわれた。

新規準においても前述の終局強度設計手法は、そのまま踏襲されたが、さらにプレストレストコンクリート構造と混用される鉄筋コンクリート部分にも、同様に終局強度設計を適用すること、変形能力確保のための種々の規定等が新しく設けられた。

図5-1－解1には、現行の基・規準に基くプレストレストコンクリート建築構造物の標準的な耐震設計の手順を示す。

以上述べたように、プレストレストコンクリート構造は、我国において比較的新しい構造方式であり、新潟地震、十勝沖地震等の最近の大地震による被害を受けた例もなく、現行のPC規準における耐震設計上の問題点を、実際の地震被害の教訓から学び取る機会がまだない。プレストレストコンクリート構造は、鉄筋コンクリート構造と混用されることが多く、従って鉄筋コンクリート構造と同じような耐震設計上の問題点を有する一方、大スパン架構に用いられる例が多く、固有周期が長くなること、鉄筋コンクリート部材に比較して優れた復元力を示すが、履歴減衰効果が小さくなること等、鉄筋コンクリート構造と異なった動的特性を示す。

表5-1－解1には、プレストレストコンクリート構造に特有な耐震設計上の問題点を示す。

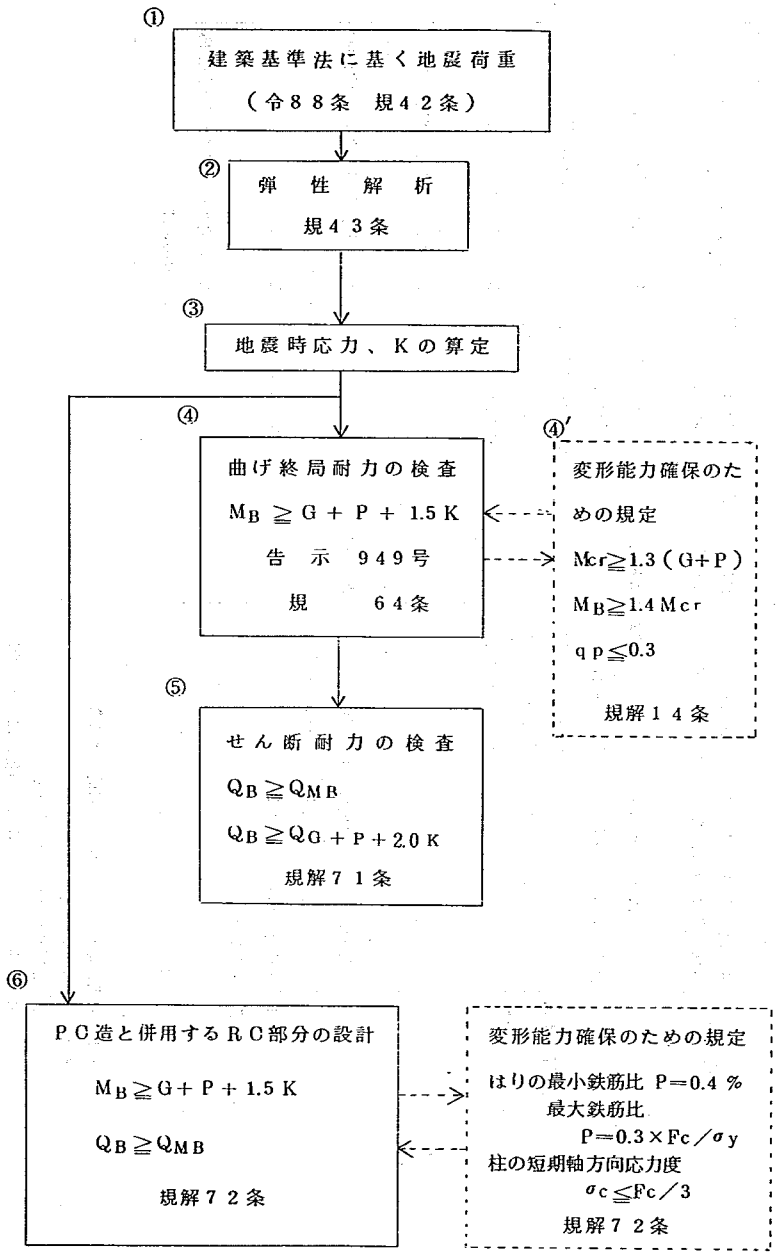


図 5-1 ー解 1　プレストレストコンクリート造建築物の現行設計体系

表5-1－解1　プレストレストコンクリート建築物の耐震設計上の問題点

構法種別	推定耐震性能 S保有耐力、D減衰能 *1	現行設計法で改善を要する点	終局強度設計法の適用の可否	本プロジェクトによる関連研究成果	残された主要な問題点 *2
場所打一体式構造	一般には充分な耐震強度を有するものが多い。 $S \geqq 0.4$　$D \fallingdotseq 2 \sim 4$	1. 純ラーメン構造に近い場合の変形能の検討と所要の変形能を確保するための構造規定	既に適用	1. 変形能に関する資料 2. 変形能を考慮した終局強度設計手法	1. 復元力特性の明確化 2. 不静定応力の処理 3. PC鋼材付着の劣化 4. アンボンド鋼材利用の可否
プレキャスト構造	圧着接合を用いた場合には、耐力、変形能とも場所打一体式の場合と変りないと思われる。 $S \geqq 0.4$　$D \fallingdotseq 2 \sim 4$	1. 接合部のコンクリートの拘束	既に適用	特になし	1. 圧着接合部の塑性変形能の明確化 2. 減衰性能 3. 収縮クリープによる不静定応力の処理

＊1. 壁式構造を1とした時の相対的変形性能

＊2. 共通する問題点として
1) 履歴減衰効果の適切な評価
2) 鉄筋コンクリート構造との併用に関する問題点
3) 繰返しを考慮したせん断終局強度算定式の確立

(2) 推定耐震性能

(1)で述べたように、現行の、日本建築学会「プレストレストコンクリート設計施工規準」では、プレストレストコンクリート造建築物の耐震設計にあたっては、各部材断面の終局耐力が、震度0.3に相当する地震力を受けた時の断面力を上廻ることを検査する一種の終局強度設計を行っている。従って、これに準拠して設計された建築物であれば、純ラーメン構造であっても、0.3の保有耐力係数は確保されていることになる。

しかも、設計上、PC部材の曲げ終局耐力の計算にあたっては、PC鋼材の降伏点応力として、JIS規格で保証する最小値を用い、学会規準に定める略算法により計算を行っているが、本総合プロジェクトの一環として実施した実験結果[1]によれば、上記のようにして求めた曲げ終局耐力は、部材の真の耐力より平均15%程度小さな値となる。これを考慮すると、純ラーメン構造の場合の保有耐力係数は、少なくとも0.35以上あるものと考えてよい。

現行のPC規準が制定される以前に建設されたPC造建物では、PCはりを支持するRC柱の設計は、「RC構造計算規準」に準拠して、設計されていたため、既存のPC造建築物では保有耐力係数で0.3を下廻る建築物も存在する可能性がある。ただし、一般には、相当量の耐震壁を有する場合が多く、純ラーメン構造として設計される例は少ない。

総合プロジェクト「新耐震設計法の開発」の一環として行なわれた、PC造建築物の耐震性調査結果によれば、昭和33～50年に建設されたPC造建築物の保有耐力係数の分布は図5-1－解2のようである。

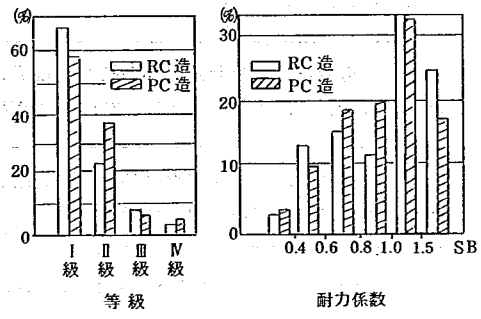


図5－1－解2　既存プレストレストコンクリート造建築物の耐力係数の分布

(3) 設計法に関する動向

i) *FIP*(*Federation Intertational de la Précontrainte*－プレストレストコンクリート国際委員会)の耐震委員会では、プレストレストコンクリート構造物の耐震設計指針案が検討され、現在公表の準備中である。

