

Br76-02

026
土研資料第1172号

土 木 研 究 所 資 料

第 1172 号

鋼構造物の耐震性に関する技術資料

昭和51年9月

建設省土木研究所
構造橋梁部 橋梁研究室

目 次

まえがき	1
1. 世界各国の耐震規定の概要	3
2. 諸外国における耐震設計の考え方について	39
3. 文献リスト	63

まえがき

総合技術開発プロジェクト「新耐震設計法の開発」の一環として、建設省土木研究所では、土木構造物の耐震性に関する調査研究をおしすすめているが、橋梁研究室では、特に耐震技術開発研究委員会鋼構造部会での審議と並行して、鋼製橋脚の耐震性について、調査研究を行ってきた。鋼製橋脚は、日本ではいまだ地震によって大きな被害を受けたことはないが、これはたまたま鋼製橋脚が大きな地震に遭遇した機会が少なかったためであって、鋼製橋脚は基本的な耐荷力や地震に対する動的応答、さらに変形能、エネルギー吸収能などの面で十分には解明されていない点が多いと言える。

耐震技術開発研究委員会鋼構造部会では、主として次の3つのテーマについて調査研究をすすめている。

- 1) 補剛板の耐荷力に関する実験的検討及び理論的検討。
- 2) 円形断面柱、箱形断面柱の変形能、エネルギー吸収能の検討。
- 3) 鋼構造物の耐震設計基準に関する検討。

本資料は、このうちテーマ3)の参考のために、世界各国の耐震設計基準を調査してとりまとめたものである。第1章では、世界各国の耐震設計基準について、その概要をまとめた。我国の耐震設計基準は、国際的にもレベルの高いものであるが、各国の耐震設計基準の中にも、耐震設計の考え方、設計基準様式などについて学ぶべき点が多いと思われる。第2章には、第1章に示された耐震設計基準が作成される過程で行なわれた議論の内容を、諸外国の論文から収録してとりまとめた。これらの論文では、耐震設計基準のあり方について非常に深い洞察が行なわれており、今後の耐震設計法の発展にとって意義深いものであろう。最後に第3章では、鋼構造物の耐震設計法に関する文献リストを示した。

なお、これらの資料の収集は、(財)国土開発技術研究センターへの委託の中で行なわれたものであり、文献の収集、翻訳は新日本技研(株)が担当したものである。

昭和51年9月

建設省土木研究所構造橋梁部

橋梁研究室 室長 佐伯 彰 一

〃 研究員 金井 道夫

1. 世界各国の耐震規定の概要

1. 世界各国の耐震規定の概要 目次

はじめに.....	4
1-1 ALGERIA	5
1-2 ARGENTINA	6
1-3 AUSTRIA	8
1-4 BULGARIA	8
1-5 CANADA	10
1-6 CHILE	11
1-7 CUBA	12
1-8 EL SALVADOR	14
1-9 FRANCE	15
1-10 WEST GERMANY	17
1-11 GREECE	18
1-12 INDIA	19
1-13 IRAN	20
1-14 ISRAEL	21
1-15 ITALY	21
1-16 MEXICO	22
1-17 NEW・ZEALAND	24
1-18 PERU	25
1-19 PHILIPPINES	27
1-20 PORTUGAL	28
1-21 RUMANIA	29
1-22 SPAIN	31
1-23 TURKEY	32
1-24 U. S. A	34
1-25 U. S. S. R	36
1-26 VENEZUELA	38

はじめに

目 次

ここに収録したのは世界各国の耐震規定の概要である。出典は	100-12
Earthquake Resistant Regulations	100-13
A World List 1973	100-14
compiled by the International Association	100-15
for Earthquake Engineering, Tokyo	100-16
である。着目したのは設計地震力の算定方法、応力の照査方法および許容応力度の割増率などである。国によって耐震規定が構造物の設計規定の一部になっている場合と、耐震規定だけで独立した規定となっている場合とがある。前者の場合許容応力度の割増は耐震規定以外の所で示されていて、上記の文献では不明のことが多かった。また規定が建築構造物のみ、あるいは鉄筋コンクリート構造物のみを対象にしている場合もあるので注意を要する。	100-17
11	100-18
12	100-19
13	100-20
14	100-21
15	100-22
16	100-23
17	100-24
18	100-25
19	100-26
20	100-27
21	100-28
22	100-29
23	100-30
24	100-31
25	100-32
26	100-33
27	100-34
28	100-35
29	100-36
30	100-37
31	100-38
32	100-39
33	100-40
34	100-41
35	100-42
36	100-43
37	100-44
38	100-45
39	100-46
40	100-47
41	100-48
42	100-49
43	100-50
44	100-51
45	100-52
46	100-53
47	100-54
48	100-55
49	100-56
50	100-57
51	100-58
52	100-59
53	100-60
54	100-61
55	100-62
56	100-63
57	100-64
58	100-65
59	100-66
60	100-67
61	100-68
62	100-69
63	100-70
64	100-71
65	100-72
66	100-73
67	100-74
68	100-75
69	100-76
70	100-77
71	100-78
72	100-79
73	100-80
74	100-81
75	100-82
76	100-83
77	100-84
78	100-85
79	100-86
80	100-87
81	100-88
82	100-89
83	100-90
84	100-91
85	100-92
86	100-93
87	100-94
88	100-95
89	100-96
90	100-97
91	100-98
92	100-99
93	100-100
94	100-101
95	100-102
96	100-103
97	100-104
98	100-105
99	100-106
100	100-107

1-1 Algeria

Recommandations relatives aux constructions à édifier
dans les régions sujettes aux seisms

Recommandations AS. 1955, Mai 1955

(地震地域に建設される構造物に関する指針)

a) フランスの古い規定である。

b) 水平地震力

$$\sigma \times P$$

$$\sigma : \text{震度} = \sigma_1 \times \sigma_2 \times \sigma_3 \leq 0.1750$$

σ_1 : 地域および建物の高さによる係数

$$\begin{cases} = 0.035 & \text{高さ 10 m まで} & \text{A 地域} \\ = 0.070 & \text{"} & \text{B 地域} \end{cases}$$

高さ 10 m 以上は 2 % / m づつ割増し, 高さ 40 m 以上は一定

σ_2 : 地盤条件による係数

$$\begin{cases} = 1.25 & \text{ゆるい水を含んだ土} \\ = 1.0 & \text{一般の土} \\ = 0.75 & \text{岩} \end{cases}$$

σ_3 : 基礎の種類による係数

$$\begin{cases} = 1.0 & \text{深いマッシュナコンクリート基礎} \\ = 1.25 & \text{他の場合} \end{cases}$$

$$P : (\text{死荷重}) + \alpha \times (\text{活荷重})$$

$$\alpha \begin{cases} = 0 & \text{家屋} \\ = 0.5 & \text{店舗, 工場} \\ = 1.0 & \text{タンク, 倉庫, サイロ} \end{cases}$$

c) 鉛直地震力

$$\pm Z \times \sigma \times P$$

σ , P は水平地震力の計算に同じ, 但し σ を算定する際に σ_1 には高さ 10 m 以下に対する値を使用してよい。

d) 荷重の組み合わせ

$$(\text{死荷重}) + (\text{活荷重}) + (\text{地震})$$

風荷重, 雪荷重, 温度荷重は除く。

e) 原則として終局強度法によるが, 弾性設計法によってもよい。

f) 弾性設計法の場合の許容応力度の割増

構造用鋼, 鉄筋	弾性限界 (降伏応力)
鉄筋コンクリート構造物の	$0.8 \times (90 \text{ 日圧縮強度})$ 曲げ部材
コンクリート	$0.6 \times (\quad)$ 圧縮部材
石, 無筋コンクリート	許容応力の 3 倍
岩盤	許容応力の 3 倍
水を含んだゆるい土	許容応力
上記以外の土	許容応力の 2 倍

1-2 Argentina

Cineh, Centro para estudio de normas estructurales des Hormigon
(コンクリート構造物の規定研究センター)

- コンクリート構造物の規定の一部に耐震規定が含まれている。
- 静的設計法の他に動的設計法も許容されている。
- 地域の分割 (ゾーン)
地域 3, 2, 1, 0
- 構造物の重要度による分類 (グループ)
A (重要度の高い政府機関等), B (一般の家屋, ホテル等), C (重要度の低い工場施設, 倉庫等)
- 構造特性による分類 (タイプ)
I, II, III (Mexico の規定に類似)
- 地震力の計算に考慮する荷重
死荷重および活荷重 (一部)
- 静的設計法

経験的な固有周期 T の算定式

$$T = t_0 + t_1 \times h_n$$

t_0 : 基礎の特性による係数 0 or 0.1

t_1 : 壁の密度による係数 0.008, 0.012, or 0.018

h_n : 建物の高さ

固有周期 T と基礎 (許容支持力 σ_a) の影響を考慮する係数 S

$$\sigma_a \geq 0.5 \text{ kg/cm}^2 \quad 0.2 \leq S = 0.95 - 0.75T \leq 0.8$$

$$\sigma_a > 0.8 \text{ kg/cm}^2 \quad 0.4 \leq S = 1.20 - 0.50T \leq 1.0$$

$$\sigma_a \leq 0.8 \text{ kg/cm}^2 \quad 0.6 \leq S = 1.50 - 0.375T \leq 1.2$$

建物全体に作用する地震力 T_{so}

$$T_{so} = r_e \cdot r_d \cdot S \cdot C_o \cdot Q$$

r_e : 構造物のタイプによる係数

$$\begin{cases} = 1.0 & \text{タイプ I} \\ = 1.3 & \text{II} \\ = 1.8 & \text{III} \end{cases}$$

r_d : 構造物の重要度による係数

$$\begin{cases} = 1.3 & \text{グループ A} \\ = 1.0 & \text{B} \\ = 0.8 & \text{C} \end{cases}$$

C_o : 震度

$$\begin{cases} = 0.10 & \text{ゾーン 3} \\ = 0.07 & \text{II} \\ = 0.04 & \text{I} \\ = 0.00 & \text{0} \end{cases}$$

Q : 建物全体の荷重

地震力 T_{so} の高さ方向における分布 (三角形分布)

$$F_i = \alpha \times \frac{Q_i h_i}{\sum Q_j h_j} \times T_{so}$$

$$\alpha = \begin{cases} = 1 & T \leq 0.5 \\ = 0.95 & 0.5 < T < 1.0 \\ = 0.90 & T \geq 1.0 \end{cases}$$

h) 動的解析法

多質点系によるモーダル解析。

静的設計による地震力の 75% 以下であってはならない。

加速度応答曲線は $s \cdot g$ によって表わされる。

各モードの加算は絶対値和と 2 乗の平方和の平均により行なう。

i) 弾性設計法と終局強度設計法のいずれかを用いる。

j) 弾性設計法の場合の許容応力度の割増

コンクリート, 鉄筋 40%

但し鉄筋の応力は降伏応力の 85% 以下

k) 風荷重との組み合わせは考慮する必要はない。

1-3 Austria

ÖNORM B 4000 3. Teil, Berechnung und Ausführung der Tragwerke,
allgemeine Grundlagen, Windlast und Erdbekbenkräfte

(構造物の設計と施工, 一般的な基準, 風荷重と地震荷重)

a) 地震の影響を考慮する地域が与えられている。

b) 水平震度

$$\frac{1}{200} \quad (= 0.005)$$

c) 風荷重とは独立に計算する。

1-4 Bulgaria

State Committee for Building and Architecture, Ministry of Construction, Bulgaria, Code for Building in Earthquake Regions 1964

(地震地域における構造物規定)

a) ソ連邦の規定に類似

b) 震度階 VII, VIII, K の地域のみ

c) 重要度による分類

A (重要な構造物, 記念構造物, 政府機関等), B (主要産業機関, 劇場, 幼稚園, 病院等), C (主要でない産業機関, 高層駐車場等), D (仮設構造物等)

設計で考慮する震度階は A, B, C, D により実際の震度階と異なる。

重要度 \ 実際の震度階	VII	VIII	K
A	VIII	K	K ^x
B	VII	VIII	K
C	VII	VII	VIII
D	考慮しない		

注: K^x は K の 30% 増しの地震力を考える。

d) 水平地震力は 2 方向に独立に考慮すればよい。

e) 地震力の計算に考慮する荷重

全死荷重 + 活荷重 (の一部), なお雪荷重も含む。

f) 設計地震力 S_{ik} (点 k に作用する i 次モードによる地震力)

$$S_{ik} = \beta_i \times \eta_{ik} \times K_c \times Q_k$$

$$\beta_i : \text{動的係数} = \frac{0.70}{T_i}, \quad 0.8 \leq \beta_i \leq 2.4$$

T_i : i 次モードの固有周期

一次モードの固有周期 T_1 が 1.5 秒より大きい場合に高次モードの影響を考慮する。 T_1 は

$T_1 = 0.12n$ (n : 階数) $3 \leq n \leq 15$ でダイアフラムなしの鉄筋コンクリートスケルトンで水平力が支持される場合

$T_1 = 0.09 \frac{H}{\sqrt{B}}$ $n = 1, 2$ で上記の場合, あるいは剛な構造系の建築物 (H : 高さ, B : 巾)

η_{ik} : 振動モードに関する係数

$$\eta_{ik} = X_{ik} \frac{\sum Q_j \cdot X_{ij}}{\sum Q_j \cdot X_{ij}^2}$$

X_{ij} : i 次モードの j 点の変位

Q_j : j 点に作用する質量

一次モードのみを考慮する場合 ($T_1 < 1.5$ sec), 地震力の高さ方向の分布は三角形分布によってよい。

K_c : 震度

分類	地 質	震 度 階		
		VII	VIII	K
1	岩	0	0	0.050
2	粗粒および中粒の砂利, 硬い粘土等	0	0.033	0.067
3	細粒砂利, 締まった粗粒砂, 硬い粘性砂等	0.025	0.050	0.100
4	締まった細粒砂等	0.033	0.067	0.133

g) 溶接およびプレキャストコンクリートの接合には 25% 増の地震力を考える。

h) 許容応力度法, 終局強度法 "boundary conditions" 法のいずれかによる。

i) 許容応力度法による場合 50% の許容応力度の割増

j) 構造物の滑動, 転倒に対する安全率は 1.2

k) 風荷重は同時に考慮しない。

l) 橋梁に対する規定

プレキャスト鉄筋コンクリートは継目の安全性が確かめられなければならない。

アーチ橋は基礎地盤が安全である場合に限り許される。

橋の基礎構造はできるだけ軽くなければならない。

鋼橋, 鉄筋コンクリート橋は落橋に対して防止されていなければならない。

1-5 Canada

National Building Code of Canada 1970

part 4 Design, Section 4.1 - Structural Loads and procedures

(カナダ構造物規定, 第4章設計, 4.1節, 設計荷重と設計方法)

- 静的方法か動的方法のどちらかによる。
- 任意の水平方向に地震力は作用すると考えるが, 一般には構造物の主軸に関して独立に扱えばよい。
- 静的方法

地震力 V

$$V = 1/4 \cdot R \cdot K \cdot C \cdot I \cdot F \cdot W$$

R : 規定の第1章の表に与えられる地域による係数

K : 構造物のタイプあるいは耐震部材の配置によって変化する係数で, $K =$

0.67, 0.80, 1.00, 1.33, 2.00, 3.00

(U. S. A. の Uniform Code に類似)

C :	$\begin{cases} = 0.10 & \text{全ての1, 2階の建物} \\ = 0.05 / \sqrt[3]{T} \leq 0.10 \end{cases}$
T :	$\begin{cases} = 0.05 h_n / \sqrt{D} & h_n : \text{建物の高さ} \\ \text{or} & D : \text{地震力作用方向の建物の巾} \\ = 0.1 N & N : \text{階数} \end{cases}$
I :	$\begin{cases} = 1.3 & \text{災害時に必要な建物および学校} \\ = 1.0 & \text{他の全ての建物} \end{cases}$
F :	$\begin{cases} = 1.5 & \text{高圧縮性の土のように低い動せん断係数を有する地盤} \\ = 1.0 & \text{他の全ての地盤} \end{cases}$

$$W = \sum W_i$$

地震力の分布は構造物の最上点に

$$F_t = 0.004 \cdot V (h_n / D_s)^2$$

D_s : 地震力作用方向の耐震系の巾を作用させ残りを高さ方向に

$$F_x = \frac{(V - F_t) \cdot W_x \cdot h_x}{\sum W_i \cdot h_i} \leq 0.15 V$$

に従って配分する(三角形分布)。

1-6 Chile

INDITEONOR, Calculo antisismico de edificios

(建物の耐震設計)

a) 建物(建築構造物)にのみ適用

b) 建物の分類

- | | | |
|---------|---|--|
| 重要度による | { | (a) 政府機関, 発電所, 病院, 図書館等 |
| | | (b) デパート, 事務所, レストラン, 工場施設等 |
| | | (c) (a), (b)以外で仮設構造物等 |
| 構造特性による | { | (d) (e), (f)以外の建物 |
| | | (e) 各階に剛なダイヤフラムを有する建物 |
| | | (f) (e)のように各階に剛なダイヤフラムを有すると共に, 適当な延性を有する剛な耐震フレームを有する建物 |

c) 地震力の計算は静的方法と動的方法のどちらかで行なう。動的方法是適用可能であればいかなる場合についても使用してよいし, いくつかの建物に対しては使用しなければならない。

d) 二つの直交する方向に地震力を考える。これらの方向は互いに独立に扱ってよい。

e) 静的方法

4.5 m以下か1.5階以下で一様な質量分布および剛性を有する場合にのみ適用可能

基本地震力 Q_0

$$Q_0 = K_1 \cdot K_2 \cdot C \cdot P$$

K_1 : 重要度による係数

$$\begin{cases} = 1.2 & (a) \\ = 1.0 & (b) \\ = 0.8 & (c) \end{cases}$$

K_2 : 構造特性による係数

$$\begin{cases} = 1.2 & (d) \\ = 1.0 & (e) \\ = 0.8 & (f) \end{cases}$$

C : 震度

$$\begin{cases} = 0.10, & T < T_0 \\ = 0.10 \cdot \frac{2 \cdot T \cdot T_0}{T^2 + T_0^2} > 0.06, & T > T_0 \end{cases}$$