本指針の特徴は、地震荷重を再現期間に応じて、表5-1－解2のように3種類に分類し、それぞ

れのレベルの地震に対して、表 5-1 −解 3 に定めるような限界状態設計法を提案していることである。

表 5-1 −解 2

地震レベル	再現期間（年）
中地震	10～ 20
激震	50～100
烈震	200～500

また、PC構造物の、じん性を確保するために、PC 鋼材係数の制限（$q_{p+r} \leq 0.25$）、PC 鋼材の配置、端部曲げ拘束筋の配置などに言及している。

表 5-1 −解 3　限界状態

限界状態	限界状態の内容
中地震に対する限界状態	地震時には、コンクリートにきれつが発生した以後に PC 鋼材に大ひずみが生ずることは許容するが、PC 鋼材のひずみは、比例限界を越えてはならない。
激震に対する限界状態	構造物は、設計地震力に対して、転倒、すべり、不同沈下、座屈等により、崩壊してはならない。
烈震に対する限界状態	特殊な用途の構造物の場合には、激震に対する限界状態を烈震に対して考慮する。

ii) 「地震荷重に対する、プレストレストコンクリートじん性フレームの設計及び詳細」に関するニュージーランドの規準

(a) PC 鋼材量に対する制限　$a / h \leq 0.2$

a ： 圧縮ヘリから中立軸までの距離

h ： 断面の全せい

(b) $Mu / Mcr \geq 2.0$

Mu ： 曲げ終局耐力

Mcr ： 曲げきれつ耐力

(c) $Vu = \frac{Mu_A + Mu_B}{\ell} + Vdg$

Vu ： 設計用せん断力

Mu_A, Mu_B ： 部材両端の曲げ終局耐力

Vdg ： 長期荷重によるせん断力

(d) 閉鎖形スターラップ

10㎜以上の鉄筋を 100 m または d ／4 （d は部材の有効せい）以下

(e) 端部拘束筋

材端部の普通鉄筋を囲む閉鎖形スターラップは径10㎜以上の鉄筋を 100 ㎜、d ／4 または、普通鉄筋径の 6 倍以下に配置する。

iii) 地震荷重第1案による PC 造建築物の耐震性検討結果、および問題点

a. 第1案そのものに対する問題点

(イ) 許容変形限界（1／125 or 1／150）は、構造種別、架構型式に応じて変えてもよいのではないか。ただし、そのためには、目標とする耐震性をもう少し具体的に明示する必要があろう。

(ロ) Vo = 85 ㎝／secの値は、最小値としては大きすぎるのではないか。（Ir, G等の値が 1 より小さな値になるならこれでもよいかも知れないが）

(ハ) 柱回転降伏のような変形モードの場合に第1案のようなδrの推定式が妥当かどうか問題。

b. 適用範囲

RC に準じる。ただし、第1案を適用する建築物は純ラーメンないしは壁量がごく少ない建築物に限ってもよいのではないか。

c. 剛性評価について

(イ) 降伏点剛性を求める略算法を提示したが、実際の計算はかなり繁雑。

(ロ) PC 造建築物の場合 RC 造建築物に較べて、固有周期が長くなる。適用例に関し、弾性剛性を用いた場合と降伏点剛性を用いた場合の比較を行なったが、通常のPC造建築物の場合には（固有周期 0.4～0.8 秒）弾性剛性を用いれば良いと思われる。（弾性剛性を用いて第1案から求めたδr の値でさえ 300 gal、弾塑性応答解析結果から得られたδrに較べてかなり過大な値を示す。）

(ハ) 耐震壁の評価に関しては、RC と同様な問題点はあるが特に検討していない。

d. 耐力評価について

(イ) PC はり部材の PC 鋼材は、一般に曲線状に配置するため最危険断面は必ずしも部材端ではない。Qruを求めるために、崩壊メカニズムを想定する場合に最危険断面を部材端に設定することは問題がある。

(ロ) 部材の降伏耐力は材料の規格値をもとに算定しているが、例えば PC 鋼材の実降伏強度は、規格値の10～20%増となっており、この差はほぼそのまま部材の降伏耐力の差となる。

e. 耐震性の判定

(イ) 第1案の許容変形限界が建築物の崩壊を防ぐ目的で規定された値とすれば、変形能力を確保

するための適切な設計がしてあれば、許容変形限界として、次のような値をとってもよいとしている。

$$Ri \leqq \frac{1}{80} \qquad R_T \leqq \frac{1}{100}$$

(ロ) 変形能力を確保するための条件として以下を提案している。

表 5-1 ー解 4　所要のじん性等級

降伏型　部材	$1/80 \geqq Ri \geqq \frac{1}{150}$	$1/150 \geqq Ri \geqq 1/200$	$Ri \leqq \frac{1}{200}$
はり降伏型　PC はり部材	I	II	III
はり降伏型　RC 柱部材	I※	II※	III※
	$\frac{1}{100} \geqq Ri \geqq \frac{1}{150}$	$\frac{1}{150} \geqq Ri \geqq \frac{1}{200}$	$Ri \leqq \frac{1}{200}$
柱降伏型　PC はり部材	I	II	III
柱降伏型　RC 柱部材	I※	II※	III※

※ RC 分科会資料によるじん性等級

(ハ) 各じん性等級に応じた断面設計手法を提案している。

鋼材係数の制限　$qp+r$
Mcr/Mu
端部曲げ拘束筋量
せん断応力レベル
せん断補強
接合部補強
} 等を規定

f. 計算例

・4層および7層の純ラーメン構造の建築物が検討されている。7層建築物は、5に応じて判定すれば、端部曲げ拘束筋を多少多くすれば、ほぼそのままで合格となる。

4層建築物は、変形能に対する配慮が不足しており、むしろ耐震壁を設けて、変形を制御する方が望ましいとしている。

なお、適切な耐震壁を設けた場合には、第1案の許容変形限界（$Ri \leqq 1/125$、$R_T \leqq 1/150$）のままで、充分合格となることを示す計算例が示されている。

・上記の検討は、すべての地盤種別（1種～4種）に関して行なわれており、また、弾塑性応答解析との比較検討が示されている。

加速度レベル　200、300、400、500 *gal*

地震波　*TOKYO* 101、*EL CENTRO*、*TAFT*、*TOKYO* 120

復元力特性　*D*－*Tri*，*PC*型

5-2　設計区分

（本　文）

プレストレストコンクリート造建築物の耐震設計は、設計区分Ⅱまたは Ⅲによる。ただし、区分Ⅱ－*A*によることができるのは、階数7以下の建築物の場合に限る。

（解　説）

プレストレストコンクリート造建築物の耐震設計は、5-1解説で述べたように、現在、既に一種の終局強度設計手法が適用されている。従って、適用すべき設計区分は、必然的に、区分Ⅱまたは区分Ⅲとなる。ただし、この場合、1次設計には、現行の設計体系で用いられている一種の終局強度設計手法を適用するものとする。すなわち、一次設計においては、一次設計用ベースシアー係数に、1.5の荷重係数を乗じた地震力を基に、弾性解析により、断面力を求め、これに、常時荷重による断面力を加え合せたものが、部材の終局強度を越えないことを検査することになる。

また、プレストレストコンクリート造建築物は、比較的大スパン構造に用いられることが多いので、区分Ⅱ－*B*による設計を行うことが望ましいが、従来、比較的建設実績が多く、しかも、現行の設計体系により、その安全性が、保証されている7階建以下の建築物は、区分Ⅱ－*A*によることができるものとした。

5-3　構造特性係数

（本　文）

1）構造特性係数は、表1-6-2に示す値を標準とし、原則として適切な実験等にもとづいて定める。

2）構造特性係数の下限値は0.3とする。

3）表1-6-2の塑性変形能力の区分は下記の事項を標準とする。

a）塑性変形能力*A*は、次の条件をすべて満す場合、およびこれと同等以上の塑性変形能力を有する場合とする。

イ．プレストレストコンクリート部材の曲げひびわれ耐力と曲げ終局耐力の比は、0.6以下であること。

ロ．プレストレストコンクリート部材の鋼材係数は0.25以下であること。

ハ．プレストレストコンクリート部材は、材端部から部材せいの1.5倍の範囲に100㎜以下、部材せいの1/4以下、かつ普通鉄筋径の6倍以下の間隔で配置された、普通鉄筋を囲む曲げ拘束筋を有すること。

ニ．プレストレストコンクリート部材のせん断終局耐力と曲げ終局耐力の比は、1.2以上であること。ただし、曲げ終局耐力が、1次設計における設計モーメントの1.5倍を上まわる場合は、

この限りではない。

ホ．柱の内法高さは、柱の最大径の3.0倍以上であること。

ヘ．1次設計における地震時の柱の軸方向応力度は、コンクリート設計基準強度の30%以下であること。

ト．柱の引張鉄筋比は1%以下であること。

チ．柱はその曲げ終局耐力に対して十分なせん断終局耐力を有すること。

リ．壁は、その曲げ終局耐力または浮上り耐力に対して、十分なせん断終局耐力を有すること。

b) 塑性変形能力Bは塑性変形能力Aの条件のうち、イ項の0.6、ロ項の0.25、ハ項の100㎜、ホ項の3.0およびヘ項の30の数値を、それぞれ0.65、0.27、150㎜、2.5および40と置きかえた条件を満し、かつ、ニ、ト、チおよびリの条件を満足する場合、およびこれと同等以上の塑性変形能力を有する場合とする。

c) 塑性変形能力Cは、上記以外の場合とする。

（解　説）

(1) 構造特性係数は、構造体の塑性変形能力、減衰性および保有層せん断力の推定精度によってきまるものであり、原則としては、実験等にもとづいて定めるべきものである。1-6-9の表1-6-2に示した値は実験を行わない場合に構造特性係数としてとるべき標準値を示したものである。

本項では、主として、建築物全体としての変形能力という観点から、表1-6-2の構造特性係数をとる場合の条件を塑性変形能力の級別に示したものである。

塑性変形能力の級別に応じて本文に挙げた種々な条件は、本耐震設計法に関する研究ならびに既往の研究報告等において、じん性のある部分を設計するための条件として一般的に指摘されているもので、I編表6-5－解1に示した所要のじん性を満足する断面設計法に対応するものである。すなわち、塑性変形能力の級別A、BおよびCに応じて、それぞれ、各層の塑性率にして、5以上、3以上および2以上を確保することを目安としている。

(2) 構造特性係数を表1-6-2の標準値によらず、実験等によって定める場合には、部材としての塑性率と、構造物全体としての塑性率との関係を充分検討した上で決めることが望ましい。

(3) 塑性変形能力の級別に応じて示された条件を満足しない部材が全部材のうちのごく一部である場合

i) 条件に反する部分あるいは部材の地震時の挙動が構造物全体の挙動に及ぼす影響が僅少であること。

ii) 条件に反する部分あるいは部材が存在しないものとして、保有耐力の計算を行い安全が確保されること。

が確認されれば、大半の部材が該当する、塑性変形能力の級別として設計を行うことができる。

5-4　保有層せん断力の算定

（本　文）

建築物の保有層せん断力の算定は、次の方法による。

1）建築物の保有層せん断力は、平面フレームの層せん断力の和として算定してよい。

2）平面フレームの保有層せん断力は、各部材の曲げ耐力に立脚して、適切な崩壊形を想定して算定する。ただし、耐震壁の耐力は、基礎浮上り時耐力と曲げ耐力のうち、小さい方の値による。

3）各部材の曲げ耐力の算定に用いる材料強度は、原則として設計強度にもとずくものとする。また、プレハブ建築物の場合を除き、はりの曲げ耐力算定にあたっては、床スラブ筋の効果を算入してよい。

4）各層の保有耐力を算出する場合の水平力分布形は、原則として 1-6-5 に示すものを用いる。

5）ただし、設計区分Ⅱ－Aにおいて、保有層せん断力を略算する場合には、次式によってよい。

$$Q_B = \beta \Sigma Q_{CD} + \Sigma Q_W \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (5\text{-}4\text{-}1)$$

Q_B ： 各方向における当該層の保有せん断力。

β ： 当該層の主要な柱およびはり部材の曲げ終局耐力と、1次設計における断面設計用モーメントの比の平均値で、せん断破壊が曲げ破壊に先行する部材が含まれる場合にはその上限値は 1.5 とする。

ΣQ_{CD}： 1次設計における当該層の柱の設計用せん断力の和。

ΣQ_W： 当該層の耐震壁のせん断力の和。

Q_W ： 耐震壁のせん断力で、耐震壁のせん断耐力、曲げ耐力および基礎浮上り耐力からきまるせん断力のうち最小のもの。この場合壁に接続する境界ばりの存在を無視して、略算してよい。

せん断耐力できまる場合のせん断力は、塑性変形能力区分 A および B の場合には 0 、C の場合には 0.5 をせん断耐力に乗じた値とする。

（解　説）

(1)　保有耐力の精算

プレストレストコンクリート建築物の場合には、1次設計において、すでに、各部材の曲げ終局強度が計算されている。したがって、これをもとに、1）～ 4）に述べる原則にしたがって、比較的簡単に保有耐力を精算することができる。ただし、1次設計におけるはりの曲げ終局強度を計算する場合には、床スラブ筋の効果を算入しないのが普通であるが、保有耐力を精算する場合には、これを考慮してよいとした。

(2)　保有耐力の略算

プレストレストコンクリート建築物の場合には、(1)で述べたように、1次設計において、柱、はり部材の曲げ終局強度が計算されている。また、原則として、各部材は、せん断破壊より曲げ破壊が先行することが保証されている。したがって、純ラーメン構造の場合には、1次設計に用いた、柱の設計用せん断力に、各部材の曲げ終局強度と断面設計用モーメントの比の平均値を乗じて保有耐力の略算ができる。設計区分Ⅱ－Aは、ある程度耐震壁のある建築物が対象になると思われるので、フレームの保有耐力の略算は、この程度で十分であろう。ただし、例えば、最上階のはり部材のように、断面設計において、長期応力が支配的になるような場合には、部材の曲げ終局強度が、短期の断面設計用モーメントに比べて、著しく余裕があることが多い、このような場合には現行の設計体系におい

ては、必ずしも曲げ破壊先行型とすることを要求していない。βの上限値を1.5としたのは、このような場合を考慮したものである。

また、プレストレストコンクリート造建築物における耐震壁は、多くの場合、鉄筋コンクリート造とするので、保有耐力の略算は、3章に準拠して行えばよい。

5-5　部材設計および構造規定

（本　文）

1）柱およびはり部材は、それ等の曲げ破壊以前に、せん断破壊等のぜい性破壊を生じないよう設計する。

2）柱・はり接合部は、それに接続される柱およびはり材が曲げ終局強度に達する以前に破壊が生じないよう設計する。

3）耐震壁は、それが含まれる構面等の挙動に基づいて決定される耐力下において、必要な変形性能を保有するよう設計する。

4）部材は、その保有耐力を発揮するまでにぜい性的な破壊を生せずに、十分なじん性を有するように定めた部材の諸元および配筋等に関する構造規定を満足するように設計する。

（解　説）

部材設計の基本方針は、Ⅰ編6-5において詳述したので、これを基に、本文各項を満足するような設計を行えばよい。また、構造部材が十分なじん性を有するために満すべき構造規定は、塑性変形能力の級別に応じて、5-3に示されている。

6.　在来工法木造建築物の耐震設計法

6-1　総　　説

（本　文）

在来工法木造建築物は、地震による破壊を防止するのに必要な耐力および変形性能を有するように設計する。

（解　説）

(1)　在来工法木造建築物の現行の設計体系

木質系建築物を構法的にみると、大部分が、①在来工法による木造、②木質プレハブ構法による木造および③枠組壁工法による木造に属するが、いづれの構法の木造の場合にも、構造設計は、風圧力と地震力に対する安全性が最も問題となる。このため耐震設計ということだけを単独的に行うことは少なく、建築物全体の構造設計として、常時荷重、雪荷重、風荷重に対する設計も同時に行うのが普通である。なお、ここでいう、在来工法による木造建築物とは、木材の柱とはりによる軸組工法で、従来より、大工さんによって建てられている伝統的な工・構法の木造のことを意味する。