T : 建物の固有周期

T_0 : 地盤により決まるパラメーター = 0.20, 0.30, 0.90

P : (全死荷重) + (活荷重の一部)

地震力の高さ方向の分布 (三角形分布)

$$F_k = \frac{P_k \cdot A_k}{\sum P_j \cdot A_j} Q_0$$

$$A_k = \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}}$$

H : 建物の高さ

Z_k : k点の高さ

f) 動的方法

モード解析法を用いる場合の加速度応答スペクトル

$$\frac{a}{g} = 0.10 \times K_1 \times K_2 \quad T \leq T_0$$

$$\frac{a}{g} = 0.10 \times K_1 \times K_2 \times \frac{2 T \times T_0}{T^2 + T_0^2} \quad T > T_0$$

各モードの合計は

$$S = \frac{1}{2} \left\{ \sum_i |S_i| + \sqrt{\sum_i S_i^2} \right\} \quad r \geq 3$$

地震力 Q は次式を満たさなければならない。

$$Q \geq 0.06 P$$

g) 許容応力度の割増

鋼構造 33%

鉄筋コンクリート構造物 16.7%

h) 風荷重を同時に考慮する必要はない。

1-7 Cuba

Standards for Structural Design, Chapter 2 Loads, Paragraph 214-seismic loads

(構造物設計規定, 第2章 荷重, パラグラフ214地震荷重)

a) 重要度による分類

グループ A, B, C (Mexico の規定に類似)

b) 構造特性による分類

タイプ 1, 2, 3 (Mexico の規定に類似)

c) 地震力の算定は簡略化された方法, 静的方法, 動的方法のいずれかで行なう。

(Mexico の規定に類似)

d) 静的方法

地震力 V

$$V = CW$$

C : 震度

グループ	タイプ	高圧縮性の地盤	低圧縮性の地盤
A	1	0.08	0.05
	2	0.10	0.10
	3	0.20	0.13
B	1	0.06	0.04
	2	0.08	0.08
	3	0.15	0.10
C	1	0	0
	2	0	0
	3	0	0

地震力の分布 (三角形分布)

$$F_i = \frac{W_i \cdot H_i}{\sum W_j \cdot H_j} C \cdot W$$

e) 動的方法

点 k に作用する地震力 F_k

$$F_k = K_c \cdot B \cdot \eta_k \cdot W_k$$

K_c : 震度 = 0.05

B : 動的係数

$$0.6 < B = \frac{0.9}{T} \leq 0.3$$

剛な構造物でせん断変形が卓越している建物

$$1 < B = \frac{1.5}{T} \leq 5$$

低い減衰係数を有する柔な建物

η_k : 一次モードに対応する係数

$$\eta_k = X_k \cdot \frac{\sum W_j \cdot X_j}{\sum W_j \cdot X_j^2}$$

X_j : j 次のモード

F_k は静的方法によって求めた地震力の 60% 以上でなければならない。

f) 許容応力度の割増

木材, 鋼材, 鉄筋 50%

他の金属, コンクリート 33%

土 33%

g) 風荷重と一緒に考える必要はない。

1-8 El Salvador

Regulations for Seismic Design, Republic of El Salvador, C.A. 1966
(耐震設計規定)

a) 重要度による分類

グループ A, B, C (Mexico の規定に類似)

b) 構造特性による分類

タイプ 1, 2, 3 (Mexico の規定に類似)

c) 地震力の算定は簡略化された方法、静的方法、動的方法のいずれかで行なう (Mexico の規定に類似)。

d) 静的方法

地震力 V

$$V = C \cdot D \cdot W$$

C : 震度

グループ	タイプ	ゾーン I	ゾーン II
B	1	0.12	0.06
	2	0.24	0.12
	3	0.30	0.15

グループ A に対しては上記の 1.3 倍を考える。グループ C については地震の影響を考慮しなくてよい。

$$D = \sqrt{C/X_e} \quad 0.6 \leq D \leq 1.0$$

X_e : 建物の重心の水平変位

W : 死荷重+活荷重 (の一部)

地震力の分布 (三角形分布)

$$F_i = C \cdot D \cdot W \times \frac{W_i \cdot H_i}{\sum W_j \cdot H_j}$$

e) 動的解析

モード解析を行なう場合の加速度応答スペクトルは

$a \cdot c$

$$a = \begin{cases} 1.0 & T \leq 0.2 \\ 0.2 / T & T > 0.2 \end{cases}$$

を用いてよい。各モードの和は2乗和の平方

$$\sqrt{\sum S^2}$$

によってよい。

地震力は静的に求めた ($D=1$) ものの40%以上でなければならない。

f) 許容応力度の割増

木材, 鋼材, 鉄筋 50%

他の金属, コンクリート, 石 33%

土 研究結果による

g) 風荷重は一緒に考える必要はない。

1-9 France

Règles de construction à appliquer dans les régions sujettes à seismes, Société de contrôle technique Règles P.S. 67, pp. 53-107
1967

(地震地域における構造物規定)

a) 地震力の算定に考慮する荷重

全死荷重+雪荷重+活荷重(の一部)

b) 地震力の算定は静的方法か動的方法のどちらかによる。

c) 風荷重は一緒に考慮しなくてよい。

d) 温度および乾燥収縮による応力との組み合わせは考える。

e) 許容応力度法による場合50%の許容応力の割増, 鉄筋コンクリートの場合コンクリートの応力は $0.85 \times \sigma_{28}$, 鉄筋の応力は降伏応力を越えないものとする。

f) 静的方法

水平力 S_H , 鉛直力 S_v , ねじりモーメント S_T を考慮する。

水平力 S_H の算定

$$S_H = \sigma_n \cdot W$$

$$\sigma_n : \text{震度} = \alpha \cdot \beta \cdot r \cdot \delta$$

W : 着目部材の重量

α : 地震の強さによる係数

α	0.5	1	2	4
地震の強さ i_n	7	8	9	10
震度階	VII	VIII	IX	X

$$\alpha = Z i_n - 8$$

ρ : 応答係数

$$0.050 < \frac{0.060S}{\sqrt{T}} < 0.085 \quad \text{普通の減衰性状を有する建物}$$

$$0.065 < \frac{0.085}{\sqrt{T}} < 0.110 \quad \text{平均的な減衰性状を有する建物}$$

$$0.075 < \frac{0.105}{\sqrt{T}} < 0.175 \quad \text{弱い減衰性状を有する建物}$$

ρ の上限が二つ与えられているのは基礎地盤によっており、上に示したのが、大量のゆるい土質の場合で下に示したのが他の土質の場合である。

r : 分布係数

$$r(h) = A(h) \times \frac{\sum M(Z) A(Z) + f_m(Z) \cdot A(Z) dZ}{\sum M(Z) A^2(Z) + f_m(Z) \cdot A^2(Z) dZ}$$

h : 着目部材の高さ

A : 水平変位

M, m : 集中質量および分布質量

δ : 地盤係数

土質および基礎の構造形式による係数で 0.90 ~ 1.30 の間にある。

鉛直力 S_v の算定

$$S_v = \pm \sigma_v \cdot W$$

$$\sigma_v : \text{震度} = \pm \frac{1}{\alpha} \cdot \sigma_n$$

ねじりモーメント S_T の算定

$$S_T = S_H \cdot e$$

応力は S_H, S_v, S_T の最も不利な組み合わせに対して照査する。

固有周期 T の算定は模型実験によるか計算による。簡単な構造に対する T の算定式が規定に与えられている。

g) 弱い減衰性状を有する多自由度系の場合

一次のモードの固有周期が 0.5 秒より大きい場合、高次の振動モードの影響を考慮する。一次モードの固有周期が 0.5 秒 ~ 0.75 秒の間にあるときは二次のモードまで 0.75 秒以上のときは 3 次のモードまで考慮する。

水平震度 σ_i

$\sigma_i = \alpha \cdot \rho_i \cdot r_i \cdot \delta$	7.0	
$\rho_i = \begin{cases} 1.25 & T_i \leq 0.2 \\ 0.25 & 0.2 \leq T_i < 0.26 \\ 0.09 & T_i \geq 0.26 \end{cases}$	$0 \leq T_i \leq 0.2$	$0.2 \leq T_i < 0.26$
$\rho_i = \frac{0.09}{\sqrt{T_i}}$		$T_i \geq 0.26$

$$\beta i \geq 0.06$$

$$\tau i = A_i(h) \times \frac{\sum M(Z) A_i(Z) + f_m(Z) \cdot A_i(Z) dZ}{\sum M(Z) A_i^2(Z) + f_m(Z) \cdot A_i^2(Z) dZ}$$

鉛直震度 σ_v

$$\sigma_v = \frac{2}{\sqrt{a}} (\sigma_H) i$$

各次モードによる応力の加算

$$\Sigma = \sqrt{\Sigma_1^2 + \lambda_2 \Sigma_2^2 + \lambda_3 \Sigma_3^2}$$

$$0 < \lambda_2 = 4 \cdot T_1 - 2 < 1$$

$$0 < \lambda_3 = 4 \cdot T_1 - 3 < 1$$

h) 断面内に多くの自由度を有する場合についての式も与えられている。

i) 直接的な動的解析

設計で考慮する。少なくとも標準の地震強さ i_N に等しい強さをもつ地震から得られた適当な数の加速度記録を用いて、直接応答を計算してもよい。この場合、震央にきわめて近い点で得られた加速度記録が含まれていなければならない。

j) 地震地域

- | | |
|-------|---------------|
| ゾーン 0 | 地震が全くないか無視できる |
| ゾーン 1 | 弱い地震活動 |
| ゾーン 2 | 一般的な地震活動 |
| ゾーン 3 | 強い地震活動 |

k) 設計で考慮する最小の地震強さ i_N

- | | | |
|-------|-------------|--------------------|
| ゾーン 1 | $i_N = 7$ | ($\alpha = 0.5$) |
| ゾーン 2 | $i_N = 8$ | ($\alpha = 1.0$) |
| ゾーン 3 | $i_N = 8.6$ | ($\alpha = 1.5$) |

i) 構造物の重要度によって $i_N(\alpha)$ は上記の値より大きくとることを勧めており、大体の目安を表に与えている。

1-10 West Germany

Bauten in Deutschen Erdbebengebieten DIN 4149, 1957

(ドイツの地震地域における構造物)

a) 地震地域 I (Mercalli-Sieberg-Skala VIII) と II (同 VII) を示す地図がある。

b) 静的震度法

震度 ϵ

$$\epsilon = \frac{P}{G}$$

P : 最大の地震時水平加速度

$$g = \frac{N_b(N) \cdot 1A \cdot (N) m \lambda + (N) \cdot 1A \cdot (N) M \lambda}{N_b(N) \cdot 1A \cdot (N) m \lambda + (N) \cdot 1A \cdot (N) M \lambda}$$

ε は地盤により変化し 5%, 7.5%, 10% の値をゾーン I に対してとり, ゾーン II に対してはその $\frac{1}{2}$ をとる。

- c) 振動の影響を考慮するために 6 階以上の建物および塔状の構造物では ε の値を 2 倍する。
- d) 地震力の計算には全死荷重と活荷重の $\frac{1}{2}$ を用いる。水中では全活荷重を考慮する。
- e) 地震時土圧は 2.5% 増す。
- f) 地盤についての規定があり, 避けた方がよい地盤が挙げられている。
- g) 許容応力

鋼, 鉄筋コンクリート, PC を除き 50%

鋼材および鉄筋 約 50% ~ 100%
コンクリート 100%

- h) 構造細目についての規定がある。

1-11 Greece

Royal Decree about Antiseismic Regulation for Building Construction 1959

(建築構造物に対する耐震設計についての法令)

- a) 地域の種類

I (弱い地震活動地域), II (中程度の地震活動地域), III (強い地震活動地域)

- b) 地盤による分類

a (地震に対してほとんど危険でない土質), b (中程度危険な土質), c (大変危険な土質), d (極度に危険な土質)

- c) 一般には水平力のみを考慮すればよいが, 特別な場合には鉛直方向の地震力も考慮しなくてはならない。

- d) 静的震度法

震度 ε

	a	b	c
I	0.04	0.06	0.08
II	0.06	0.08	0.12
III	0.08	0.12	0.16

d の地盤は避けなければならない。

e) 静的震度法の他の方法が適用されてよい。

f) 基礎地盤の許容応力 50% 増し

g) 鉄筋およびコンクリートの許容応力 20% 増し

1-12 India

Indian Standard, IS:1893-1970, Criteria for Earthquake Resistant Design of structures, Indian Standards Institution

(構造物の耐震設計規定)

a) 全ての地震に対して、構造物がいかなる損傷を受けないというようには考えていない。中程度の地震に対しては構造的な損傷はなく、最強の地震に対しては全体の破壊が生じないように設計すべきであるとしている。

b) 水平力だけを考える場合は任意の一方向、鉛直方向地震力を考慮する場合は水平力と同時に作用すると考える。

c) 鉛直方向地震力は安定が問題となる場合に考慮される。

d) 風荷重は同時に考慮する必要はない。

e) 許容応力度法の場合の許容応力度の割増

鋼材 $3/3.3$ まで降伏応力以下

PCコンクリートの引張応力 $\frac{2}{3} \times$ 引張強度

f) 荷重係数法の場合

鋼構造、鉄筋コンクリート構造 $U = 1.4 \times (D + L + E)$

PCコンクリート $U = 1.5 \times (D + L + E)$

g) 静的方法

水平震度 α_H

ゾーン	I	II	III	IV	V
α_H	0.01	0.02	0.04	0.05	0.08

ゾーン I ~ V は地図に示されている。

h) 動的方法に対しては加速度応答スペクトルが図に与えられている。

i) 地盤条件により α_H は β 倍される。 $\beta = 1.0, 1.2, 1.5$

j) 重要な市、町に対しての震度が付録に与えられている。

k) 病院、発電所など重要な構造物に対しては震度を 1.5 倍する。

l) 鉛直方向震度は水平方向の $1/2$

m) 地盤の許容支持力は最大 50% までの割増

n) 橋梁構造物

地震力 F

$$F = \alpha_n \cdot \beta \cdot W$$

W の算定に際し、車の進行方向については活荷重は考慮しないが、直角方向の場合には50%（鉄道）、25%（道路）の活荷重を考える。

応力の計算に際しては、100%（鉄道）、50%（道路）の活荷重応力を考慮する。

o) 落橋防止構造の規定

p) 水平方向と鉛直方向の加速度を同時に考慮した時、転倒に対する安全率は1.5

q) 建築構造物、ダムなどに対する規定はある。

1-13 Iran

The Iranian Antiseismic Construction Code

（イラン耐震構造物規定）

a) 鉄筋コンクリートか鋼構造に対し規定している。

b) 構造物の主方向に独立に水平力を作用させる。

c) 風荷重を同時に考慮する必要はない。

d) 地震時水平力による応力は他の荷重による鉛直応力と組み合わせない。

e) 地震力 V

$$V = K \cdot C \cdot W$$

K ：地震活動の大小による地域別係数、地域の分類ができるまでは $K = 1.0$

C ：震度

5階以下か18m以下の建物について

$$C = 0.10$$

地盤の許容支持力 $\leq 1 \text{ kg/cm}^2$

$$C = 0.08$$

" $> 1 \text{ kg/cm}^2$

病院、学校などの公共施設に対しては C を25%増す。

5階以上で18m以上の建物について

$$C = \frac{0.025}{T}$$

$$T = 0.09 \times \sqrt{\frac{H}{D}}$$

H ：建物の高さ

D ：考えている方向の建物の巾

f) 地震力の計算に際しては0~1.0%の活荷重を考慮する。

g) 地震力の高さ方向の分布（三角形分布）

$$F_x = V \times \frac{W_x \cdot h_x}{\sum W \cdot h}$$

h) 許容応力の割増

鋼材、コンクリート

3.3.3%

1-14 Israel

Proposed Israel Standard, Loads in Building : Earthquakes

(提案されたイスラエル規定, 建物における荷重: 地震)