上記3つの構法による木造の標準的な構造設計（耐震設計を含む）の手順と、実際に行われている構造設計の取扱いの慣行について表6-1－解1に示した。また、表6-1－解2にはそれぞれの構法の木造の慣用設計法、震害経験、推定耐震性能等を一括して示した。

表 6-1－解 1　木質系建築物の構造設計法の現状と構造設計の手順、及び耐震安全性に関連する主な要因

構法種別	構造設計法の現状	構造設計の手順	耐震安全性に関連する要因についての取扱いの慣行
在来工法木造建築物（新の場合）*	日本建築学会「木構造設計規準・同解説」（1973改）第1編によって、ほぼ完成しており、今後は学問技術の進歩に伴って、改訂される程度と思われる。	構造計算の過程を経ないで設計されるものと、そのつど構造計算を必要とするものとに分けて進めるが、その基本は同じ構造理論に立脚するものであり、次のような流れで構造設計される。 1. 建築計画 2. 構造計画及び各部構造の計画 3. 荷重の仮定 4. 応力の算定 5. 部材・基礎の設計 6. 接合部の設計 （構造計算を必要としない場合は省略も可（ただし、構造規定を遵守する。）） 7. 構造図面の作成 8. 建築確認申請 9. 施　工	伝統的な、我が国在来の工法であるために耐震安全性上、必要な構造計画と各部構造の計画の技法が広く普及しつつある。
木質プレハブ構造建築物	これらの構法の木質系建築物の構造設計法は、その考え方を建設省の要請にもとづいて、財日本建築センター（木質系構造評定委員会）が当面の案として、提案しているが、それは、まだ暫定的なものであり、それぞれの構法に関係する事項について基礎的な研究が各所で行われている段階である。		建設大臣の認可が必要 建築される建築物一件、一件について建築主事がチェックすることになっている。
枠組壁工法木造建築物	建設省告示により在来工法による木造の施行令第46条とほぼ同様の壁量のチェックをする他、使用材料の規定がある。		建設省告示が規定されており、壁量に重点を置く設計。 耐力壁線の考え方を導入して、つり合いのよい構造計画に留意している。

＊　建築基準法制定以降（新）と以前（旧）とでは、在来工法木造建築物の設計法は大分異なる。

表 6-1－解 2　木質系建築物の耐震設計の動向

構法種別	建設実績	慣用設計法	行政的チェックの有無	震害経験の有無と程度	推定耐震性能	設計法に関連する動向	備考
在来工法木造（新…基準法制定以降のもの）	非常に多い（特に地方では）	基＋構＋慣	確認申請	新潟、十勝沖地震のときには、構造の大被害は非常に少なかった。	壁量の充分なものは、強度変形性能共に良好と思われる。	木質系建築物全般に共通した問題は多い。特に変形性能を明確にして、それを考慮した耐震設計法について再検討することが必要。	・基準法制定以前の在来工法の木造は既存建築物として残っており、壁率の規定を受けていないので最近でも時々大きな震害を受けている。 ・耐震総プロの対象
木質プレハブ構造木造	次第に増大	基＋セ	大臣認定 役所のチェック 確認申請	無　（新）	変形性能が疑問	耐震壁の強度、変形性能の総括的な研究や実大構造試験によって構造耐力性能を確認することを重要視している。	・関連研究等を民間が主体的に進めている程度。 ・構造法が多種多様なため、行政的にオープンにしにくい。
枠組壁工法木造	まだ少ないが今後増大すると予想される。	基＋告	確認申請（壁量の詳細なチェックあり）	無　（新）	強度、変形性能とも良好と思われる。ただし、その構・工法が固定していない。	同　上	・小規模住宅総プロでかなり良く研究された。

註｛基は建築基準法に定められている耐震設計の規定
　　告は建設省告示
　　セは日本建築センターのそれぞれの技術基準案

構は学会木構造設計基準における構造規定
慣は在来からの慣例による構造手法

(2) 今後の問題

在来工法による木造の耐震設計においては、特に重大な問題点はなく、現行でもほぼ満足し得るものであるが、より一層、その安全性を確実なものとしてゆくための今後の課題を挙げると、次の通りである。

a) 木造の水平力に対する安全性は壁倍率及び壁量によって大きく左右されるが、これに関連する事項の中には、まだなお未解明な点もあり、研究が必要とされている。

b) 木造の耐震設計においては、構造計画や各部構造の計画を中心とする構造規定を重視することが必要であるが、これについては、定量的な構造規定の設定のためには、まだなお、不明な点も多い。今後の研究が必要とされている。

6-2 設計区分

(本 文)

在来工法木造建築物の耐震設計は、原則として設計区分Ⅰ－Aによるが、他の設計区分の適用を妨げない。

(解 説)

(1) 設計法に関する動向

最近、日本建築学会により、新しい耐震設計案（第1案）が提案されている。在来工法による木造住宅の耐震設計に、この案を適用する際の問題点等を考察すると、次の通りである。

i) 地震荷重の規定に関しての問題点は以下のごとくとなる。

a) 木構造と言っても色々あり、代表的なものとして少なくとも以下の3つがある。そのため、その工・構法の特性を考慮した規定が必要である。

a) 在来軸組工法　b) 枠組壁工法　c) プレハブパネル工法

b) 地盤性状と関連したこまかい規定が必要である。

c) 正負繰返し加力による資料が少なく、また建築物全体の挙動に関しても不明な点が多い。

d) 復元力特性は、殆んど全域に渡って非線形的であり、減衰定数も粘性減衰を考慮した等価的なものを考える必要がある。

e) 弾性範囲を規定しがたいので、ダクティリティーファクターではなく絶対量（例えばラジアン）で規定するのがよい。

f) 剛と考えられる水平構面がないような場合が多いので、建築物を一体化する必要がある。

g) 2次部材の力学的性状を検討する必要がある。

h) 増築・模様がえ等についての考慮も必要である。

ii) 以上、種々の問題点があるが、地震荷重第1案に対する直接的な結論は次のようになろう。

a) 応答変位は、剛な建築物で2～5㎝（1／150～1／60ラジアン）柔な建築物では5～10㎝（1／60～1／30ラジアン）であり、これは、建て起し可能な限度を示すとすれば（在来工法においては1／60ラジアンとされている）大きな値であるが、倒壊しなければ良いというのであれば、この荷重（案）の主旨と矛盾しない程度である。

b）実際の設計に当っては、現行のいわゆる壁量計算による方法が最も現実的であり、また適切であると考えられる。

c）壁倍率と壁量規定は見直しを行う必要があり、またきめ細かく規定する必要があろう。この際、余力とねばりについても考慮すべきであろう。

(2) 適用する設計区分

理想的には、各種の木質系建築物について、構造性能が十分把握された上で、1-5節の耐震設計法における区分Ⅱあるいは Ⅲに沿って設計できるようにするのが望ましいと思われる。しかし、現段階では、木質系建築物においては、その設計法で必要とする各種の構造性能のデータを充分に用意できないこと。また木質系建築物の主流は在来工法による木造住宅であり、全国において、不特定多数の大工・工務店によって設計、施工が行われていること。従来から、在来工法による木造の設計は、壁量の規定を中心として設計されており、地震荷重や層せん断力の計算が含まれていないこと。などの事情を考慮すると、木質系建築物では在来工法による木造を中心として考えるのが妥当であり、しかもその設計体系は、従来からの設計方法を踏襲してゆくのが好ましいと考えられる。したがって、上述の1-5節の設計体系との関連からみると、木質系建築物（在来工法による木造を中心とする）の耐震設計法は、区分Ⅰ－Aとするのが妥当である。区分Ⅰ－Aの設計法を区分ⅡあるいはⅢの設計法との関係でみると、設計用のせん断力は、ⅡあるいはⅢの考え方によって求めることになる。（ただし、通常の設計では、既にこの計算は構造規定の中に考慮されているとみなして良い。）それ以降に必要な部材設計は、従来からの壁量の規定を中心とした構造規定による構造設計である。ただ、この場合、壁量の規定の関連事項を中心とする構造規定については、これまでの研究成果を参考にして再検討する必要がある。

6-3 構造特性係数

（本 文）

構造特性係数は、原則として適切な実験等による資料に基ずいて定める。ただし、上記によらない場合は、$K_1 = 0.4$, $K_2 = 0.3$ とすることができる。

（解 説）

一般の在来工法による木造住宅等は、設計区分Ⅰ－Aによる構造規定によって設計されるため、直接的には、構造特性係数を用いる必要がない。しかし、他の設計区分による場合には、構造特性係数Kを考える必要がある。

この係数は、建築物の振動減衰性や、塑性変形能力等を考慮し、建築物の弾性限耐力をどの位にしておくと、「建築物が弾性応答 $1.0g$ 程度に相当する地震力に対して崩壊しないか」という目安を与えるものであると解釈される。木造については、変形が極めて小さい段階から徐々に剛性が低下してゆくため、初期剛性及び降伏点の定義がむずかしく、また終局の変形の定義もむずかしい。したがって、これらをはっきりとは定めがたいが、崩壊直前の保有耐力を検討するものとして、実大木造建築物や耐力変形性能の実験結果および動的な解析結果から考えてみると、本文に示した値程度が妥当であろうと推定される。

6-4　保有層せん断力の算定

（本　文）

各層の保有層せん断力は、その層にある架構のせん断力の和として算定してよい。

（解　説）

略算による場合の保有層せん断力は、次式によって推定してもよい。

保有層せん断力＝$Le \times Pa \times M$　　（6-4－解1）

ここでは、Le は各層の各方向の有効耐力壁の全長(m)

Pa は、単位有効壁長当りのせん断耐力で 130 kg／m とする。

M は、耐力壁以外の未知水平抵抗要素の水平耐力を考慮する割増し倍数で通常は1.2とする。

精算による場合の保有せん断力は、適切な実験資料にもとづいた建築物の力学的諸量を使用して、建築物の終局せん断耐力を計算する必要がある。

6-5　部材設計および構造規定

（本　文）

部材ならびに接合部は、十分な剛性、じん性および耐力を保有するように設計されなければならない。

設計区分Ⅰ－Aにおける構造規定は、別に示すものによる。

（解　説）

在来工法による木造建築物の耐震設計において考慮すべき構造規定は、既に建築基準法施行令に示されているが、更に考慮することが望ましい事項もいくつかある。建築基準法施行令に示されている事項も含めて、望ましいと考えられる構造規定を表6-5－解1に示す。この表は、各構造規定関連事項の構造的意味が理解し易い表現形式としているものであり、また、この表の中に示した数値は、望ましいと考えられる目安として示したものである。したがって、法令等の条文化においては、条文などによる表現形式や数値については別途再検討することが必要である。表6-5－解1の規定の重要度の欄には、そこに示された規定内容が構造的にみて、どの程度に重要であるかを区別して示した。Aを最も重要度の高いものとして3つのランクに区分けして示したものである。

この重要度によって考えると、設計区分Ⅰ－Aにおける構造規定としては、少なくとも表6-5－解1の重要度Aに該当する構造規定を満足させることが必要であり、重要度Bに該当する構造規定をも満足させることが望ましい。さらに、重要度Cに該当する構造規定についても、できる限り考慮したいものである。（詳しくは、本総プロ研究のうちの一つ「木造破壊機構の解析」(昭和51年度）を参照されたい。）

なお、区分Ⅰ－A以外の区分の設計法によって設計を行う場合にも、各部詳細の設計に当っては、構造規定を考慮することが必要である。その場合の構造規定は、考え方としては表6-5－解1に準ずることができる。ただし、構造規定の内容は、適切な配慮によって表6-5－解1とは異なったものとすることができる。

表 6-5 −解 1　構　造　規　定

註：表中の施行令は建築基準法施行令を意味する。

区　分	項　目	規　定　内　容	規定の重要度	備　考
1. 建築物全体の構造計画	A. 平面並びに立面の計画	できるだけ単純明快な平面と立面を持つようにする。 複雑な平面や立面を持つ建築物は、これをいくつかのブロックに分割し、各々のブロックが所要の強度と剛性を保有できるよう構造計画を行う。	B	
2. 鉛直荷重に対する構造計画	A. 骨組の配置	鉛直荷重はなるべく各骨組に均等分布するよう、その配置を決める。	B	
	B. 柱の配置	柱はなるべく均等に配置し、各階の柱は上下階ともなるべく同じ位置とする。	A	
	C. 基礎の形式と配置	鉛直荷重による地反力分布が均等になるよう、基礎の形式・配置を定める。著しく不均等分布のときは、不同沈下による上部構造への影響を考慮する。	B	
3. 水平荷重に対する構造計画	A. 基本的計画	床組面、小屋ばり面、ろくばり面、屋根面等の水平構面の面内剛性を確保すると共に、耐力壁を平面的並びに立体的に釣合いよく配置する。	A	施行令第46条はこれと同主旨
	B. 耐力壁の配置	(1) 建築物の隅角部またはその近くには、L形に耐力壁を配置する。止むを得ずL形の一方にしか耐力壁が設けられないときには、耐力壁が設けられない軸組線の他端に耐力壁を設ける。	A	建築物内部に存在する耐力壁を含む軸線の端には必ずしも耐力壁線を設ける必要はない。
		(2) 建築物の外周を画すると考えられる軸組線上には必ず耐力壁を配置する。	A	建築物の外周にある軸組線上の開口部の長さの和は、その軸組線の長さの3／4以下であることが望ましいと考えられる。
	C. 耐力壁を含む軸組線によって囲まれる面積	(1) 相隣る2つの平行な耐力壁を含む軸組線の相互間隔は8m以内とする。ただし、これらの軸組線をつなぐ水平構面が9−A−(1)、10−A−(2)における但し書の方法により構成された場合にはこの限りでない。*	B	*12mまでを限度と考えたい。
		(2) 耐力壁を含む軸組線によって囲まれる面積は40m²以内とする。	C	40m² という数値に余りとらわれなくてもよい。しかし、

<table>
<tr><th>区　分</th><th>項　目</th><th>規　定　内　容</th><th>規定の重要度</th><th>備　考</th></tr>
<tr><td></td><td>D. 上下階の耐力壁位置</td><td>上階の耐力壁は、できるだけ下階の耐力壁の直上に設ける。</td><td>C</td><td>3－B、3－C－(1)との関連において考えることが必要。
耐力壁を含む上下階の軸組線の距離は1 mを越えないこと。ただし、これは水平力を受けたときの上階の耐力壁の効果を高めるだけのものである。
上階の耐力壁に作用する鉛直荷重に対して、その直下に設けられたはり、根太等の横架材が、強度・剛性両面から安全で、それが支えた荷重は更に柱耐力壁等によって安全に支持されなくてはならない。</td></tr>
<tr><td></td><td>E. 耐力壁の所要量</td><td>(1) 一般地域においては、地震力に対して耐力壁の有効長さを各階のはり間方向およびけた行について、その階の床面積1 m²につき、それぞれ下表に掲げる数値以上とする。ただし地盤が著しく軟弱な敷地に建つ場合は、下表に掲げる数値のそれぞれ1.5倍以上とする。なお、耐力壁の有効長さは、当該耐力壁の長さに7－A－(1)に示した倍率を乗じて得た長さの合計をもって表わすものとする。
表1　一般地域における地震力に対する耐力壁の所要有効長さ（単位：cm／m²　＜床面積＞）
<table>
<tr><th rowspan="2">建　築　物</th><th rowspan="2">平家の場合</th><th colspan="2">2階建の場合</th></tr>
<tr><th>2階部分</th><th>1階部分</th></tr>
<tr><td>(1)屋根を金属板、石板、石綿スレート、木板その他これらに類する軽い材料でふいた建築物</td><td>12</td><td>12</td><td>21</td></tr>
<tr><td>(2)上記以外の建築物</td><td>15</td><td>15</td><td>24</td></tr>
</table></td><td>A</td><td>施行令第46条と同じ。</td></tr>
</table>