- a) Mercalli : Cancani Scaleによる地震強度

領域A (Ⅶ以上), 領域B (Ⅵ以上)

- b) 地震時水平力は任意の方向に作用する。

- c) 地震力 H

$$H = C \cdot (G + \alpha P)$$

C : 震度 (領域, 構造形式, 基礎地盤に依存する) 0.01~0.08

G : 死荷重

α : 活荷重に対する係数 = 0.0, 0.3, 0.5, 1.0

P : 活荷重

- d) 風荷重を同時に考慮する必要はない。

- e) 許容応力度の割増

コンクリート 33.3 %

1-15 Italy

Extract from the "Italian Standard Specifications for Buildings in Seismic Zones"

(“地震地域における構造物に対するイタリア標準規定”からの抜粋)

- a) 二つの地震地域

ゾーン1 (0.10g の加速度), ゾーン2 (0.05g の加速度)

- b) 道路の巾は10m 以上

- c) 建物は16mを越えない, 4階以下

- d) the Council of Public Works の指針により特別の場合, もっと高い建物を建設することができる。

- e) 建物の基本骨組には脆性が予想される材料を使用してはならない。

- f) 鉛直方向の振動を考慮する場合には全死荷重と活荷重の1/3. の和を40% 増す。合計値は死荷重と活荷重の和より小さくしてはならない。

- g) 水平地震力は加速度に応じて各質量に対して算定される。活荷重は1/3 だけ考慮する。

- h) 鉛直方向の力と水平方向の力を同時に考慮する必要はない。

- i) 鉄筋コンクリートフレームの許容応力度

軟鋼 1400 kg/cm²
medium steel 2000 kg/cm²

1-16 Mexico

Provisions for Earthquake Resistant Design in the Federal District, Mexico 1966

(メキシコ市における耐震設計規定)

a) 地盤条件により二つのゾーンに分けられる。

b) 重要度による分類

グループ A 政府、市町村公共の建物（ポンプ場、発電所、電話交換局）、地震時に特に重要な機能を果たす建物（病院）、他に含まれるものが特に貴重である建物（博物館）、人々が度々集まり 400 m² 以上の面積を有する建物（学校、競技場、劇場、寺院、主要駅）

グループ B 私的な建物および普通には多数の人が集まらない建物（ホテル、アパート、オフィス、工場施設、ガスステーション、レストラン等）、人々が普通に多数集まる 400 m² 以下の面積を有する建物、高さが 2.5 m 以上の高い、高価な商品および機器を有する建物、破壊がグループ A、B に属する他の建物を危険にするような建物

グループ C 技術者あるいは建築家の介入を必要としないような孤立した構造物でその破壊が、普通人命、高価な商品、機器あるいはグループ A、B の建物に損傷を与えないもの

c) 構造タイプによる分類

タイプ I 考慮している方向に 2 つ以上の水平せん断力に抵抗する部材をもち、考えている水平力による変化が主として構造部材の曲げによるもの。これには、鋼あるいは鉄筋コンクリートコラムの上にあるガーター（あるいはトランスカブラットスラブ）から成るフレームを有する構造物が含まれる。各フレームは全ての階で少くとも設計せん断力の 50% に対して抵抗できるようなっている。この場合フレームは他の構造部材から切り離されていると考え壁やダイアゴナルブレースングによる分担は考慮しない。床や屋根は十分に剛で水平力を異なる剛性を有する部材の間に分配させることができなければならない。このタイプにはまた 7 m 以下か 2 階以下の建物も含まれる。最後に挙げた建物に対しては簡略化された解析法が行なわれるこ

とができる。

タイプ2 考えている水平力による変形が主として構造部材におけるせん断応力あるいは軸力によるような構造物。これに含まれるのは耐荷壁のみによって支えられる建物およびフレームが各階で設計せん断力の50%に抵抗することが出来ない建物。タイプ1に含まれる構造物はこのタイプには除外される。

タイプ3 水槽、煙突、一本のコラムで支えられているか考えている方向と直角方向の一例のコラムで支えられる全ての構造物、あるいはコラムが床および屋根で十分な剛性と強度を有する部材によって水平力を剛性の異なるコラムの間に分配するように結合されていないような建物。

d) 許容応力の割増

木材、鋼材、鉄筋……50%

他の金属、コンクリート、石……33%

土……基礎の条項による

e) 基本せん断係数 C

$$V = C \times W$$

構造物のタイプ	高圧縮性の地盤	低圧縮性の地盤
1	0.06	0.04
2	0.08	0.08
3	0.15	0.10

上表はグループBに対するもので、グループAに対しては1.3倍する。グループCに対しては耐震設計は要求されない。

f) 解析は簡略化された方法、静的方法、動的方法のいずれかで行なわれる。

g) 簡略化された解析方法はいくつかの条件が満たされるときに適用可能である。水平変位、ねじり、曲げモーメントは無視してよい。照査は静的方法で計算される各階に作用する合計のせん断力が耐荷壁のせん断強度を越えないかどうかについて行なえば十分である。照査は互いに直交する2つの方向について行なえばよい。

h) 静的方法

各階に作用する地震力 F_i

$$F_i = C \cdot W \cdot \frac{W_i \cdot H_i}{\sum W_j H_j}$$

i) 動的方法

地震の性質および地盤と構造物の挙動に適合していればいかなる動的解析方法がとられてもよい。

もし、モーダルアナリシスが使用されるならば、その影響が10%以下である振動モ

ードは無視してよい。加速度応答スペクトルは $a \cdot c$ で表わされる。 a は

$$\begin{cases} a = 1.0 & T \leq 0.5 \\ a = 0.5/T & T > 0.5 \end{cases} \quad \text{低圧縮性の地盤に対し}$$

$$\begin{cases} a = 0.5 \cdot (1+T) & T \leq 1.0 \\ a = 1.0 & 1 \leq T \leq 2.5 \\ a = 2.5/T & T \geq 2.5 \end{cases} \quad \text{高圧縮性の地盤に対し}$$

各次モードの合計は 2 乗和の平方による。各階での水平せん断力は静的方法によって得られたものの 60% 以下であってはならない。

j) 風荷重を同時に考慮する必要はない。

1-17 New Zealand

New Zealand Standard Model Building Bylaw (NZS 1900)

Chapter 8 Basic Design Loads, Earthquake Provisions

(ニュージーランド標準構造規定, 第 8 章, 基本設計荷重, 地震)

- a) 構造物の動的応答を表わすような静的な力で置き換えている。
- b) 一般に水平力は各主軸に独立に作用すると考えてよい。
- c) 動的解析のより正確な解が特別な構造物に要求されてもよいし, 任意の構造物に対して適用されてよい。この場合 3 次までの振動モードを考えればよい。各次モードの合計は 2 乗和の平方。動的解析によって得られるせん断力, モーメントは静的方法によるものの 80% 以下であってはならない。

- d) 静的方法

地震力 V は

$$V = C \times W_t$$

C : 震度 $0.04 \sim 0.16$

ゾーン (A, B, C) の物の重要度 ($1a, 1b$)

および建物の固有周期により変化する。

- e) 重要度

1a 学校, 病院, 消防署, 警察署, 刑務所, 郵便局, 電話交換局, 放送局等

1b 1a の他の構造物

- f) 地震力 V の分布 (三角形分布)

$$F_x = V \times \frac{W_x \cdot h_x}{\sum W_x \cdot h_x}$$

g) 延性の要求

地震力あるいは地震時の変位に抵抗する構造部材の全ておよび全体としての構造物は適当な延性を有するように設計される。16.0ft以上の建物ではフレームは全水平力の25%に少なくとも抵抗できるようにされる。主要な耐荷構造部分と組み合わせたとときには全水平力の100%に抵抗する。このようなフレームは延性材料で作られる。必要な延性は適当なモーメント抵抗結合を有する鋼フレームあるいは試験で保証された他の構造系によって保たれてもよい。

h) 1965年の修正

地震時水平力 V

$$V = K \cdot C \cdot W_t$$

K : 構造タイプによる係数 $1.0 \leq K \leq 1.20$

延性の要求

破壊が人命に対して危険となるような構造部材も適当な延性を有するように設計される。

- i) 上記規定に代るものとして "Proposed Rexionion of the New Zealand Earthquake Regulations" がある。これについての説明は省略する。

1-18 Peru

Peruvian Standards for Antiseismic Design

Approved by the Metropolitan Technical Commission 1968

(ペルー耐震設計規定)

- a) 地震による水平力は構造物の二つの主軸あるいは最も不利な方向に作用すると考える。解析は各方向について独立に行なうてよい。

b) 領域

領域1 Arequipa, Moguegua, Tacna, Ica の南部, Ayacucho

領域2 海岸地帯, 山岳地帯, 高ジャングル地帯, 領域1に含まれる部分は除く中央ジャングルも含まれる。

領域3 領域2以外のジャングル地帯

c) 使用目的による分類

A (2階までの田舎の低価格の建物), B (普通の建物, オフィス, アパート等), C (公共の建物, 劇場, 映画館, 学校, 発電所, 電話局, 消防署, 病院, 刑務所等), D (特別の建物, 原子力発電所等)

d) 地盤による分類

Ⅰ (硬い土質) Ⅱ (軟い土質) Ⅲ (耐震上望ましくない土質)

e) Dに属する建物はⅢの地盤上に建てられてはならない

f) 係数 K はエネルギー吸収能による構造物の地震時応答の相異を考慮するために使用される。(アメリカの規定に類似)

K = 1.33 タイプ P

K = 1.00 タイプ Q

K = 0.80 タイプ R

K = 0.67 タイプ S

g) 延性は終局状態の構造物の変位と降伏開始時の変位の比で与えられる。

h) 震度 C

$$C = \frac{0.05}{\sqrt{T}}$$

固有周期 T を求める簡略式が与えられている。

i) 地震力の算定に際し考慮する荷重 P

全死荷重 + 活荷重 (の一部)

j) 地震力 H

$$H = U \cdot K \cdot C \cdot P$$

U: 領域 1, 2, 3 とグループ A, B, C による係数

0.6 ~ 1.2 グループ D は特別な計算が必要である。

K, C, P: 既に上に述べてある。

k) 地震力 H の分布 (三角形分布)

$$F_i = 0.95 H \times \frac{W_i h_i}{\sum W_j h_j}$$

残りの 5% は建物の最上部に作用させる。

l) 鉛直方向の地震力も特別な場合については考慮する。

m) 解析は弾性的方法か、終局強度法のどちらかで行なわれてよい。

n) 風を同時に考慮する必要はない。

o) 弾性解析法による場合の許容応力度の割増

コンクリート, 鋼 33%

p) 終局強度法による場合の荷重係数

死荷重, 活荷重, 地震荷重に対して 1.33

不利になる場合は死荷重に 0.9, 地震力に 1.1

q) モーダルアナリシス

全ての構造物、特に特殊な構造物には動的解析を行なうことが勧められる。モード
ルアメリシスの場合重要なモードについてのみ自乗和の平方により合計する。U×K
×Cによって与えられるスペクトルが使用される。動的解析から得られた地震力は静
的方法による地震力の80%より小さくしてはならない。

1-19 Philippines

Republic of the Philippines, National Structural Code for
Buildings, "Lateral Forces" 1972

(建築構造物の構造規定, "水平力")

a) 地震時水平力は任意の方向に作用すると仮定される。

b) 地震力 V

$$V = Z \cdot K \cdot C \cdot W$$

K: 構造物のタイプによる係数 0.67~3.0

C: 震度

$$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}} \leq 0.10$$

T: 固有周期 (簡略式が規定に示されている)

Z: 地震地域および地盤による係数 0.6~1.4

c) 地震力 V の分布

建物の最上部に Ft

$$F_t = 0.004 V \times \left(\frac{h_n}{D_s} \right)^2$$

hn: 建物の高さ

Ds: 耐荷構造系の巾

を作用させ残り V-h_t を

$$F_x = \frac{(V - h_t) W_x h_x}{\sum W_i h_i}$$

に従って各階に分配

d) アメリカの規定に類似している。

1-20 Portugal

Portuguese Codes of Earthquake Resistant Structures Decree

No. 41, 658, 1958, Decree No. 44, 041, 1961

(ボルトガル耐震構造規定)

a) 地震地域の分類 (ゾーン A, B, C)

A (活発な地震活動), B (中程度の地震活動), C (低い地震活動)

C 地域に対しては地震力を無視してよい。

b) 任意の方向に作用する水平地震力を考慮する。

c) 震度

地震地域 (ゾーン), 構造形式, 地盤により変化する。0.05~0.20 構造形式は 2 つに分類され, 形式 1 は強度の余裕を有するものであり, 形式 2 は有さないものである。

地盤も 2 種類に分類され(1)は一般の土質であり(2)は耐震的に特に不適当な土質である。

例えば柔らかい粘土, シルト等である。

構造タイプ	ゾーン A		ゾーン B	
	(1)	(2)	(1)	(2)
1	0.10	0.15	0.05	0.075
2	0.15	0.20	0.075	0.10

d) 一時的な荷重, 雪, 風, 温度変化は同時に考慮する必要がない。

e) 終局強度法か弾性方法のどちらかによって設計してよい。また実験結果に基づいて設計してもよい。

f) 終局強度法 (終局強度法を設計に用いる) 設計荷重: 1

よく検討された方法があるいは実験によって確められた方法を用いなければならない。

材料の強度は考えられる最小の値を採用する。設計はこのような材料強度を用いて計算した構造物の抵抗強度が作用荷重に等しいかそれより大きくなるように行なわれる。

材料の強度は次の通り

軟鋼 降伏応力 = 2400 kg/cm²

他の鋼 0.2% 強度 < 80% × 最大耐力

鉄筋コンクリートのコンクリート $\frac{2}{3} \times (\text{設計強度})$

PC コンクリートのコンクリート $\frac{2}{3} \times (\text{終局耐力})$

g) 弾性設計法

許容応力の割増

鋼構造および鉄筋コンクリートの軟鋼

引張力に対し 2400 kg/cm²

他の荷重に対し 70% 増

他の鋼筋コンクリート、終局強度法の場合と同じ

鉄筋コンクリートのコンクリート 100% 増

無筋コンクリートおよび石 100% 増

1-21 Rumania

Earthquake Regulations, Rumanian Peoples Republic

(耐震規定)

- ソ連邦の規定に類似
- 地震の強さによる地域区分は地震地図による。震度階 7, 8, 9
- 重要度による分類

I (記念構造物および重要な構造物), II (I, III, IV, Vを除く全ての構造物),

III (重要な機器を含まない1階建の工場施設, 地方的な重要性しかない発電所等),

IV (一階建の一般家屋, 商店等)

V (破壊が人命の損失に関係しない構造物等)

- 設計震度階

設計で考慮する震度階は構造物の重要度により定まり, 実際の震度階と異なる。

実際の震度階 重要度	7	8	9
I	8	9	9
II	7	8	9
III	7	7	8
IV	7	7	8
V	考慮しない		

- 水平地震力 S

$$S = C \cdot Q$$

$$C: \text{震度} = K_s \cdot \beta \cdot \varepsilon \cdot \phi > 0.02$$

K_s : 設計震度階による係数

$$\begin{cases} = 0.025 & \text{設計震度階 } 7 \\ = 0.050 & \text{ " } 8 \\ = 0.100 & \text{ " } 9 \end{cases}$$