<table>
<tr><th>区　分</th><th>項　目</th><th>規　定　内　容</th><th>規定の重要度</th><th>備　考</th></tr>
<tr><td></td><td></td><td>(2) 多雪地域においては、地震力に対して耐力壁の有効長さを各階のはり間方向およびけた行について、その階の床面積1㎡につきそれぞれ下表に掲げる数値以上とする。たゞし地盤が著しく軟弱な敷地に建つ場合は、下表に掲げる数値のそれぞれ1.5倍以上とする。なお耐力壁の有効長さは、当該耐力壁の長さに7－A－(1)に示した倍率を乗じて得た長さの合計をもって表わすものとする。
表2　多雪地域における地震力に対する耐力壁の所要有効長さ＊
(単位：cm／㎡＜床面積＞)
<table>
<tr><th rowspan="2">建築物</th><th rowspan="2">最深積雪量</th><th rowspan="2">平家の場合</th><th colspan="2">2階建の場合</th></tr>
<tr><th>2階部分</th><th>1階部分</th></tr>
<tr><td rowspan="3">表1の(1)及び(2)の建築物</td><td>m
≧1</td><td>30</td><td>30</td><td>40</td></tr>
<tr><td>m
≧1.5</td><td>38</td><td>38</td><td>48</td></tr>
<tr><td>m
≧2</td><td>45</td><td>45</td><td>55</td></tr>
</table>
(3) 風圧力に対しては、耐力壁の有効壁長さを各階のはり間方向およびけた行方向につき、それぞれ建築物の風方向に面する見付面積1㎡について下表に掲げる数値以上とする。なお耐力壁の有効長さは(1)に述べたのと同じ方法で計算するものとする。また上述の見付面積としては、2階建の1階部分にあっては、1階部分と2階部分との見付面積の和を、2階部分または平家建部分にあってはその部分の見付面積をとるものとする。
表3　風圧力に対する耐力壁所要有効長さ
(単位：cm／㎡＜見付面積＞)
<table>
<tr><th rowspan="2">平家建</th><th colspan="2">2階建</th></tr>
<tr><th>2階部分</th><th>1階部分</th></tr>
<tr><td>30</td><td>30</td><td>45</td></tr>
</table></td><td>B

A</td><td>施行令第46条にはこの項目はない。

＊建築物の区別を設けなかったのは、屋根の重量の差は、雪の重量とくらべ無視してもよかろうという考え方と、雪国の屋根は最近では表1の(1)に属するものが多いとの判断に基づいている。

施行令第46条と同じ。</td></tr>
</table>

区分	項目	規定内容	規定の重要度	備考
4. 基礎	A. 形式と配置	(1) 建築物外周・主要間仕切など構造耐力上重要な部分の基礎は、原則として布基礎とする。	A	左記以外の部分は独立基礎としてもよい。施行令第42条と関連。
		(2) 布基礎で囲まれる面積は40㎡以内とする。	C	3－C－(2)の備考参照
	B. 構造	(1) 学校・事務所・集会場・倉庫・病院など規模の大きい建築物においては鉄筋コンクリート造とする。 一般住宅およびこれに準ずる小規模の建築物では、無筋コンクリート造とすることができる。 ただし、7－Aで規定する倍率が3以上の耐力壁の直下とそれに連続する近くの布基礎には鉄筋を入れて補強する。	B	施行令第42条に関連
		(2) 布基礎の幅は12cm以上、布基礎の底辺の大きさは平家建にあっては幅12cm以上、2階建にあっては幅24cm以上とする。	C	
		(3) 布基礎の底面は堅硬な地盤の上に接しかつ凍上線より下にあるようにする。	C	
5. 土台	A. 基礎との緊結	(1) 土台は基礎にアンカーボルトまたはこれに準ずる金物で緊結する。その位置は耐力壁の両端部附近、土台継手部附近、その他2m間隔以内に配置する。	A	施行令第42条より詳細になっている。
	B. 下端の高さ	(1) 土台下端の高さは地盤面から20cm以上とする。	A	
6. 柱	A. 最小所要断面	(1) 施行令第43条第1項 (2) 施行令第43条第2項	A	
	B. 柱の欠込み	(1) 施行令第43条第4項	A	
	C. 通し柱	(1) 施行令第43条第5項	A	
	D. 柱の端部仕口	(1) 柱の端部と土台・胴差・けた等との仕口は、柱に働く引張力に抵抗できるような方法で緊結する。	C	11－Aと関連するのでCとする。 11－Aを除く場合はAとする。
		(2) 柱脚を基礎に直接取りつける場合には金物を用いて緊結する。	C	6－D－(1)の備考と同主旨。
7. 耐力壁	A. 耐力壁の倍率	(1) 3－Eに述べた耐力壁の量の計算に用いる耐力壁の倍率は、下表のとおりとする。	A	施行令第46条

区　分	項　目	規　定　内　容	規定定の重要度	備　考
		表4　耐力壁の倍率 施行令第46条の表1に掲げられたものの他に次のものを追加		
		①「構造用合板を柱及び間柱、胴縁並びにはり、けた、土台その他の横架材の片側全面に打ちつけた壁を設けた軸組」に対しては倍率2.5＊		＊昭和47年2月8日、建設省告示第163号 ＊＊本総プロ、「木造破壊機構の解析」（昭和51年度）等を参照のこと。
		②適切な実験資料によって定めた硬質及び軟質繊維板、石こうボード等に関する倍率＊＊		
	B. 耐力壁の構造	(1) 筋かいまたは控柱を設ける場合には、その傾斜の向きが異なるそれらの量が同程度となるように、はり間方向及びけた行方向にそれらを配置する。	A	
		(2) 筋かいには欠込みをしてはならない。ただし、筋かいをたすき掛けにするためにやむを得ない場合においては、この限りでない。	A	施行令第45条第4項と同文
		(3) 筋かいの端部は、柱とはりその他の横架材との仕口に接近して、ボルト、かすがい、くぎ、その他の金物を用いて緊結しなければならない。	A	施行令第45条第3項と同文
		(4) 控柱の端部と、柱、はりその他の横架材、基礎とは、ボルトその他の金物を用いて緊結する。	C	6－D－(1)の備考と同主旨
		(5) 耐力壁として用いる構造用合板その他のボード類と、柱、間柱、胴縁、はり、けた、土台その他とは、くぎその他を用いて注意深く接合する。		
8. はり等の横架材	A. 強度と剛性	はり、けたその他の横架材は、曲げ、せん断に対し十分な強度を保有すると共に、常時荷重に対し建具開閉、天井仕上材等に支障の生じないよう剛性を保有せしめ、＊必要な場合には施工時に予めむくりをつけておく。	B	＊たわみ制限値としては、スパン中央において「スパンの1／300以下かつ2㎝以下」が考えられる。
	B. 切り欠き	(1) はり、けたその他の横架材の端部並びに中央部附近の下側に耐力上支障のある欠込みをしてはならない。	A	施行令第44条は「中央部付近」のみ規定

区　分	項　目	規　定　内　容	規定の重要度	備　考
		(2) はり、その他の横架材と柱との仕口においては、横架材の柱への掛りを十分にとると共に、金物を用いて横架材を柱に留め付ける。	B	鉄骨ばりに対しても適用する。
9. 床　組	A. 強度・剛性	床面に加わる鉛直荷重をはりに伝える床板、根太、小ばり等は、強度と剛性を十分保有することが必要である。	C	
	B. 火打その他	(1) 床組の隅角には、火打材を設けなければならない。ただし水平筋かい、水平トラスを設けたり、厚さ12㎜以上の構造用合板またはこれと同等以上の効果をもつ厚さ12㎜以上のボード類を床全面に張った場合にはこの限りでない。	A	施行令第46条第2項と一部部関連
		(2) 水平筋かい、水平トラス、火打材の端部はボルト、くぎその他の金物を用いて、はり、けたその他の横架材に緊結する。	C	6－D－(1)の備考と同主旨
10. 小屋組	A. 強度・剛性	小屋組は常時荷重、雪荷重、風荷重その他の荷重に対して十分な強度と剛性を保有するため、部材の組み方を単純にし、小屋組を構成する。各部材が所要の断面積を有し、かつそれら部材の継手、仕口が、ボルト、かすがいその他の金物を用いて緊結される必要がある。	C	たわみ制限値としては、小屋ばり、ろくばり ℓ／300以下、母屋 ℓ／200以下、野地板 ℓ／200以下（ℓ：それぞれのスパン）
	B. 火打その他	小屋ばり面、ろくばり面の隅角には火打材を設けなくてはならない。ただし水平筋かいや、水平トラスを設けた場合、こう配の緩い*屋根において屋根面に厚さ9㎜以上の構造合板を全面的に張った場合にはこの限りでない。	A	施行令第46条第2項と一部関連 ＊3寸こう配以下
	C. 小屋組間の連結	小屋組間には振れ止め、または小屋筋かい（雲筋かい）を設ける。	A	施行令第46条第2項と関連
	D. 軸組の緊結	風荷重に対して安全を確保するため、小屋組部材を柱、はり、けた等に、ボルト、かすがい、くぎその他の金物で緊結しなければならない。	B	