β, ε : 構造物の動的特性と基礎地盤の影響を考慮した係数

β : 1 自由度系で求められる構造物の周期と基礎地盤による係数の積

$$0.6 \leq \beta = \frac{0.9}{T} \leq 3$$

基礎の許容支持力 $\geq 2 \text{ kg/cm}^2$

上記の値を 1.25 倍 ≤ 3 // $< 2 \text{ kg/cm}^2$

// 1.50 倍 ≤ 3 シルト, 水で飽和した土

ϵ : 多自由度系を 1 自由度系で置き換えるための係数

$$\epsilon = \frac{(\sum Q_k U_k)^2}{(\sum Q_k) \cdot (\sum Q_k \cdot U_k^2)}$$

ψ : 使用材料の種類および減衰性状を考慮する係数

$\psi = 1.0$ 下記の構造物以外の全て

$\psi = 1.2$ 鉄筋コンクリート構造物

$\psi = 1.5$ 高い柔な構造物, 煙突, 塔等

f) 地震力の算定に考慮する荷重

全死荷重 + 活荷重 (の一部), なお雪荷重も含む。

g) 鉛直地震力も特別な場合には考慮する。水平地震力と同時に考慮しない。

h) 風は同時に考慮する必要ない。

i) 溶接継手および地震荷重により大きな応力集中が生じる部分は計算された応力の 1.25 倍に対して設計をする。

j) 耐荷部材を固定するアンカーおよびボルトは計算された力の 2 倍に対して設計する。

k) 許容応力度の割増

金属材料, 木材

コンクリート

圧縮力を受ける石

引張りおよびせん断力を

受ける石および同一断面

で鉄筋が溶接されている

鉄筋コンクリート

乾いた土

他の全ての土

40%	5	7	10
20%	0	0	1
20%	0	7	1
0	7	7	1
0	7	7	1
0%	0	0	7

20%

0%

l) PC コンクリートでは破壊モーメントはひび割れ発生モーメントより少なくとも 25% 大きくなければならない。

m) 各種構造物の構造細目について規定がある。

1-22 Spain

Norma Sismopresistente, P. G. S-1 (1968), Presidencia del
Gobierno Comision Interministerial de Normas Sismopresistentes
(耐震規定)

a) 構造物の分類

- グループⅠ 一般的な建物
グループⅡ 道路, 液体貯蔵タンクを除く水力構造物
グループⅢ エネルギー関係の構造物, 貯蔵構造物, 種々の構造物

b) 重要度による分類

- i) 経済的および人命に関して余り重要でない構造物
ii) 破壊が時に犠牲者を出しあるいは経済的にみて重要な構造物
iii) 破壊が多く犠牲者を出すのみならず地震時の緊急活動を妨げるような構造物

c) 地震地域分類

ゾーンA (構造物にとって危険な影響を有しない小さな地震活動地域), ゾーンB
(構造物に時にいくらかの損傷を与えるような中程度の地震活動地域), ゾーンC
(構造物にとって大変危険な活発な地震活動地域)

更にゾーンを震度階 (MSK) と関係づけている。

ゾーンA	$\leq \text{VI}$
ゾーンB	Ⅶ, Ⅷ
ゾーンC	$\geq \text{IX}$

d) 水平地震力 F

$$F = S \cdot Q$$

$$S = \alpha \cdot \eta \cdot \beta \cdot \delta$$

α : 地震の強さに対する係数 = $C \cdot R$

c : 震度, R : 地震の50年間に起る確率を考慮する係数

震度数	C	R
V	0.02	1.00
VI	0.04	1.00
VII	0.08	1.00
VIII	0.15	0.90
IX	0.30	0.72
X	0.60	0.53

η : 地震力の分布を考慮する係数

$$\eta r = x r \cdot \frac{\sum Q_i \cdot x_i^2}{\sum Q_i \cdot x_i^2}$$

更に簡略な式も規定に含まれている。

β : 応答を考慮する係数

$$\beta = \frac{B}{\sqrt{T}}$$

$B = 0.80$ 区画が少ない構造物 (ケース 1)

$B = 0.60$ 区画の多い構造物 (ケース 2)

T を求める簡略式が与えられている

δ : 地盤により変る係数 0.2~2.2

e) 鉛直地震力 V

$$V = U \cdot Q$$

$$U = r \cdot S$$

S : 水平地震力を求める場合の係数 $= \alpha \cdot \eta \cdot \beta \cdot \delta$

r : 修正係数

震度階	修正係数 r	
	ケース 1	ケース 2
VI	1.60	2.00
VII	1.20	1.50
VIII	0.90	1.20
IX	0.80	1.00

f) 破壊に対する安全度

コンクリート構造物 1.5

鋼構造物 1.1

1-23 Turkey

Earthquake Building Code Regulations, 1968, the Criterion to be taken into Consideration for the earthquake effects in the design of dams, The Procedures of the General Directorate of Highways for the Projects in the Regions of Earthquake, the Procedures of the Department of Railroad and Harbor Construction for the Projects in the Earthquake Regions

(耐震構造規定, ダム, 道路, 鉄道)

a) 水平地震力 F

$$F = C \cdot W$$

$$C : \text{震度} = C_0 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \tau$$

C_0 : 地震地域係数

$$\begin{cases} = 0.06 & \text{ゾーン 1} \\ = 0.04 & \text{ゾーン 2} \\ = 0.02 & \text{ゾーン 3} \end{cases}$$

α : 地盤係数

$$\begin{cases} = 0.80 & \text{岩} \\ = 1.00 & \text{締った土} \\ = 1.20 & \text{緩んだ土} \end{cases}$$

β : 重要度係数

$$\begin{cases} = 1.50 & \text{重要な構造物} \\ = 1.00 & \text{一般の構造物} \end{cases}$$

τ : 動的係数

$$\begin{cases} = 1.0 & T \leq 0.5 \\ = 0.5/T & 0.3 < T < 0.5 \\ = 0.5/T & T > 0.5 \end{cases}$$

T : 周期

$$= 0.09H/\sqrt{D}$$

H : 構造物の高さ

D : 水平力の作用する方向の構造物の巾

b) 地震力下の計算に使用する W

全死荷重 + 活荷重 (の一部)

c) 地震力の分布 (三角形分布)

$$F_i = F \times \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_j \cdot h_j}$$

d) 許容応力の割増

$$\begin{cases} \text{土} & \begin{cases} \text{クラス 1} & 50\% \\ \text{クラス 2} & 30\% \\ \text{クラス 3} & 0\% \end{cases} \end{cases}$$

コンクリート, 鉄筋 50%

1-24 U. S. A.

Uniform Building Code, 1970 Edition, Volume I, International

Conference of Building Officials

(構造規定)

a) 地震力 V

$$V = Z \cdot K \cdot C \cdot W$$

K : 構造形式による係数 0.67 ~ 3.00

C : 震度

$$C = \frac{0.05}{\sqrt{T}} < 0.10$$

T : 建造物の基本周期

$$T = \frac{0.05 \cdot h_n}{\sqrt{D}}$$

h_n : 建造物の高さ

D : 耐荷構造系の巾

但し水平地震力の 100% に抵抗するようなモーメント抵抗フレームを有する建造物およびフレームがもっと剛な部材に結合されていなくて、水平地震力に抵抗するのを妨げられていないような建造物では、

$$T = 0.10 \text{ N}$$

N : 建造物の階数

b) 地震力 V の分布

建造物の最上部に

$$F_t = 0.004 V \left(\frac{h_n}{D_s} \right)^2$$

を作用させ、残り V - F_t を

$$F_x = (V - F_t) \times \frac{W_x h_x}{\sum W_i h_i}$$

に従って分配させる。

c) 地震地域分類

ゾーン 1, ゾーン 2, ゾーン 3

地震地図が与えられている。

地震地域による係数 Z は

$$Z = 1/4 \quad \text{ゾーン 1}$$

$$Z = 1/2 \quad \text{ゾーン 2}$$

$$Z = 1.0 \quad \text{ゾーン 3}$$

d) 各種形式の建造物について個別の規定がある。

e) 係数 K

以下に述べる以外のフレーム構造を有する建物

1.00

U.S. 1.33

ような延性モーメント抵抗フレームおよびせん断壁から成る二つ

グ構造を有する建物

△とせん断壁が両者の相互作用を考慮してその剛性に従って

力に抵抗する。

壁がフレームの延性モーメント抵抗部分と独立に全水平力に

ーメント抵抗フレームが全水平力の25%以上に抵抗できる

ト抵抗フレームが全水平力に抵抗できるような建物

いに連結された足の上にあつて、建物で支持されていない高

造物

1. The first step is to identify the problem or question that needs to be answered. This involves understanding the context and the specific requirements of the task.

SECRET

$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial L}{\partial \dot{x}} \right) = \frac{\partial L}{\partial x}$

$$\begin{aligned}
 \frac{d}{dt} \left(\frac{1}{2} \dot{\theta}^2 + \frac{1}{2} \dot{\phi}^2 + \frac{1}{2} \dot{\psi}^2 \right) &= \frac{d}{dt} \left(\frac{1}{2} \dot{\theta}^2 + \frac{1}{2} \dot{\phi}^2 + \frac{1}{2} \dot{\psi}^2 \right) \\
 &= \frac{d}{dt} \left(\frac{1}{2} \dot{\theta}^2 + \frac{1}{2} \dot{\phi}^2 + \frac{1}{2} \dot{\psi}^2 \right)
 \end{aligned}$$

$$1.0 \div (\text{图书部各书册页码总和}) \times 6.0 \div (\text{总册数}) \times 6.0$$

1990.10.10

1999, 2000, 2001, 2002, 2003, 2004, 2005, 2006, 2007, 2008, 2009, 2010, 2011, 2012, 2013, 2014, 2015, 2016, 2017, 2018, 2019, 2020, 2021, 2022, 2023, 2024, 2025, 2026, 2027, 2028, 2029, 2030, 2031, 2032, 2033, 2034, 2035, 2036, 2037, 2038, 2039, 2040, 2041, 2042, 2043, 2044, 2045, 2046, 2047, 2048, 2049, 2050, 2051, 2052, 2053, 2054, 2055, 2056, 2057, 2058, 2059, 2060, 2061, 2062, 2063, 2064, 2065, 2066, 2067, 2068, 2069, 2070, 2071, 2072, 2073, 2074, 2075, 2076, 2077, 2078, 2079, 2080, 2081, 2082, 2083, 2084, 2085, 2086, 2087, 2088, 2089, 2090, 2091, 2092, 2093, 2094, 2095, 2096, 2097, 2098, 2099, 2100, 2101, 2102, 2103, 2104, 2105, 2106, 2107, 2108, 2109, 2110, 2111, 2112, 2113, 2114, 2115, 2116, 2117, 2118, 2119, 2120, 2121, 2122, 2123, 2124, 2125, 2126, 2127, 2128, 2129, 2130, 2131, 2132, 2133, 2134, 2135, 2136, 2137, 2138, 2139, 2140, 2141, 2142, 2143, 2144, 2145, 2146, 2147, 2148, 2149, 2150, 2151, 2152, 2153, 2154, 2155, 2156, 2157, 2158, 2159, 2160, 2161, 2162, 2163, 2164, 2165, 2166, 2167, 2168, 2169, 2170, 2171, 2172, 2173, 2174, 2175, 2176, 2177, 2178, 2179, 2180, 2181, 2182, 2183, 2184, 2185, 2186, 2187, 2188, 2189, 2190, 2191, 2192, 2193, 2194, 2195, 2196, 2197, 2198, 2199, 2200, 2201, 2202, 2203, 2204, 2205, 2206, 2207, 2208, 2209, 2210, 2211, 2212, 2213, 2214, 2215, 2216, 2217, 2218, 2219, 2220, 2221, 2222, 2223, 2224, 2225, 2226, 2227, 2228, 2229, 2230, 2231, 2232, 2233, 2234, 2235, 2236, 2237, 2238, 2239, 2240, 2241, 2242, 2243, 2244, 2245, 2246, 2247, 2248, 2249, 2250, 2251, 2252, 2253, 2254, 2255, 2256, 2257, 2258, 2259, 2260, 2261, 2262, 2263, 2264, 2265, 2266, 2267, 2268, 2269, 2270, 2271, 2272, 2273, 2274, 2275, 2276, 2277, 2278, 2279, 2280, 2281, 2282, 2283, 2284, 2285, 2286, 2287, 2288, 2289, 2290, 2291, 2292, 2293, 2294, 2295, 2296, 2297, 2298, 2299, 2300, 2301, 2302, 2303, 2304, 2305, 2306, 2307, 2308, 2309, 2310, 2311, 2312, 2313, 2314, 2315, 2316, 2317, 2318, 2319, 2320, 2321, 2322, 2323, 2324, 2325, 2326, 2327, 2328, 2329, 2330, 2331, 2332, 2333, 2334, 2335, 2336, 2337, 2338, 2339, 2340, 2341, 2342, 2343, 2344, 2345, 2346, 2347, 2348, 2349, 2350, 2351, 2352, 2353, 2354, 2355, 2356, 2357, 2358, 2359, 2360, 2361, 2362, 2363, 2364, 2365, 2366, 2367, 2368, 2369, 2370, 2371, 2372, 2373, 2374, 2375, 2376, 2377, 2378, 2379, 2380, 2381, 2382, 2383, 2384, 2385, 2386, 2387, 2388, 2389, 2390, 2391, 2392, 2393, 2394, 2395, 2396, 2397, 2398, 2399, 2400, 2401, 2402, 2403, 2404, 2405, 2406, 2407, 2408, 2409, 2410, 2411, 2412, 2413, 2414, 2415, 2416, 2417, 2418, 2419, 2420, 2421, 2422, 2423, 2424, 2425, 2426, 2427, 2428, 2429, 2430, 2431, 2432, 2433, 2434, 2435, 2436, 2437, 2438, 2439, 2440, 2441, 2442, 2443, 2444, 2445, 2446, 2447, 2448, 2449, 2450, 2451, 2452, 2453, 2454, 2455, 2456, 2457, 2458, 2459, 2460, 2461, 2462, 2463, 2464, 2465, 2466, 2467, 2468, 2469, 2470, 2471, 2472, 2473, 2474, 2475, 2476, 2477, 2478, 2479, 2480, 2481, 2482, 2483, 2484, 2485, 2486, 2487, 2488, 2489, 2490, 2491, 2492, 2493, 2494, 2495, 2496, 2497, 2498, 2499, 2500, 2501, 2502, 2503, 2504, 2505, 2506, 2507, 2508, 2509, 2510, 2511, 2512, 2513, 2514, 2515, 2516, 2517, 2518, 2519, 2520, 2521, 2522, 2523, 2524, 2525, 2526, 2527, 2528, 2529, 2530, 2531, 2532, 2533, 2534, 2535, 2536, 2537, 2538, 2539, 2540, 2541, 2542, 2543, 2544, 2545, 2546, 2547, 2548, 2549, 2550, 2551, 2552, 2553, 2554, 2555, 2556, 2557, 2558, 2559, 2560, 2561, 2562, 2563, 2564, 2565, 2566, 2567, 2568, 2569, 2570, 2571, 2572, 2573, 2574, 2575, 2576, 2577, 2578, 2579, 2580, 2581, 2582, 2583, 2584, 2585, 2586, 2587, 2588, 2589, 2590, 2591, 2592, 2593, 2594, 2595, 2596, 2597, 2598, 2599, 2600, 2601, 2602, 2603, 2604, 2605, 2606, 2607, 2608, 2609, 2610, 2611, 2612, 2613, 2614, 2615, 2616, 2617, 2618, 2619, 2620, 2621, 2622, 2623, 2624, 2625, 2626, 2627, 2628, 2629, 2630, 2631, 2632, 2633, 2634, 2635, 2636, 2637, 2638, 2639, 2640, 2641, 2642, 2643, 2644, 2645, 2646, 2647, 2648, 2649, 2650, 2651, 2652, 2653, 2654, 2655, 2656, 2657, 2658, 2659, 2660, 2661, 2662, 2663, 2664, 2665, 2666, 2667, 2668, 2669, 2670, 2671, 2672, 2673, 2674, 2675, 2676, 2677, 2678, 2679, 2680, 26

附錄四：我國之「國際化」與「國際化」

At the end of the year, the company's net income was \$10 million.

1-25 U. S. S. R.

Строительные Нормы и Правила, Глава 12 Строительство в Сейсмический Районах, СНиП II-A. 12-69, 1970

(構造規定, 第5章地震地域における構造物) 英訳がある。

- a) 震度階 7, 8, 9 の地震地域における建物および他の構造物 (橋梁も含む) に対する規定である。
- b) 震度階による地震地域の分割を示す地図が与えられている。
- c) 地盤による震度階の変化

震度階は地盤の種類によって実際の震度階と異なる。

土の種類	実際の震度階		
	7	8	9
I 岩など	6	7	8
II 粘土, 砂など (地下水位 8 m 以下)	7	8	9
III 粘土, 砂など (地下水位 4 m 以上)	8	9	> 9

- d) 地震に考慮する荷重

$0.9 \times (\text{死荷重}) + 0.8 \times (\text{長期間作用する活荷重}) + 0.5 \times (\text{短期間作用する活荷重})$
および雪)

- e) 地震力は任意の方向に作用するが, 一般には水平 2 方向について独立に照査が行なわれる。

- f) i 次モードの振動に対応する地震力 S_{ik}

$$S_{ik} = Q_k \cdot K_c \cdot \beta_i \cdot \eta_{ik}$$

Q_k : 点 K に集中して作用すると考えられる荷重

K_c : 震度

$$\begin{cases} = 0.025 & \text{設計震度階 } 7 \\ = 0.05 & \text{ " } 8 \\ = 0.1 & \text{ " } 9 \end{cases}$$

β_i : 動的係数

$$0.8 \leq \beta_i = 1 / T_i \leq 3.0$$

η_{ik} : 振動モードによる係数

$$\eta_{ik} = x_i(x_k) \frac{\sum Q_j x_i(x_j)}{\sum Q_j x_i^2(x_j)}$$

xi : i 次の振動モード

g) 塔、煙突などの断面寸法が小さくて高い構造物の解析では β_i は 1.5 倍される。

h) 一次の固有周期が 0.5 秒より大きい建物および構造物の計算では、二次があるいは三次までの振動モードが一般に使われるべきである。もし一次の周期が 0.5 秒より小さく構造物の剛性および質量が高さ方向にほとんど変化しないのであれば一次の振動モードのみが考慮されればよい。

i) 高次の振動モードが考慮される場合、各次モードの合計は

$$N_r = \sqrt{N_{max}^2 + 0.5 \sum N_i^2}$$

で行なう。

j) 設計材料強度の割増

鋼材、木材 40%

コンクリート、石 20%

k) 鉄道、道路に対する規定（以下に示めす）

l) クラス I, II, III, IV に属する主要な連邦の鉄道、高速道路、工場用あるいは地方的な重要性しかないクラス I, II に属する鉄道、道路

m) 設計震度階は重要度によって変化する。

1. クラス I, II に属する連邦の鉄道および道路に架る大きな橋梁そして一般的な都市交通に重要な高速都市道路および主要街路に架る大きな橋梁
2. クラス III, IV に属する連邦の鉄道および道路に架る大きな橋梁そして地方的な重要性しか有しない主要街路に架る大きな橋梁、更に 1 に同様な中程度の橋梁
3. この前半と同じ、但し中程度の橋梁、および工場用の道路に架る中程度の橋梁、小さな橋梁、カルバート、木橋

重 要 度	建設地点の震度階			
	6	7	8	9
1	7	8	9	12
2	6	7	8	9
3	6	6	7	7

n) 地震力は水平方向に作用

o) プレハブ鉄筋コンクリート橋は接合部が地震力に十分耐えるようになっていれば場所打ちのものと同程度に良い。

p) ガーダー形式の橋梁であれば、連続形式が互いに独立な単純形式がよい。ヒンジキャンティレバーは震度階 9 に対する橋梁では禁止する。

q) 木橋、鋼橋、鉄筋コンクリート橋のガーダー形式の場合落橋防止構造がとられる。ガー

ダー形式では支承が橋脚の頭に安全にアンカーされていなければならない。

r) アーチ橋は橋脚の下に安全な地盤があるときを除いて用いてはならない。アーチの上の上部工は連続している方が望ましい。

s) 独立したアーチを並べるよりも連続アーチの方が好ましい。

1-26 Venezuela

Provisional standard for Earthquake-Resistant structure 1967

(耐震構造物規定)

a) 重要度による分類 (Mexico の規定に類似)

グループ 1 (政府機関, 郵便局, 電話局, 病院, 学校, 教会等), グループ 2 (家屋, オフィス, 銀行, ホテル等), グループ 3 (倉庫等)

b) 構造形式による分類 (Mexico の規定に類似)

I, II, III

c) 地震力を算定する際の荷重

全死荷重 + 活荷重 (の一部)

d) 震度 G

ゾーン 3 に対して下表の通り

構造形式	沖積層		岩	
	グループ 1	グループ 2	グループ 1	グループ 2
I	0.075	0.06	0.06	0.045
II	0.09	0.07	0.11	0.085
III	0.15	0.12	0.13	0.10

ゾーン 2 に対しては $1/2$, ゾーン 1 に対しては $1/4$

グループ 3 および ゾーン 0 の構造物は耐震設計する必要なし

e) 水平地震力の分布 (三角形分布)

$$F_i = C \cdot P \cdot \frac{P_i h_i}{\sum P_j h_j}$$

f) 地震地域 (3, 2, 1, 0) を表わす地図が与えられている。

g) 20 階以下で 6.0 m 以下の構造物は静的方法によってよい。

h) 20 階以上あるいは 6.0 m 以上の構造物は静的方法に加えて動的方法が要求される。動的方法による応力は静的方法によるものの 60% より小さくしてはならない。

i) 2 階以下で 8 m 以下の家屋は近似的方法で設計してよい。

2. 諸外国における耐震設計の考え方について

2. 諸外国における耐震設計の考え方について 目 次

はじめに	
2.1 U. S. A.	41
2.1.1 Building Code Provisions for Aseismic Design	
by R.W. Binder and W.T. Wheeler	41
2.1.2 Basic Design Criteria of the Recommended Lateral	
Force Requirements and Commentary	
by the Ad Hoc Committee of the Joint SEAOC-ASCE	
Committee	44
2.1.3 Seismic Design of Highway Structures	
by K.D. Bull	47
2.2 Mexico	50
Aseismic Design in Mexico	
Aseismic Design for the Federal District, Mexico	
by E. Rosenblueth	
2.3 France	52
The New French Aseismic Code	
by J. Despeyroux	
2.4 U. S. S. R.	57
Design of Earthquake-proof Building Structures in the	
U.S.S.R.	
by V.A. Vikhousky, J.I. Goldenblat J.L. Korchynski	
2.5 Portugal	59
Portuguese Studies on Earthquake Resistant Structures	
by J.F. Borges	

2. はじめに

ここに収めたものは、アメリカ、メキシコ、フランス、ソ連邦、ポルトガルにおける耐震設計の発展経過およびその考え方について簡単に紹介したものである。文献は主として世界地震工学会議からとつてきているが、アメリカに関してはASCEのProc.からのものも含んでいる。世界各国の耐震規定はその国の置かれている状態に従い、多種多様であるが、設計方法の基本的な考え方についてはいくつかのグループに分類することが可能と思われる。上の5ヶ国についてここで選んだのは、これらの文献により、現在の耐震設計の考え方およびその問題点がほぼ理解できると考えたからである。

2.1 USA

2.1.1 Building Code Provisions for Aseismic Design R.W.Binder and W.T. Wheeler

(第2回WCEE, Tokyo 1960)

この報告はアメリカにおける耐震規定の歴史と SEAOC (the Structural Engineers Association of California) によって提案された。Uniform Seismic Code for California について述べている。以下にその概要を要約する。

米国における耐震設計の研究は 1925 年の Santa Barbara 地震によって始まっている。この年に the United States Coast and Geodetic Survey が地震学についての調査および研究の責任を引き受けた。この U.S. Coast and Geodetic Survey は、特に強震記録を公表することによって以後の耐震規定の発展に重要な影響を与えた。

the Uniform Building Code of the Pacific Coast Building Officials Conference (現在 (1960 年) International Conference of Building officials) の初版が 1927 年に出版され付録に耐震規定についての一章が含まれていた。

1928 年に California State Chamber of Commerce は耐震規定の必要性を認めた。これが刺激となって耐震設計についての幅広い研究が行われた。

1933 年 3 月 10 日の Long Beach 地震の後、同じ年に法的強制力を有する耐震規定が始めて公表された。2 つの California State laws が議会を通過した。

その 1 つは学校建築の構造設計を完全にコントロールする。the Field Act である。他の 1 つは the Riley Act でこれは the Field Act が公共の学校建築に対してのみ適用されたのに対し、もっと一般的な建物に対して適用された。the Riley Act は設計荷重の 2 % の地震力を定めた。これは設計死荷重の約 2.5 % になっていた。

州の法律に加え、the County of Los Angeles, the City of Los Angeles, the City of Long Beach によって耐震規定が採用された。

カリフォルニアの構造技術者の間には耐震規定に関して基本的な事項については一般的な同意があつたけれども、1933 年以後耐震規定はカリフォルニアの北部と南部でやや異なつた形で発展していった。

1957 年に SEAOC の地震委員会は合衆国、特に、カリフォルニアにおいて使用されている耐震規定の主要な相異を取り除き、同一な規定を作成することに着手した。この目的のために、カリフォルニアの北部、中部、南部の SEAOC の会員が 2 年間にわたって作業を進めた。

多くの未解明の点があるために、いくつかの最低限要求される基本法則と一般的な条項を確立することにのみ目的を絞るべきであることを委員会は直ぐに理解した。基礎地盤あるいは構造物の寸法、高さ、形式などが異なることによって変化する動的応答に対して、構造物ができるだけ等しい耐震性を有するように、規定が定められることが望まれた。起り得る最強の地震

に対して全く損傷なしに耐えるように構造物を設計することは不合理でかつ経済的に正当化されないであろうことが結論された。従って、委員会は、損傷の程度とそのタイプを制限するよ

うな耐震規定の開発を目的の一つとして採用した。更に、Manual of Practice は、規定

の考え方および補足を解説するものとするに委員会は同意した。

委員会は地震動に対する構造物の動的応答に影響を及ぼす可能性のある、数多くの因子について、全てではないにしても、数多く知っていた。単に耐震規定に合致しているというだけでは耐震設計は十分でないということが理解された。というのは地震の動的影響を十分に技術者が理解していなければ不十分な設計となるであろうから。一つ一つの構造物によって変化する耐震問題に一定の答を提供することを SEAOC の規定は意図しているのではないし、そのようなことは不可能である。従って、構造物の耐震設計はそれを熟知した技術者の責任に帰されるべきである。このことは the Manual of Practice の序言にも述べられている。

SEAOC の規定の作成に当り、全ての研究および震害調査の検討を通じ基本となる考え方発展させる仕事あるいは全体委員会のたたき台になるような指針を作成する仕事に従事する研究グループが組織された。他に基本せん断力、構造骨組、せん断力の分布、ダイアフラム、ねじり、曲げ、基礎、Set-Back、変位に関して研究グループが作られた。

規定の作成に際して参照した規定類は

1. Uniform Code of the International Conference of Building Officials
1946 (1943 年の City of Los Angeles. 1953 年の Calif. State Division of Architecture と同じ)
2. Joint Committee of San Francisco Code 1952 年
ASCE の Transaction に公表
3. City of San Francisco Code 1954
4. City of Los Angeles Code 1957

基本せん断係数 C は各規定で最大 13.3% から 2.5 % まで変化していた。委員会は採られるべき震度の大きさと確保されるべき損傷の程度に関して数年にわたって長く熱烈な議論を展開した。動的な方法は全ての構造物に対して唯一の震度を採用することを唱える人達によって疑問視された。

委員会は、規定で定められる水平力は地震の間に作用する実際の慣性力を表わす必要のないことを認めていた。更に、弾性解析の結果から、強い地震に対して生じる応力は本規定で得られる応力より大きくなることが分っていた。しかしながら委員会はアメリカにおける震害調査および他の報告から、本規定に採用された震度の大きさは実用的であり、委員会によって設定された目的に合致していると結論した。

震害調査および応答解析研究に基づき、構造物の周期が基本震度に重要な影響を与えることが認められた。建物の階数を変数として周期を計算する式は研究の発展に好ましくないと結論

された。建物の寸法によつて基本周期を計算する方法は欠点があることが知られていた。しかしながら、構造物の周期を基本にする考え方をとるのであれば、周期を求めるもっと良い新しい方法を発展させることが必要であると感じられていた。

動的効果を静的効果に置き換えるような震度を決定する場合には、構造物の形式による応答性状の相異を剛性、減衰性状、延性、エネルギー吸収能に関連させて考慮すべきであるというのが委員会の意見であった。

全ての構造物に唯一の震度Cを使用するのは適当でないと結論された。Cは構造物のエネルギーと吸収能によつて増しもし減りもする。従つて、過去の規定が $V = CW$ であつたのが、本規定では $V = K C W$ となっている。Kは減衰性状、剛性、延性、エネルギーの吸収能によつて変化する構造物の応答性状の影響を考慮する修正係数である。このような式を使用する場合基本せん断係数Cは建物の高さによつて変るといふことが述べられるべきである。せん断係数の研究グループは多くの研究の後Cを周期Tの関数として決定するための式を提案した。最終的に委員会によつて採用された式は

$$C = \frac{5}{\sqrt[3]{T}} < 0.10$$

であつた。

減衰、剛性、エネルギーの吸収能の程度によつて変化する構造物の応答性状は基本せん断係数Cの最終的な評価において考慮される。このことは修正係数Kを使用することによつて導入された。初期の段階では委員会は数多くの構造形式について検討していた。しかしながら問題の複雑さを減じるために4つの構造形式に対してKの値を与えるように制限した。この規定に含まれないような他の構造形式を考える場合には更に研究を進めることが必要とされる。

K値は4つの構造形式に従つて0.67, 0.80, 1.00, 1.33をとる。

基本せん断係数を決定する際に、委員会は、特に、地震地域の地質状態、構造物の基礎が位置する土質の状態、基礎のロッキングと降伏および震央よりの距離等の影響を検討した。委員会は基本せん断係数を決定する場合の因子として土質の重要性を認識していた。数多くの震害調査、チャート、ダイアグラムおよび研究の成果が、最終的にKCの値を決定する前に細かい点まで議論された。技術者の工学的判断というぼんやりした要素が最終的な決定に影響を及ぼしていたということは認められる。

せん断力の分布については数多くの提案が行なわれたが、最終的には三角形分布

$$F_x = \frac{W_x h_x}{\sum W h} \cdot V$$

が採用された。

委員会は次に構造物が一体として振動するように構造細目の検討を行なつた。

続いてねじり、"Overturning"の問題について考察している。

基礎に関する研究グループは、地震は建設地点によつて変ることのために何らかの結論が引き出せるためにはもつと多くの記録が必要であると結論した。研究グループは、任意の構造物に対して最も良くなった基礎形式を土質技術者と共同で検討することは構造技術者にとって重要であると強調している。

Set-Back および Drift についての検討結果が引き続き述べられている。

2.1.2. Basic Design Criteria of the Recommended Lateral Force Requirements and Commentary

By the Ad Hoc Committee on Districition study of the Joint SEAOC - ASCE Committee on Seismic Forces of the Committee on Dynamic Forces of the Structural Division

(Journal of Structural division, ASCE ST, Vol. 98 ST9 Sept. 1972)

この報告は SEAOC の提案した the Recommended Lateral Force Requirements and Commentary の見直しについて述べたものである。以下に概要を記す。

上記の Ad Hoc 委員会は、SEAOC の地震委員会によって提案された the Recommended Lateral Force Requirements and Commentary の基本設計概念を見直すために、1970 年に設立された。Ad Hoc 委員会は、1970 年と 1959 年の SEAOC 地震委員会のメンバーから成っていた。SEAOC の地震委員会の上記指針は 1959 年に公表され、1966 年と 1968 年に大きな変更を行なっている。しかしながら、その間にいくつかの重要な地震が起り貴重な教訓が得られたにもかかわらず、基本的な考え方は変化していなかった。厳しい規定の見直しが適当と思われた。Ad Hoc 委員会はこの目的で設立された。

1969 年に ASCE と SEAOC の the Seismic Force Committees は the Joint SEAOC-ASCE Committee on Seismic Forces に合体した。the Ad Hoc Committee はこの Joint Committee の一つの活動である。

Ad Hoc 委員会による見直しは基本的な原則に関してのみに制限された。規定の書き直しは意図していなかった。10 の一般的な質問が用意された。組織上のミーティングが 1970 年 6 月 27 日に行なわれ、引き続いて各委員はこれら 10 の質問について自分の意見、論評、考えを提出することが求められた。質問には Association の北部および南部の一般会員も解答した。従つて、ここで述べられる事項は多くの点に関して、Ad Hoc 委員会のみでなく問題に興味を有する会員の意見を反映している。1970 年 9 月 2 日に更に 5 つの質問が、委員の考え方の細かい点を明らかにするために各委員に与えられた。更に手紙による情報の交換の後 1971 年 6 月 26 日に指針を検討するためにミーティングが開催された。

委員会は、1959 年の指針に述べられているように、研究およびいくつかの地震の経験の両

方から得られた新しい知識を考慮し、材料の許容応力の増加に鑑み、指針と解説は改訂されるべきであると強く感じている。1971 年 2 月の San Fernando の地震およびそれ以前の 1964, 1967, 1968, 1969 年の地震の結果から多くの構造物使用者および規定作成者は、有能な構造技術者の設計経験に関せず、自分自身の規定を書いている。

耐震規定に対する基本的な考え方およびその機能について検討しよう。指針の解説の 33 頁に、指針によって設計された構造物は次のような条件を満たすように意図されていると述べられている。

1. 小さい地震に対しては損傷がない。
2. 中程度の地震に対しては構造部材の損傷はないが、非構造部材はいくらかの損傷を伴う。
3. カリフォルニアで起った最強の地震に対しては崩壊はしないが、いくらかの構造部材および非構造部材の損傷を伴う。多くの構造物では構造的な損傷は、最強の地震においても、修理可能な程度に制限されることが望まれる。

どんな技術者であつてもこれらの考え方が望ましいこと、および健全性に疑問をはさむことはできない。一般大衆はこの基本的考え方によって示されるより以上の耐震性を望むかもしれない。しかしながら、大衆が基本的な研究、調査についての知識のたくわえがないことを考慮し、更に建設費の高騰を考えると現在考えられている限度以上の耐震性を確保することは困難であろう。不適当な耐震設計のもたらす結果を観察し、熟知しているのは構造技術者であるから、大衆を現在の知識水準に可能な限り導いていくことが重要である。