区　分	項　目	規　定　内　容	規定の重要度	備　考
11. 接　合　部	A. 継手、仕口	上記の各項で特記した以外の構造耐力上主要な部分である継手または仕口は、ボルト、かすがい、くぎその他の金物を用いた方法またはそれらに類する方法により、その部分の存在応力を伝えるように緊結しなくてはならない。	A	施行令第47条と同主旨
12. 防腐・防蟻防錆	A. 防腐・防蟻	(1) 土台、控柱などの構造耐力上主要な部分で、腐朽又は蟻害のおそれあるものには、腐朽若しくは、蟻害をうけにくい材料又は有効な防腐若しくは蟻害防止のための措置をした材料を使用しなければならない。	A	"施行令第37条構造部材の耐久"を木構造用に書き改めたもの。腐朽しにくい材料とは、ヒバ、ヒノキ、クリ、カラマツの心材、蟻害をうけにくい材料は針葉樹ではなく、防止の措置は同一薬剤で防腐、防蟻効果を兼ねるものが殆んどである。
		(2) 木造の外壁のうち、鉄網モルタル塗その他軸組が腐りやすい構造である部分の下地には、防水紙その他、これに類するものを使用しなければならない。 構造耐力上主要な部分である柱、筋かい及び土台のうち、地面から1メートル以内の部分には有効な防腐措置を講ずるとともに必要に応じてしろありその他の虫による害を防ぐための措置を講じなければならない。	A	施行令第49条の原文のまま
		(3) 木造の内壁のうち、鉄網モルタル塗その他軸組が腐りやすい構造で、常時湿潤の状態となるおそれあるものには、12－A－(2)と同等の措置を施さねばならない。	A	浴室、洗面所等の壁が耐力壁となる場合を想定している。
	B. 防　錆	腐食のおそれがある部分及び常時湿潤の状態となるおそれある部分の部材を緊結するための金物には、有効なさび止め措置を講じなければならない。	A	"施行令第37条構造部材の耐久"と"枠組壁工法告示第7防腐措置等"に該当する。

参考文献

1) 建築構造物の破壊機構の解析（在来工法による木造建築物の耐震性能の研究）、建設省建築研究所昭和51年度総合技術開発プロジェクト新耐震設計法の開発報告書，51－Ⅳ・2・(1)・建・報・1

7. 建築非構造部材の耐震設計法

7-1 総　説

（本　文）

建築非構造部材は、地震時におけるその破壊が、建築物の諸機能のうち地震時に保持すべき最低限度の機能に支障をきたすことがないように設計する。

（解　説）

本項は非構造部材の耐震設計の目的が人命の安全の確保と建築物の機能保持にあることを述べたものである。なお、対象は I 編 8-3-1 の解説に挙げたように、非耐力壁・天井・屋根・外壁設置物・配管系統とする。

7-2 耐震上の配慮を要する非構造部材

（本　文）

次のような非構造部材については、特に耐震上の配慮をする。

1) 道路、広場等に接する外壁およびそれを構成する部材。

2) 建築物の非常用道路、階段等に面する内壁、間仕切壁およびそれを構成する部材。

（解　説）

建築非構造部材の耐震設計の最大の目的である人命の安全という観点に立てば、もし万一、この非構造部材に構造的な破壊が生じても、それが直接人命の危険につながらないことが必要である。

従って、人が通行したり居合わせたりする可能性のある場所に面した外壁には、ベランダ、ひさしを設けるとか、あるいはその外壁をセットバックさせることによって、外壁（仕上材・ガラス等）の脱落・飛散による危険を回避する配慮を行うことは望ましい。また、外壁直下に人が入れないように植込みその他の外構を設けることも有効である。

建物の内部でも内装材のはく落により避難路を防ぐことのないよう配慮する必要がある。

7-3 荷重および層間変位

（本　文）

非構造部材の安全性について計算を行うときの震度および層間変位は、次による。ただし、主体構造の推定応答量の大小により、割り増しまたは低減を行う。

1) 設計用震度

a) 非耐力壁のうち片持支持のもの、屋根ふき材、パラペットおよび笠木、外壁、看板等については、水平震度 1.0 とする。

b) 非耐力壁のうち片持支持以外のもの、配管、端末器等については、水平震度 0.5 とする。

c) 天井下地、仕上材、照明器具等については、垂直震度 1.0 とする。

2) 設計用層間変位

非耐力壁および上下方向配管の設計用層間変位は、1／150 とする。

（解　説）

ここで規定する荷重および層間変位は、弾性設計を前提としたものである。この場合「弾性限度内

に収まる」という意味の拡張として、「非構造部材に有害な変形が生じない」というように解釈してもよい。地震動に対する建築物の応答は、その特性により大きなひらきがあり、かつ、各層および各層間においてばらつきがあるが非構造部材に慣性力を生じさせる震度は、建築物の特性にはやや鈍感で、いくらかの安全率を見込んで、本文の規定を一率に適用してもさほど不都合ではない。

他方、層間変位は壁体に作用するものであるが、建築物の剛性により大きく左右される。主体構造では1次設計における層間変位の限度を1／200に抑えており（プレストレストコンクリート構造および鋼構造を除く）、これに対応する非構造部材の変形性能は多少の安全率を見込んで1／150を要求する形にしている。特に剛性が高いと考えられる主体構造、例えば壁式鉄筋コンクリート構造の場合には、1／150の代りに1／200、剛性が比較的低いと考えられる構造、例えば純ラーメンの鉄筋コンクリート構造の場合には1／150の代りに1／120の層間変位を採用してもよいであろう。なお、プレストレストコンクリート構造および鋼構造の場合には、主体構造の変形制限が、非構造部材の変形性能に依存している。従ってそれらの構造の設計にあたっては、非構造部材の変形性能の評価が重要である。その変形性能の評価にあたっては、有害な変形の有無が判断基準になるが、そのようにして得られた変形量に対して、設計用としては、いくらかの（例えば2倍）安全率を見込んだ値を採る必要があろう。

7-4　構法の選択および部材の設計

（本　文）

1）各部材およびその接合部の構法の選択にあたっては、地震時における作用（慣性力・変位）に対して、いかなる耐力および変形性能を持つ必要があるかを把握すること。

2）各部材およびその接合部は十分な耐力および変形性能をもつように設計する。

（解　説）

非構造部材は本来その性格上、主体構造のように荷重を「負担する」必要がない。従って、それ自体に作用する力または変位に対してのみ破壊しなければよいわけであるが、しばしばその力学的挙動に対する配慮が忘れられがちである。このような意味で、その部材がどのような慣性力をうけ、あるいはどのような強制変形をうけるかを設計時に想定して、それに応じた構法の選択を行うことが必要である。そのような配慮の積極的な例としては、ＰＣカーテンウォールのファスナーが挙げられよう。また逆の例としてスチールサッシ・パテどめのはめころしガラス窓のように震害例の多い構法は排除されるべきである。

計算または実験により7－3に規定した荷重および層間変位に対して十分な耐力および変形性能をもつことを確認することが原則であるが耐震上有効であることが経験的に確認されているものについてはこの限りではない。

8.　基礎および擁壁の耐震設計法

8-1　総　　説

（本　文）

建築物の基礎および擁壁等は、地震時において、上部構造の転倒を防ぐと共に、要求される機能の保

持に対して重大な影響をもたらさないように設計する。

（解　説）

震害経験において、地盤を含む建築物の基礎が原因となって上部構造が転倒などの決定的な被害を受けた例は、断層上に建築物が建てられている場合や、崩くずれ、地辷り等で地盤破壊を生じる場合の他、砂質地盤の液状化による場合等がある。

建築物を断層上に建てることは、耐震設計上、論外の条件であって、敷地選定並びに平面配置計画の時点で検討され、除外されるべきである。

地辷り等の地盤破壊に関しても、当該建築敷地だけに限定して検討し得ない場合が多く、敷地選定の時点から当該地域に関する既往の震害記録等を参考に検討すべきである。ただし、崖地を含む敷地の崖に設置する擁壁に関しては、地震時に作用する動土圧や、その近辺に設置された構造物による地震動荷重に対しても安全に土留の機能を保持するように設計する必要がある。

砂地盤の液状化に関しては、地盤調査の結果から下記に示す事項により、その可能性を判断して必要に応じた対策を施すことが必要である。

(1)　地表面から15～20 m 以内の深さにあって、地下水で飽和されている。

(2)　細粒土の含有率が10%以下の平均粒径 $D = 0.075 \sim 2$ mm（特に $D = 0.15 \sim 1.0$ mm）、均等係数 $U_c = D_{60} / D_{10} < 10$（特に $U_c < 5$）の砂

(3)　地下水位が地表面下 2 ～ 3 m 以内にあって、N 値が地表面で10、深さ20 m で35になる直線（特にその 1 ／ 2 の値）より小さい範囲に分布するようにゆるく堆積した砂。

液状化する可能性のある地盤に対して行われる対策としては、締固めなどによって、地盤改良を行う方法がある。この工法の効果に関しては、すでに震害経験で確認されている。この他、置換えなどにより粒度組成を変える方法、地下水位を下げる方法等が原理的に考え得るが、まだ実施例は見られない。

液状化する部分を杭、ピア、地下室等で貫通させる設計も多く行われている。この場合に液状化層の水平抵抗は期待しないとして行われるのが一般的であり、必要に応じてその他の影響要因も加味して設計されている。地中にある構造物と地盤との間の相互作用関係に関しては、必ずしも十分に解明されている訳ではないが、幾多の震害経験においてその有用性は確認されている。

8-2　基礎の設計

（本　文）

建築物の基礎は、その上部構造体に対して適用する設計区分に応じ、原則として次のように設計する。ただし、構造規定によって定められている場合は、それによる。

1)　1 次設計が適用される建築物の基礎は、1 次設計用の地震荷重によって許容応力度を越えないように設計するとともに、浮上りの生じないことを確認する。

2)　2 次設計が適用される建築物の基礎は、2 次設計用の地震荷重によって、基礎の破壊による上部構造の転倒が生じないように設計する。ただし、建物と地盤との間の相互作用を考慮した適切な解析を行う場合はこれによる。

（解　説）

木造住宅等、ほぼ構造規定によって設計が行われている小型軽量の建築物においては、基礎地盤を、いわゆる軟弱地盤上の盛土に選定される場合が少なくない。このような事情は、不同沈下等を発生させやすく、耐震設計上好ましい条件とは言えない。しかし、通常の状態においても不同沈下による障害が生じることおよび、地震だけによる独自の障害が発生することが少ないことを考慮すると、耐震設計だけに限定して考える限り、耐震性も考慮して総合的に規定されている構造規定の条件を満す基礎が、設置されていれば良いものと判断したのであるが、可能な限り、特に敷地の選定に関しては十分な検討を行うことが好ましい。

前節でも述べたように、震害経験において、地盤破壊を伴う以外に、外見から建築物の基礎の破壊が確認される場合はほとんどない。このため上部構造に較べて基礎の耐震設計に関しては、未解明な点も多く組織的な体系化を計る段階に至っていない状況である。

上部構造の耐震設計区分に関連して、現在行われている基礎に関する耐震設計の関連事項を示すと次のごとくである。

1）１次設計に対する許容応力度は、短期許容応力度による。

2）１次設計において液状化層のある場合この層の水平抵抗力は期待しない。支持層の鉛直支持力に関しても液状化層の影響を考慮する。特に地下室等に関して、水圧の増加と共に、浮力の影響を考慮し、浮上りが生じないことを確認する。

3）くい頭に働くせん断力に対する検討は１次設計において行う。

4）地震時に地辷り等の大変形が地盤に生ずると想定される場合はこれを考慮する。

5）２次設計において、地震荷重によって生じる転倒モーメントによって基礎が破壊して転倒することのないことを終局強度によって確認する。

6）地下室や根入れ部分等の地中部分に関しては、建築物の周期特性、振動モードの変化、および減衰性に影響するだけでなく、排土による重量の影響や受働土圧による転倒に対する安定性への寄与等の効果が期待されるので、これらの事項を考慮した解析手法を選定することにより、さらに適切なる設計を行う可能性が期待される。

8-3　擁壁の設計

（本　文）

擁壁は、地震時に作用する土圧に対しても、崩壊することのないように設計する。

（解　説）

擁壁の設計は、常時作用する土圧や、降雨時に想定される水圧の他、必要に応じて地震時に作用する動的な土圧に対しても、構造部材の崩壊、転倒、辷り出し等によって土留の機能をそこなわないようにする。

地盤の動的特性の調査により地震時の剪断抵抗が低下することが予想される地盤に関しては低下した値を用いる。

また、擁壁に近接して建築物等の荷重が加わっている場合は、地震時に作用する当該荷重による影響

も考慮する。

9. 既存建築物の耐震安全度

9-1 耐震性評価システム

（本　文）

既存建築物の耐震性は、当該建築物の保有する耐力や変形性能に加えて、その構造形態や経年変化に基づいて評価するが、具体的な評価手法や判定方法は原則として、本編Ⅰ章に記した内容を満足するものとする。

（解　説）

(1) 科学技術の進歩により、地震についての未知の部分が次第に明らかにされ、また経験した地震被害の分析がすすむとその時点における耐震設計技術の改善が図られるのが通例である。

本耐震設計法もその一例であるが、このようにして改善された新しい耐震設計体系がその理念と共に公の認める所となると、過去において建設された建築物の耐震安全性をその新理念に従って再検討すれば、1部のものについては問題が出てくることも当然生じてくるであろう。このような背景から既存建築物の耐震性能の評価システムの確立が必要となる。

(2) 既存の建築物が保持すべき耐震性能は新設する建築物のそれと本質的には何ら変わるものではない。ただし、既存建築物の場合には、普遍的な重要因子である保有耐力や変形性能に加えて、経年変化に併なう構造材料の性能劣化や、用途変更等に伴なう床荷重や部材配置などの変更および基礎の不同沈下に伴なう構造性能の変化など、新設建築物の場合とは異った要因が、その耐震性能に対して重要な意味をもつことになる。従って、それらの要因の耐震性能に対する影響度が明確にできれば、本編に記した手法、またはそれらに準じた手法を適用することによって、既存建築物の耐震性能を定量的に算定することが可能となろう。

9-2 耐震補強システム

（本　文）

前項の方法により耐震安全性が十分でないと判断された建築物を補強する場合、採用する補強工法の効果は適切な調査研究によりこれを定め、さらに補強後の建築物の耐震性の評価ならびに判定方法は原則として、本編Ⅰ章に記した内容を満足するものとする。

（解　説）

(1) 耐震性評価システムによって、耐震安全性が十分でないと判断された建築物は、その用途により所要の耐震性を保有するように補強をすることが必要である。

(2) 建築物の耐震性は、耐震強度、変形性能、荷重の偏心、剛重比の分布などによってきめられるものであり、建築物の耐震性を向上させるための補強を行うにあたっては、

イ、耐震強度の増加

ロ、変形性能の改善

ハ、荷重の偏心の減少

ニ、剛重比の均一化

等を図ることが必要である。

耐震強度を増す補強工法としては、耐震壁、そで壁、バットレスおよびブレースなどを新設する方法が挙げられ、一方、変形性能を改善する補強工法としては、既存の柱を鉄板やワイヤメッシュ入りコンクリートで巻く方法などが挙げられる。

荷重の偏心の減少および剛重比の均一化は、上記の耐震強度あるいは変形性能の改善に関する補強を行う際に、併行して考慮することが必要である。

(3) 前項に述べた各種の補強工法の他にも種々の効果的な補強工法が存在すると思われるが、これらの内、現段階において、補強効果を定量的に評価し得るだけの研究成果が得られているものは、柱の各種補強法と壁を新設する方法のみであり、これ以外の工法を採用する場合には、その補強効果を実験的に確認する必要がある。

(4) 一般の補強の効果はその施工精度によって著しく左右されるので、補強システムの一部として、補強工事の施工に関する指針を定める必要がある。