地震の大きさ、即ち、エネルギー解放量の合計は地震学者によって決められ、これが被害の潜在的な可能性に対して何らの意味を有さないにもかかわらず、大衆によって受け容れられている。修正 Mercalli あるいは他と同様なスケールで測定された地震の強さは主観的であり、もし構造物が地震に耐えるように適当に設計されているならば、工学的目的にとっては使用できない。上記の方法は構造技術者の興味に対して何らの情報も提供しない。被害の潜在的な可能性を定めるもっと良い方法が採用されなければならない。J. Blume によって発展させられた Engineering Intensity Scale (EI) はこの空隙を埋めることができると思われる。

構造技術者の力は及ばないが、構造技術者がとるいかなる耐震方法よりも大きく構造物の出来に影響を及ぼす二つの領域が設計過程には存在する。一つは構造物の建設地点である。技術者は発注者および大衆にあらゆる問題について知らせるべきであり、もし建設地点に問題があるならば、発注者および大衆は費用が増すが耐震性が低下するかのどちらかをとらなければならないことを知らなければならない。他の一つは基本的なデザイン上の考え方である。近代的な建築が有する数多くの異なる考え方に対して等しい安全性を有するような規定を書くことは困難であろう。

構造技術者および関係官庁のコントロールを越えるような数多くの要素および現在の知識が限られていることにより、委員会は、指針の解説にもっと明瞭に指針の適用制限について記す

ことおよび指針自身に全ての危険を消去することが不可能であり、現在の知識に基づく規定には制限があることを述べる短かい序言を置くことを強く薦める。現在の知識が限られていることの理由は少くとも地震機器および研究に対する大衆の援助の欠如であつた。

委員会および会員の両方共に、現在の規定にあるような静的方法が規定に対して最も実的な形であるということに一般的に同意していた。動的解析は全ての構造物に対して要求されるべきではないが薦められるべきものであり、技術者の選択によるものである。動的解析は現在の知識水準および計算機による非弾性域の研究に制限があることにより規定に書き込まないことを委員会は提案する。もし動的な規定を確立するというのであれば委員会および会員の大多数はスペクトル解析を選択するであろう。この場合二つのスペクトルが多分存在すべきであろう。一つは弾性設計用、他の一つは極限状態設計用である。そしてこれら二つは同一構造物に対する二つの規定として同時に使用される。

the Recommended Lateral Force Requirements およびそれから導かれた規定は出来るだけ簡略化されなければならない。規定および解説は問題の複雑さと矛盾しない範囲で最大限簡略化されるべきである。現在の規定の複雑さは地震力あるいは材料の性状に関する限られた我々の知識には対応していない。

基礎地盤の影響を考慮することの必要性が指摘されている。将来、この影響が規定に含まれるべきであることに殆んど同意が得られている。

委員会は構造物が二つのレベルの考え方の下に設計することを強く薦める。即ち、使用レベルおよび度々起るような地震に対して弾性的に設計し、大きな地震によって生じる最大のエネルギー要求および崩壊を防ぐような非弾性仕事能に対しては非弾性的に設計することが望ましい。非弾性的な方法は履歴曲線の変化、P- Δ 効果および繰り返し荷重の下における材料強度の低下というような全て既知の事項を考慮すべきである。

構造物の設計は規定の荷重についての条項のみでなく、材料についての条項にもよるものである。委員会および一般会員は荷重係数法が好ましいと強く述べていた。しかしながら SEAOC における現在の荷重係数は適当でないということに強い同意がみられた。一般的にこれらの係数は余りにも低すぎるのである。

委員会は規定における損傷に対する安全性は低下されるべきでないと提案した。多くの委員は安全性はもつと大きくとられるべきか現在のバランスが保たれるべきであると言っている。中程度およびもつと小さい地震に対しても損傷に対する保証は存在しないことは明らかである。起り得る被害に関する条項が解説のみでなく指針にも存在すべきである。というのはそれは、法律上の事項であり、その上に信頼性の基礎が置かれているのである。解説には被害の可能性についてもつと明瞭に細かく書かなければならない。大きな地震の下で変位を制御することは緊急構造物に対する有効な規定の一つになるかもしれないし、構造部材あるいは非構造部材の弾性状態の下における損傷のコントロールになることができる。

委員会は現在の規定に設けられている地震力の大きさについて検討し、後で地震力は増されるべきか低減されるべきかについて投票を行なった。一票たりとも地震力の低減に対しては投ぜられなかった。大多数は増加することに投票し、少数が現状通りに投票した。多くの人は安全性は増されなければならないけれども地震力を増加すれば必ず安全性が増されるというわけでないということを理解していた。いくらかの構造物については地震力を適当に増加し、他の構造物については延性を増加することが薦められる。もし延性が保証されないのであれば地震力の大きな増加が必要である。

大きな地震の後でも使用可能であることが要求される緊急機能を有する構造物は、震災の後でも機能を果たすように設計されなければならない。これらの構造物には、病院、災害対策本部、報道施設、避難場所などが含まれる。学校、刑務所、裁判所など人の多数集まる建物は高い設計レベルにより建設されるべきである。人の多数集まらない構造物は公共安全性にとっては重要でないが、経済的には問題になるかもしれない。

委員会は現在のK値は規定に含まれるのがよいが、値そのものは再評価されなければならないとしている。延性と安全性が構造物の地震時の性状にとって最も重要であるから、必要な延性を測定し規定するための何らかの方法が見つげ出されるべきである。K値は、(1)異なる形式の骨組に関する知識、(2)系の延性、(3)二次的な系の有効性あるいは強度の余裕量、(4)基本的な安定性、(5)不静定性、(6)材料の基本的性状を反映すべきものである。C、Z、あるいは荷重係数と混同されてはならない。

現在の規定は構造物の性状および使用者の安全に大きな影響を及ぼすようないくつかの事項について触れていない。次のような点が次の規定に含まれることが薦められる。

1. 剛性あるいは質量の不連続な点での強度
2. 部材の結合、あるいは開口部の回りの補強の必要性および完全に滑らかな応力の流れの必要性
3. カーデンウォール、照明、機器、電気製品等の適切な据え付け
4. 水平あるいは鉛直地震動による鉛直加速度が構造物のいくらかの部材にとって大変重要であることを理解すべきである。
5. 弾性状態のみでなく、特に、塑性的、延性的で損傷を受け、変形した状態における変位の制御に対する要請、後者の状態は大きな地震の後の実際の状態である。

2.1.3 Seismic Design of Highway Structures K. D. Bull

(Journal of Structural Division, ASCE ST 101-98, ST8, Aug. 1972)

この報告はアメリカにおける道路橋の耐震設計について述べている。概要は以下の通り
AASHTO の Standard Specifications of Highway Bridges に初めて地震力につ

いての項が採り入れられたのは1961年版である。この版においてAASHTOは死荷重に比例する地震時水平力を構造物に作用させることを要求している。震度は地盤条件に関係しているが構造物の応答特性には無関係に定められる。震度は良好な基礎上に広いフーチングを有する場合に2%で杭基礎では6%である。この規定は現在のSpecificationにも存在し多くの技術者によく知られている。

1930年代の後半にthe California Bridge Authority(現在the Division of Bay Toll Crossings)は耐震規定に興味をもった。the San Francisco-Oakland Bay Bridgeの設計に対してAuthorityは10%の震度を採用した。この規定は現在も使われている。

1948年にJoint Committee of Lateral ForcesがASCEのCalifornia支部の会員と北部のSEAOCの会員によって設立された。この委員会は1952年に" Lateral Forces of Earthquake and Wind"を公表した。震度Cは

$$C = \frac{K}{T} \begin{cases} K = 0.015 & \text{建物に対して} \\ K = 0.025 & \text{他の構造物に対して} \end{cases}$$

とすることを薦めている。Tは構造物の周期である。建物に対しては

$$0.02 \leq C \leq 0.06$$

であり他の構造物に対しては

$$0.08 \leq C \leq 0.10$$

である。これらの式は1956年に修正された形でSan Francisco Building Codeに採り入れられた。1971年以前のWashington Department of Highwaysの規定の基礎にもなっていた。

1959年にSEAOCの地震委員会は"Recommended Lateral Force Requirements and Commentary"を発表した。現在の形の上記指針は、現在のCalifornia Division of Highways および Washington Department of Highwaysの設計方法の基本になっている。

上記規定は橋梁のような構造物に対しては $K = 2.00$ を薦めている。the California Division of Highwaysは過去においてはK値を橋脚の高さと巾の比で修正して使用していた。例えば橋脚が短かく剛であれば $K = 1.33$ としていた。係数Cは $C = 0.05/\sqrt{T}$ として与えられる。Tは周期である。Cの最大値は10%である。この値は大変低いように思われるが、構造細部が適切に設計されていれば構造物の破壊に対して適度な安全性を有すると考えられる。しかしながら構造物は地震時に著しい構造的な損傷は受けるかもしれない。

the California Division of HighwaysもWashington Department of Highwaysも構造物の周期の計算には同じ方法を用いている。即ち構造物を一自由度系と仮定している。各橋脚はお互いに独立に作用し荷重は橋脚の最上部に作用するとしている。

1971 年 3 月 the California Division of Highways は広いフーチング上の構造物
に対し震度 C を 2.0 倍し、杭基礎上の構造物に対して 2.5 倍することにした。これは 1971 年
2 月の Los Angeles の地震での経験を加味したためである。

the Uniform Building Code は SEAOC の規定に係数 Z を加えている。この係数は地
域による地震活動の相異を考慮している。1971 年の 4 月 the Washington Department
of Highways は同じように規定を新しく書き換えた。Washington は係数 K を使用してい
ないが係数 C の最大値は 0.133 となるようにしている。また Z の値としては the Cascade
Range の West では 2 としている。従って現在 California と Washington は地震活動の
活発な地域ではほぼ同じ地震力に対して設計していることになる。

これらの規定は欠点を有している。まずこれらは鉛直方向の加速度を考慮していない。鉛直
加速度は水平加速度の $2/3$ にも達することがある。もっと重要なことは C の決定に際して基
礎地盤の影響を考慮していないことである。

2.2 Mexico

『Aseismic Design in Mexico』 (1956) の出版は、メキシコの耐震設計の発展に大きな貢献をした。

E. Rosenblueth (1904-1984) は、メキシコの地震工学の発展に大きな貢献をした。

(第1回 WCEE, California, 1956) に参加し、その論文は、

『Aseismic Design for the Federal District, Mexico』 (1942) の出版に貢献した。

E. Rosenblueth (1904-1984) は、メキシコの地震工学の発展に大きな貢献をした。

(第2回 WCEE, Tokyo, 1960) に参加し、その論文は、

この報告はメキシコにおける耐震設計規定の発展経過と1959年に提案された新しい規定の内容について述べたものである。概要を以下に記す。

the Federal District の規定は1942年にはじめて出版された。

この規定の一部に耐震規定が含まれていた。出版当時この耐震規定は他の国の規定と著しくは異なっていなかった。構造物は使用目的あるいは重要度によってタイプⅠ～Ⅷまでに分類されていた。震度はタイプによって0.00～0.10に変化し、構造物の動的特性に無関係に決定されていた。風と地震は同時に考慮する必要はなかった。また、16mを越える構造物に対してのみ耐震設計は要求されていた。

しかしながら、上記の構造規定と研究の進んだ技術者の設計との間には明確な区別があり、規定はまれにしか顧られなかった。1948年頃から出現し始めた高層建築は個々のコンサルタントの判断に従って設計されていた。

1957年7月28日に地震が起きる以前にも、メキシコの技術者は the Federal District Code は旧式であり、統一がとれておらず、構造物の地震に対する応答を更に研究することが必要であることを知っていた。しかしながら、規定が不適当で不十分であることおよび耐震設計を軽んずることがもたらす悲劇的な結果を理解していたものは一人としていなかった。地震後の反応は素早かった。当局は効果的な処置をすぐにとった。

地震の1週間後緊急規定を書くための委員会が設立された。規定は3週間で起草され、即刻効力を発した。規定は後で改訂されたが、ほとんど変更されずに1957年12月に法令として公布された。

1942年の規定では基本せん断係数として0～0.10の間を構造物の重要度のみによって変化させていた。33%の許容応力の割増しがあった。オフィスやアパートは0.025gに対して設計されるべきであった。加速度は構造物に一様等分布すると仮定されていた。16m以下の建物は地震力に対して設計される必要はなかった。

地震によって次のような旧規定の問題点が明らかになった。

1. 再現期間が50年の地震動は規定が要求しているよりもはるかに大きい加速度をもたらす。特に上層の階においてそうである。
2. the Valley of Mexico は卓越した地盤周期を示していた。軟い土質の上の柔な構造物および硬い土質の上の剛な構造物は弱かった。これは特に前者について当てはまった。とい

うのは震央が遠く長周期の波が卓越していたからである。

緊急規定はこれらの点を反映していた。耐震設計は全く重要でない構造物を除く全てに対して要求された。基本震度は 0.05~0.10 に高められた。構造物の形式、the Valley of Mexico のどの地点にあるかに依存して決められていた。特に重要な構造物に対しては値を2倍する。水平力は高さ方向に 0 から直線的に分布した。便宜的な設計（基本的には 1940 年のアメリカにおける設計方法）では静的な地震力を考慮するときには多くの場合許容応力を 2 倍にすることを許していた。diagonal tension を受けるコンクリートでは 3.3% の割増、鉄筋は 9.0% の割増であった。規定は更に塑性解析も許していた。荷重係数は曲げに対して 1.5、軸圧縮に対し 1.2 であった。高い設計震度と高い許容応力でバランスのとれた設計ができると考えられていた。4.5 m を越える高層建築には動的解析が要求された。この詳細は規定しないでおいた。

1959 年に構造規定の改定のための委員会が再び組織された。いくつかの小委員会が特別な問題を検討するために設立され、その一つに耐震設計が含まれていた。

緊急規定を適用していた多くの技術者は一般の構造物の設計が過度に厳しくなっていると感じていた。というのは 1957 年の地震では特殊な構造物が大変高い加速度を受けて破損していたものがいくつかあったからである。破損が共鳴あるいは地震の猛威のために生じたと騒ぎ立てていた多くの人達が補修に際して破損した構造物を身近に観察する機会をもった。多くの構造物に対して、これらの人達は、破損が貧弱な構造実務および解析や設計の過度の簡略化によるものであると述べなければならなかった。一列の柱に支持されるというような特殊な構造物に対しては高い設計震度を採用することは正当であろうが、構造細目に適切な注意を払えば、一般の構造物の設計はもっと緩くてよいであろう。

1959 年 12 月における規定案について以下に触れる。

地盤の特性に従い the Federal District は 2 つのゾーンに分割された。構造物は重要度と使用目的に従って A, B, C のグループに分類された。グループ A と B を分けることの必要性は 1957 年の地震で明らかであった。当時小児科病院と大病院が損傷を受けた。最も保守的な構造規定でも起り得る最大の地震に対しては完全な保証は確保されていないであろうし、このような状態が存在するかどうか不明瞭でない。当局は起り得る最大のものより小さい地震に対して設計することを許容している。従って起り難いとは言え破壊は覚悟しなければならない。明らかにある建物は他のものより破壊に対して安全でなければならない。どんな確率論的な設計方法においても、設計荷重は構造物の重要度によらなければならない。特に荷重が未知である場合にはそうである。

構造物は更にそのエネルギー吸収能力に従って 1, 2, 3 のタイプに分類された。これは 1958 年 10 月に SEAOC によって認められた規定および 1957 年の地震に際しての経験から導入されたものである。SEAOC の規定との相異は個人的な見解によるものである。というのは両方の規定は共に量的な情報には基づいていないからである。

震度は上述のゾーン、グループ、タイプによって変化していた。グループAはグループBの1.3 倍の震度に対し設計され、グループCは耐震設計は要求されない。グループAに対する30%の割増は緊急規定における100%より小さい。このような小さい割増が適当とされたのは、緊急規定の適用経験から大きな割増は建設費用を極端に増加することが分ったからである。更に、与えられた強さの地震に対する、減衰構造系の最大応答に関する、確率論的解析結果および強さの時間に関する統計の分布について量的な検討を行なったことからである。

解析は簡略化された方法、静的方法、動的方法のいずれかが適用される。高価でない構造物に対する簡略化された方法の必要性は1942年の規定が4階以下の建物に対して耐震設計を要求していなかったことから生じたものである。多くの家屋および4階建の建物は少ししか科学的な知識をもっていない人達によって設計されているので耐震問題を簡略化することが必要であった。

100以上の構造物の解析から得られたものは動的解析の必要性だけではなかった。多くの場合静的方法による方が動的方法による場合よりも水平地震力は大きかった。高い構造物になればなる程そうであった。従って、動的解析を義務づけることはせずに、どちらの解析方法をとるかは技術者の判断に委ねた。

静的方法の場合、震度Cは構造物の周期には無関係に定められた。というのは、周期を求めるための経験式は100%以上の誤差を含むことがあり、一方、周期を正確に計算するのであれば、僅かな努力を加えるだけで動的解析の適用が可能になるからである。

動的解析のいかなる方法も、それが地震の性質、および地盤の挙動と矛盾しておらずいくつかの条件を満たしていれば適用されることができる。モーダルアナリシスに対しては加速度応答スペクトルが与えられている。このスペクトルは、西部アメリカで記録された地震に対する10%の減衰定数を有する系のスペクトルを解析することによって定められている。解析の結果は震央からの距離を考慮して修正されている。曲線はサンフランシスコ、およびツ連邦の曲線にほぼ一致している。

この報告はフランスにおける耐震設計規定の発展経過と1964年に新しく制定された“Regales Parasismique PS64”についての概要を記している。以下簡単に内容を紹介する。

2.3 France

The New French Aseismic Code

J. Pespeyroux

(第3回 WCEE, New Zealand, 1965)

この報告はフランスにおける耐震設計規定の発展経過と1964年に新しく制定された“Regales Parasismique PS64”についての概要を記している。以下簡単に内容を紹介する。

フランスの技術者が活躍していた地域は地震活動が活発ではなく、そのため耐震設計は長い間顧りみられなかった。1954年のOrléansvilleの地震により地震の危険性が急激に認識された。

この経験を基に 1955 年に "Recommendations AS 55" が公表された。当時の他の国の規定と同様な内容をもつこの規定は主として Algeria に対してのもので事実 Orléansville 地方にだけしか法的効力を有していなかった。この規定によって再建された Orléansville 近くの Bougain 村は 1957 年の地震で完全に良好に挙動し、このことによって AS 55 の規定の有効なことが実証された。

1960 年の Agadir の地震により、しかしながら AS 55 は改良の必要があると分った。他の古い規定と同様に AS 55 は、もはや近代的な設計の要求を満足していないということが明白になった。特に動的な性質を考慮していないことは重要であった。そこで新しい委員会が設立され、"Règles Parasismiques PS 62" という名の規定を 1962 年に印刷するまでに作り上げた。しかしながらこの規定は公式には存在しなかった。というのは、これは主として、Algeria に対するもので、Algeria は独立したからである。

PS 62 は公式には存在しなかったが、実際には効果的に使用されていた。いくつかの建設者あるいは施主は重要で複雑な構造物に対しては France でもこの規定を使用していた。例えば原子炉などは一つの例である。実際 1960 年以後、多くの人々の地震問題に対する態度は変ってきた。Alpide 帯に沿って France でも数多くの小さな地震が生じ、当局は France における地震活動は小さいとは言え、その危険はもはや無視し得ないと判断した。このため PS 62 について作業を続行し、France およびその植民地用に規定を改めた。しかしながら規定は他の共同体の個々にも簡単に採用されるような形にしておいた。新しい規定は "Règles Parasismiques PS 64" と名付けられた。

過去の地震経験により、一般的な構造規定を厳守することが、耐震性に対して最も重要であるということが明瞭であった。一方耐震設計というのは単に計算上の問題だけであるのではなく、問題の動的性質を理解した上での健全な判断に関する事からでもある。規定自身については次の条件を満足するように考えねばならなかった。

- 1) 工場にあるような複雑な構造物や考え得る最大の構造物を対象として含むように十分一般的であること
 - 2) 制限が厳し過ぎずに技術者に地震工学の分野における研究結果を使用する自由をできるだけ残しておくこと
 - 3) 他の共同体の国々にも容易に適用できるようにしておくこと、その場合要求される安全度については自由に選択できるようにしておくこと
- 1) の条件はもちろん複雑な式および解析方法を導くことになるが、これは普通の小規模の構造物に対しては適当でない。従って、規定は構造物の簡易度に従って徐々に設計方法が簡略化されていくようにしてある。2) の条件を満たすために、規定にはいくつかの特別の文章を設け技術者に任意の解析方法の使用を許したり、研究や実務の進歩を取り入れられるようにしている。ただし、これはその正しいことが科学的に実証され、しかも規定によって要求されている安全度を有

している場合に限っている。公共の安全と経済的損失の軽減が目的である。

この安全度という点で難かしい問題が生じる。というのは安全度の正確な定義を与える必要があるからである。この点について熟慮した結果いわゆる“標準的な耐震性 (protection)”の概念が導かれた。

耐震設計の主目的は人身の負傷および人命の損失を防ぐことにある。また、財産に対する損傷を最小限にし、活発な活動の継続を確保することにも含まれる。現在の構造技術の水準では特別な予防策を講じたりしない限り、我々の経済システムが許容し得る範囲内のコストでは上述の目的に到達することは困難と思われる。事実、構造物が最大の地震に対しても損傷しないことを要求するのは不合理であろう。一方また普通の地震であっても脆性的な非構造部材の僅かな損傷を避けるのもまた困難である。従って、耐震設計の概念は全く相対的な意味合いのもので、

○ 満足すべきものと考えられるには構造物の挙動がどうであるべきかを明示することによりおよび、

○ このような挙動がもはや要求されない地震の強さはどれ程かを定めることにより更に明確に定義される必要がある。他の言葉で言えば与えられた地震の強さに対して許容される損傷の程度を定めることが主要な点である。

もちろん構造物の特性とそれが耐え得る最大の地震の強さと関係づけるのは余りにも無謀と思われる。しかしながら、工学的な目的には十分であるような粗い関係は考え得る。実際問題として、ある規定によって設計された構造物が良く記録されている過去の地震に対して生き残るチャンスを持っているかどうか評価しようとすることは不合理ではない。

もし、進歩を妨げないために規定で直接の研究成果に基づく方法を許容しようとするならば、規定で保証されると考えられる安全度に関して確固たる立場をとることを避けることは不可能である。もし、構造物が、規定で安全度の対象とされている、強さ K の地震を受けるだろうという場合に、現在使用可能な加速度曲線を直接適用することは全くの間違いであることは論をまたない。というのは現在の強震記録は全て K より小さい地震で記録されたものである。

このような理由により、上に述べたように “Règles PS 64” は “標準的な耐震性 (nominal protection)” および “標準設計強さ (nominal design intensity)” を導入したのである。これは次のように定義される。:

もし、構造物が強さ I_N の地震を受けるとしたときに、重要な損傷が生じる可能性が低く、

甚大な損傷が生じる可能性がなお低い時にこの構造物は強さ I_N に対して標準的に (nominally) 保護 (protect) されることができると考えることができる。この構造物はまた標準的な強さ I_N (nominal intensity) に対して設計されているとも言える。

規定では “強さ係数 (intensity coefficient)” と呼ばれる特別な係数によって以上のことを考慮している。従って規定では “強さ係数” (一般的な計算に対し) 力あるいは “標準設計強さ” (直接研究結果を用いる場合に対し) のどちらかによって要求される安全度を定めている。

PS 64 の規定の細かい各条項についての説明は省略し、その特徴のみを記す。

鉛直水平力を考慮していることは特記すべき事項である。いくつかの国々の規定では地震動による鉛直力は無視されている。また多くの規定では、鉛直力は水平力と同時に作用しないと仮定されている。震央近くの領域を除いて鉛直成分は水平成分よりかなり小さいことが一般的に認められている。更に、構造物は一般に水平力に対してよりも鉛直力に対してより大きな安全度を有していると考えられていた。事実適当なブレースングをすることが耐震設計の主要な課題である。規定類も当然問題のこの側面に特別な力点を置いている。というのは地震による予期しないような破壊は一般に水平力に対する抵抗が欠けているためである。しかしながら、軸力のみが作用している場合には全く重要でない鉛直力の僅かな変化が、もし同時に曲げモーメントが作用していれば、柱の応力には大きな変化を生じさせるということも事実である。このことは鉄筋コンクリート柱に特に心配される。というのは上から下に作用する鉛直力はコンクリートに圧縮を生じさせ鉄筋の座屈をもたらすし、下から上に作用する鉛直力は鉄筋に引張力を生じさせるからである。柱の断面が小さい程この影響に対しては敏感となる。

更に地震動の鉛直成分は震央から離れた位置でも一般に信じられているよりも大きいことが度々ある。1940年の El Centro 地震では震央から 4.8 km 離れた点で最大鉛直加速度は水平方向加速度の 60% であった。1952年の Tatt 地震でも 6.4 km 離れた点で同じく 60% であった。両者共に震源の深さは 2.4 km であった。

Orléansville および Agadir 地震の場合二つの都市は震源の深さと等しい距離だけ震央から離れていたが、地震波の入射角は約 45° であった。鉛直成分は水平成分と同じ程度に重要であったと考えられてよい。これらの地震において認められた特殊性の多くは鉛直成分が考慮されなければ正しく説明することができない。

鉛直方向と水平方向では構造物の動的特性が全く異なることを考えると鉛直成分の問題の大変重要なことが改めて認識される。水平力の作用の下では、構造物の変形は主として曲げによって生じる。鉛直力に対しては一軸の圧縮—引張である。

上記の理由により PS 64 では地震力の鉛直方向の成分と水平方向の成分とを同時に考慮することにした。最大の水平方向の応答と最大の鉛直方向の応答とが同時に起ることはありそうもないので鉛直成分については最大応答の一部のみを考慮している。

設計震度の問題は許容応力の問題と不可分である。規定で考慮された要因は：

標準設計（地震）強さ

地震に対する構造物の動的性質、即ち、振動周期、モード、減衰性状、応答

材料の延性

地盤条件

である。柔な細長い構造物を除き、かつ適当な修正係数が導入されれば振動モードは一次のものについてのみ考慮すればよい。従って PS 64 では震度は4つの係数

$$\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta$$

で表わされる。ここで

α : 強さ係数

β : 応答係数

γ : 分布係数

δ : 地盤係数

である。 γ は多自由度系の場合に各質点への地震力の分布を表わす係数である。次に、 $g \cdot \beta(T)$ で、構造物の基本モードと等しい周期 T および減衰係数を有する一質点の、標準的な地震動に対する、最大応答を表わすならば任意の与えられた強さの地震動に対しては、 $\Gamma(T)/g$ は

$$\frac{\Gamma(T)}{g} = \alpha \cdot \beta(T)$$

と書かれてよい。ここで $\beta(T)$ を応答係数と呼び α を (地震) 強さ係数と呼ぶ。標準的な (地震) 強さは VIII にとられている。従って設計 (地震) 強さ VIII に対して $\alpha = 1$ である。応答係数 β は構造物の基本周期および減衰性状に依存する。このために構造物をエネルギー発散の可能性に従い A, B, C の三つに分け、それぞれについて $\beta(T)$ を T で表わす式を与えている。A, B についての曲線は応答スペクトルと正確には一致していない。というのは高次の振動モードの影響および塑性的な性質を考慮しているからである。

既に述べたように規定で保証される安全性というのは震度のみでなく許容応力によるものである。鋼、鉄筋コンクリート、PCCコンクリートのような材料に対して極限状態に基づく一般的な計算方法がフランスの標準規定で確立されつつある。極限状態というのは、構造物が通常の使用に對してもはや適当でなくなる限界状態として定義される。この状態は一般的に鋼構造に対しては弾性限界に相当し、鉄筋コンクリートに対しては降伏点に相当する。しかしながらいくつかのものと限定的な状態が存在するかもしれない。

各種の死荷重あるいは普通の活荷重には 1 より大きいある荷重係数が荷重の性質および材料の塑性変形の可能性に応じてとられる。そのようにすることによって各種構造物の安全度ができるだけ一樣になるようにする。第 1 次の照査では上記の荷重係数を乗じた荷重の下で極限状態が生じないことが要求される。

第 2 次の照査では例外的な荷重が考慮される。即ち、構造物の生存中に起り得るかもしれない、生じ難い荷重を考える。この場合の荷重係数は鋼に対しては 1 に等しく鉄筋コンクリートに対しては 1 よりやや大きくとる。

“標準的な設計強さ I_N (nominal design intensity) に対応する地震力は普通の荷重と考えられ $I_N + \frac{1}{2}$ に対応する地震力は例外的な荷重とみなされる。簡単のために設計者は第 2 次の照査のみを行えばよい。このために、上述の応答係数は直接 $I_N + \frac{1}{2}$ に対しての値を規定には与えておく。

極限状態法が確立されるまで、あるいは引張に抵抗できない材料の場合には、設計者は許容応力

度を割増して計算を行なつてよい。この割増は鋼、鉄筋コンクリート、PCコンクリートに対して50%である。

地震に対する構造物の応答計算では、地盤は構造物によって占有される領域内で一体として働くと仮定している。更に、構造物は基礎の相対的変位の影響は受けないと一般には仮定されているし、少なくともこのような相対的変位により付加される応力はある土質係数によってカバーされていると仮定される。

この仮定は構造物によって占有される領域が大きくない場合には適当と考えられるけれども、それが普通の場合より著しく大きかったりする場合、もはや正しくない。もちろん地震時における異なる地点の変位についての情報が欠けており、このような大きい構造物の応答問題は我々の可能性を越えている。しかしながら、地盤の相対変位によって生じる付加的な応力の問題は工学的目的には十分な近似解法によって解決されることができる。というのは地盤の二つの点の最大相対変位を推定するいくつかの方法があるからである。

水平方向の変位のみを検討した場合、強さⅧの地震動に対して、二つの地点の相対変位はその距離の $1/10,000$ に等しいと推定された。フレームおよびアーチのような構造物では基礎の間の距離の変化は乾燥収縮あるいは温度変化に大変類似した影響をもたらす。乾燥収縮および温度変化の影響は地震時には $\frac{1}{2}$ のみ考慮される。というのはこれらの最大値が同時に生じることは大変ありそうにないからである。

2.4 U.S.S.R.

Design of Earthquake-proof Building Structures in the USSR

V. A. Bikhovsky, J. I. Goldenblat & J. L. Korchynski

(第2回 WCEE, Tokyo, 1960)

この報告にはソ連邦における耐震設計の歴史および設計規定の考え方が述べられている。概要は以下の通りである。

20世紀に入ってから14の強い地震動がソ連邦において記録されている。従って4～5年に一度の割合で強い地震が生じていることになる。

1940年まではソ連邦の地震地域における構造物の規定はある地域においてのみ地方的なものが存在していた。1940年にはじめてソ連邦全体に対して使用される、“地震地域に建設される土木建築構造物の設計指針”が公表された。

1943年に、戦争時のためにいくらか改訂され1948年までそのまま使用されていた。1948年にはもっと細かい“地震地域における構造物の設計規定”が上記の指針にとってかわった。1951年に“地震地域における構造物に関する規定”が出版された。これはソ連邦で最初の法的効力を有する地震地域の構造物に対する規定である。最後に1957年に新しく“地震地域における構造物の規

格と規定”が採用された。これはそれまでのものと根本的に異なる規定であった。

この規定では、日本を含む多くの国で当時使用されていた、いわゆる静的設計法と大きく異なる動的設計法が地震力を求める場合の基礎になっていた。

1957年まではソ連邦においても使用されていた静的方法では設計地震力 S は

$$S = \alpha \cdot K \cdot Q$$

α : 修正係数, K : 震度, Q : 重量

によって求められていた。この方法が不適当であることは広く認められている。

1948年の初めに構造物中央科学研究所は設計方法の改良についての仕事を始めた。基盤が水平の方向に振動する場合の n 自由度系の振動を検討することにより、このような系に生じる力は S_j

に等しいことが分った。 S_j は後で地震力と呼んでいるもので

$$S_k = \sum S_{ki} = \sum K_c \cdot \rho_{i1} \cdot \eta_{ki} \cdot Q_k$$

で表わされていることができる。ここで S_{ki} は点 k の i 次モードによる力を表わしている。 K_c は地震の加速度と重力の加速度の比であり、 ρ_{i1} は時間 t における i 次モードの動的応答を表わす係数であり、 η_{ki} は i 次モードの形を考慮する係数である。

$$\eta_{ki} = \frac{X_i(x_k) \sum Q_j X_i(x_j)}{\sum Q_j X_j^2(x_i)}$$

$X_i(x_k)$ と $X_i(x_j)$ は i 次の振動形である。

S_k 式から分るように S_k は級数 S_{ki} の和で表わされる。従って、全ての級数項を考慮すれば設計は完全なものに近づいていくことは当然である。しかしながら ρ_{i1} は時間の関数であるので S_k を級数の和として求めることは大変面倒で事実上不可能に近い。

地震動を検討すると一般に各地震は衝撃作用に似た高振動数の振動過程で始まり徐々に低い振動数の振動へと移っていく。このような振動過程が異なる振動特性を有する系におよぼす影響はまたさまざまである。高振動数の剛な系に衝撃のおよぼす影響は基本的であり、その作用は衝撃の出現後直ちに生じる。逆に低い振動数を有する系の最大変位は地震動の次の過程に対応しいくらか遅れて始まる。

このことを考慮すると級数の各項の最大値もまた時間的にずれて生じるであろうことが分る。

従って実的な目的のためには各項の最大値を使用し、最も不利な地震力に対して構造物を設計することが適切であると判断された。この場合 ρ_{i1} はその最大値のみが必要で指標 i はつけないでよい。従って地震力 S_{ki} は

$$S_{ki} = K_i \cdot \rho_i \cdot \eta_{ki} \cdot Q_k$$

となる。ここで係数 K_c , η_{ki} の意味は明白で特別な説明を要しない。係数 ρ_i は地震動に依存する。地震動の性質は複雑で各々の場合について少しづつ異なる。

ρ の値を決定するには M. Biöt によって提案された方法を使用するのが合理的であろう。この方法は地震動の動的影響を模型実験により求めようとするもので、実際に使用できるまでには

長い時間が必要となる。アメリカにおける地震記録に対応するデータを文献から拾い出してくるのは、やや危険である。従ってソヴィエトの科学者は種々の構造モデルにおける地震の動的影響を実験的に検討するのみでなく、数多くの地震記録を解析した。

このようにして得られた β -ダイアグラムを、数多くの地震記録に基づいて得られ、California の規定案で採用された震度 C と比較することは興味がある。ただし C の値は固有周期 T を有する構造物の最大応答加速度と重力の加速度との比であるので、 β にはなく $K\beta$ に対応する。 C と $K\beta$ は両者が異なる方法で得られたにもかかわらず非常によく似ている。このことは、地震の構造物に与える動的作用の評価が実際のものに近いということを示している。

実際の構造物に耐震設計を行なうと、大多数の構造物にとっては低次の振動のみが実際には重要で、このような構造物の設計は地震力 S_{ki} の一部のみを使用すればよいということが分る。

二次あるいはいくらかの場合三次の振動は煙突、塔などの柔な構造物に対して主として意味を有する。従って、これらの構造物は地震力の二つか三つの組み合わせに対して設計されるべきである。更に、この場合 β の値は 1.6 倍される。というのはこれらの構造物は通例小さな減衰係数しか有していないからである。

以上のような設計方法を実際に使用することを考えたとき、この方法は、構造物の周期と振動形を求めるのに多大の労力を要しかつ複雑であるという欠点を有する。この二つの特性値が定められれば後の計算は簡単である。従って、現在の規定では計算方法を簡略化する数多くの点が述べられている。

構造物の耐震設計の主要な要素は地震力を動的に算定することである。確かに、上に述べたような方法は地震時の構造物の挙動をより正確に反映しているといえよう。一方、耐震的に構造物を設計するためには、構造物全体が一様な強度を有していることが必要である。局部的に弱い結合部や部材があれば他の残りの部材がまだその耐力に達する以前に構造物の破壊が起ってしまうかもしれない。従って、規定では構造物の耐荷部材ができるだけ一様な強度を有するようにすることが薦められている。質量および剛性を効果的に分布させることは耐震設計において次に重要な事項である。というのは、これにより地震力の値を最小に抑えることができるからである。地震時における構造物の塑性変形を考慮することは重要である。

実験的な検討によれば、構造物の塑性変形は地震の初期に生じるような衝撃作用に対して耐力を著しく増加させるということが示されている。

2.5 Portugal

Portuguese Studies on Earthquake Resistant Structures, J.F. Borges

(第2回 WCEE, Tokyo, 1960)

この報告にはポルトガルにおける耐震設計の研究状況と、その考え方について述べている。概要を以下に示す。

1755年に起った地震はLisbonの大部分を破壊した。再建するに際し新しい構造形式を研究する必要があった。多数の兵士がハンマーで振動台をたたくというような粗い模型実験などにより、石積の中に木材の枠組を入れるべきであるということが判明した。このようにして出来た規定が最初の耐震設計規定であると信じられている。

1755年の後、一世紀半の間さしたる進歩はなかった。鉄筋コンクリートが一般的に使用されたのはほんの数十年前からである。

耐震問題の重要性を認識していたポルトガルの技術者は1755年地震の200年を記念してシンポジウムを開催し、耐震構造設計について広く議論した。1956年に委員会が設立され、新しい耐震設計規定が1958年に発行された。基本的な事項について以下に述べる。

構造物に作用する力の中で地震によるものは他のものに比べ一層注意深く基本的な考え方について検討することが要求される。安全性についての客観的な定義が確立されていなければ、設計規定というものは全ての段階において完全に科学的であることはできない。そのために、あらかじめ設定されるべき目的について検討しておくことは避けられない。

構造物の安全性についての政治的、社会的要請はここでは触れない。経済性および機能性のみが以下の検討の対象として用いられる。

構造物は、その破壊がもたらす全ての起り得る結果を考慮した後、耐用年限内に要する費用を最小にするように設計されるべきだと考えられる。この費用は、通例異なる項目から成り、あるものは定まった値をとるものと考えることができる。他の項目、例えば破壊の結果がもたらすものに關するものは明らかに不確定である。特に地震によつて生じる破壊による費用は不確定である。

まず始めに現象を研究するのにどのような方法が適当か考えよう。主要な二つのモデルが挙げられる。確率モデルと戦略モデルである。確率モデルがとられるならば、その決定ルールは期待される費用の合計を最小にすることにある。期待される費用というのは費用とその確率を乗じたものである。もし戦略モデルがとられるならばその決定ルールは、異なる可能な状況に対応する費用の最大値を最小にするようにするというminimaxの原理にある。

統計的なモデルを採用するには、異なる強さの地震の生起確率についての知識が必要である。不幸にしてこの領域における我々の知識は大変限られている。

異なる強さの生起確率が分れば、それは与えられた強さの地震に対して、構造物の破壊する確率と注意深く関係づけられなければならない。

もし、地震力の強さが構造物のある点に生じた最大変位によって測定されるならば、問題は、構造物の耐用年数の間に変位が与えられた値を越える確率を求めることに帰される。

マグニチュードKの地震の起る回数の期待値を $\lambda(t)$ とし、最大変位がガウス分布に従い、更に強

さKの地震に対して変位がXを超える確率を $\phi(X, K)$ とすると、構造物の最大変位がXを超える回数の期待値Iは

$$I = \int_0^{\infty} \phi(X, K) \cdot \lambda(K) dK$$

で計算されることができる。

この式の積分を行ない、更にいくつかの小さな誤差を無視すると、次のような結果が得られる。

即ち、構造物の変位がXを超える期待回数は、平均的にそれと等しい変位Xを生じさせるような地震よりも強い地震の期待回数に等しい。このことから必要なことは異なる強さの地震動に対する構造物の応答を定義するパラメーターの平均値を定めることであるという結論が導かれる。このようにして異なる強さの地震の生起確率が分れば、構造物の耐用年限内にそれぞれの地震力が作用する確率も計算することができる。

もし戦略モデルが採用されるならば、以上のように細かい情報は必要でなく決定は選ばれた状態の分析に基づくことができる。従って、このモデルによって得られた決定は一般にやや不適当であろう。

地震力の決定は適用される構造解析方法と切り離し考えることはできない。弾性解析法と塑性解析法の主たる相違は次のようにまとめることができる。

弾性解析法は完全な破壊状態より十分離れた状態での構造物の性状を研究するのに適当である。従って、この方法は特に、最も起り易い荷重状態での検討に適している。塑性解析法は、これに反し完全な破壊が生じるときの荷重を正確に予想することを可能にする。この方法はそれ故に余り起り得ない荷重状態での検討に適している。しかしながらこの方法は、動的あるいは繰り返しの現象に一般的に適用できるまでには、十分に発達していない。

構造物の耐震性に関しては、経済的な観点から完全な破壊を防ぐことが最も重要である。従って塑性解析法が最も適していると考えられよう。しかしながら、地震動というのは、終局強度法では考慮し難い動的な性質を基本的に有するものである。

結局のところ耐震設計に最も適した方法は、多分吸収エネルギー能に基づくものであろう。しかしながらこの方法はまだ発展の初期の段階にあり、更にこの分野での研究が進められることが必要である。従って、現在のところ弾性解析か塑性解析のどちらかに基づいて設計せざるを得ない。このような場合には、地震作用をそれと等価な静的な作用に変換するという伝統的な方法は便利である。

このような変換に関する数多くの有益な情報が弾性系で得られているということは疑いないところである。しかしながら、このようにして得られた地震力に対して設計する場合には、弾性解析法でなく、終局強度法が用いられるべきである。弾性解析によって地震力を計算しているといえ、上記のような方法はかなり正確であり、全てを塑性解析法によって行なう場合の第一ステップとなっている。

構造物の安全性が確保されているためには震度と安全率の選択について注意深く検討する必要

があり、できれば量的な情報に基づいて判断されるべきである。二つの相反する考え方があるが、一つは小さな震度を取り安全率も一般の場合とほぼ等しくするというもの、他の一つは震度を大きくとり安全率を低く約 1.0 にするというものである。この二つの考え方は一見等しいかのように見えるがそうではない。というのは設計は地震力のみに對して行われるのではなく、地震力と死荷重の組み合わせに對して行なわれるからである。重要なことは地震時の崩壊が生じないことであり、水平力の大きさによって構造物の性状が全く異なるのであるから、構造物は大きな地震力に對して設計されるべきである。震度を低くとり、許容応力の割増しを小さくした場合と、震度を大きくとり許容応力の割増しを大きくとった場合の計算例からも、後者の方がよりバランスのとれた設計になるということが分る。

数多くの設計方法の中で最も適当な方法は、安全率を 1.0 に近くし、震度が破壊の確率をできるだけ小さくするように大きくとった終局強度法である。終局強度法が適用されない場合でも許容応力を大きく割増し、それに應じて震度を選ぶことが必要である。

3. 文献リスト目次 この文献リストは、本書の 1.6

3.1	日本における規定および示方書	64
3.2	外国における規定および示方書	64
3.3	耐震設計に関する文献	64
3.4	ASCE EM および S T における文献	66
3.5	WCEE (世界地震工学会議) における文献	67

3.1 日本における規定および示方書

- 3.1.1 道路橋耐震設計指針 日本道路協会 1972
- 3.1.2 鋼鉄道橋設計標準 土木学会 1974
- 3.1.3 本州四国連絡橋耐震設計指針 土木学会 1974
- 3.1.4 道路公団設計要領 道路公団
- 3.1.5 首都高速道路公団耐震設計基準 首都高速道路公団 1973

3.2 外国における規定および示方書

外国における耐震規定のリストは

Earthquake Resistant Regulations

A World List 1973

Compiled by the International Association

for Earthquake Engineering

にまとめられている。これらの規定は建築構造物に対するものが主で、橋梁については特に触れていないものが多い。しかしながら、橋梁に対しても準用されていると考えられるものが多い。

以下に示す国のものが含まれている。

Algeria, Argentina, Austria, Bulgaria, Canada,
Chile, Cuba, El Salvador, France, West Germany,
Greece, India, Iran, Israel, Italy, Japan, Mexico,
New Zealand, Peru, Philippines, Portugal, Rumania,
Spain, Turkey, U.S.A., U.S.S.R, Venezuela,
Yugoslavia

3.3 耐震設計に関する文献

- 3.3.1 耐震工学（特に第7章：耐震設計法概説，第8章：耐震規定，第12章：橋梁の耐震）
岡本舜三 オーム社 1971.9
- 3.3.2 わが国における最近の耐震工学の諸問題 土木学会耐震工学委員会 土木学会誌 1969.5
- 3.3.3 最近の耐震工学の話題 同上 1971.6
- 3.3.4 耐震工学入門 栗林栄一，橋梁と基礎 1969.2～1970.5
- 3.3.5 橋の耐震設計について 小寺重郎，土木技術 1971.3～8
- 3.3.6 橋梁基礎の地震応答と耐震設計 後藤尚男 日本鋼構造協会：橋梁の動的応答研修会
1969
- 3.3.7 わが国の橋梁耐震設計規定 田村浩一 同上
- 3.3.8 Earthquake Resistant Design for Civil Engineering

Structures, Earth Structures and Foundations in Japan

土木学会 1973

- 3.3.9 本州四国連絡橋の耐震に関する調査研究報告書 土木学会・本州四国連絡橋耐震研究小委員会, 1974.9
- 3.3.10 道路橋耐震設計指針作成の経緯とその基本方針 多田安夫 橋梁と基礎, 1971.10
- 3.3.11 地震力の作用のさせ方 毛戸秀章, 同上
- 3.3.12 地域別補正係数 寺島 敬, 同上
- 3.3.13 重要度別補正係数 駒田敬一, 同上
- 3.3.14 落橋防止装置 上前行孝・矢作 裕, 同上
- 3.3.15 外国の耐震規定 岩崎敏男, 同上
- 3.3.16 橋梁に関する地震工学研究のすう勢 伯野元彦, 同上
- 3.3.17 高橋脚橋梁の研究 高速道路調査会高橋脚分科会, 1966
- 3.3.18 本州四国連絡橋における自動車走行の安全に関する研究報告書 高速道路調査会, 1973.2
- 3.3.19 本州四国連絡橋の列車走行性に関する研究中間報告書, 日本鉄道施設協会, 1973
- 3.3.20 地震時における構造物の変形 佐藤吉彦・田村浩一 神谷良陳, 第13回地震工学研究発表会, 1974
- 3.3.21 高架橋の機能に及ぼす地震動の影響 栗林栄一, 飯田 裕, 福田富三, 市川秀樹, 同上
- 3.3.22 鉄道橋の耐震設計 田村浩一, カラム(新日本製鉄(株)) 1976
- 3.3.23 軟鋼の動的塑性復元力特性 渡辺啓行, 土木学会論文報告集, 1970.10
- 3.3.24 橋梁の振動減衰機構が動的応答に与える影響 松野操平・同上, 1970.11
- 3.3.25 強震時における1自由度系の塑性変形に関する考察, 後藤尚男・家村浩和, 同上, 1970.2
- 3.3.26 Bi-linear 復元力特性をもつ構造物の地震応答 国井隆弘, 同上, 1971.4
- 3.3.27 文献からみた日本とアメリカ合衆国の道路橋に対する耐震設計の相違点 栗林栄一, 第11回地震工学研究発表会, 1971.7
- 3.3.28 Earthquake response Analysis and earthquakeresistant design of multi-degree-of-freedom structures 山田善一・竹宮宏和, 第3回日本地震工学シンポジウム, 1970.11
- 3.3.29 Post-elastic response of mild steel structures R.D.Hanson, A.M. Al Mnti and J.G.Hoad, 同上
- 3.3.30 弾塑性1自由度構造物の地震応答解析—等価線型化解法の適用性—後藤尚男・家村浩和 第12回地震工学研究発表会, 1972.7
- 3.3.31 設計地震度決定における経済的考察 岡本舜三・栗林栄一・田村重四郎, 同上

3.4 ASCE EM および ST における文献

3.4-1 Equivalent Viscous Damping For Yielding Structures

Paul C. Jennings, EM 1, Feb., 1968

3.4-2 Collapse Of Yielding Structures During Earthquakes

Paul C. Jennings, EM 5, Oct. 1968

3.4-3 Building Columns Under Strong Earthquake Exposure

John A. Blume, ST 9, Sept., 1971

3.4-4 Seismic Design Of Highway Structures

Keith D. Bull, ST 8, Aug., 1972

3.4-5 Basic Design Criteria Of The Recommended Lateral Force Requirements And Commentary

Henry J. Degenkolb, et al, ST 9, Sep., 1972

3.4-6 Design Of Columns For Seismic Loads

Aybars Gürpınar and James T.P. Yao, ST 9, Sept. 1973

3.4-7 Seismic Behavior Of Multistory Braced Steel Frames

Subhash C. Goel and Robert D. Hanson, ST 1, Jan. 1974

3.4-8 Seismic And Cyclonic Response Of Continuous Frames

Gerald M. Smith, George C. Ernst, and Mahendra Maheshwari,
ST 2, Feb., 1974

3.4-9 Safety Against Dynamic Forces

Masanobu Shinozuka, ST 9, Sept., 1974

3.4-10 Seismic Design Decision Analysis

Robert V. Whitman, John M. Biggs, John E. Brennan, C. Allin
Cornell, Richard I. de Neufville and Erik H. Vanmarcke, ST 5,
May 1975

3.4-11 Gravity Effect on Single-Degree Inelastic Systems
Chang-Kuei Sun, Glen V. Berg, and Robert D. Hanson, EM 1,
Feb., 1973

3.4-12 Model-Free Design of Aseismic Structures
Rudolf F. Drenick, EM 4, Aug. 1970

3.4-13 Aseismic Design by Way of Critical Excitation
Rudolf F. Drenick, EM 4, Aug 1973

3.5 WCEE (世界地震工学会議)における文献

第1回 California, 1956

3.5-1 Limit Design of Structures
Housner, Paper No. 5

3.5-2 Non-Linear Vibrations of Structures
Tanabashi, Paper No. 16

3.5-3 Applications of Probability Theory
Rosenblueth, Paper No. 18

3.5-4 Design of Plastic Steel Structures
Rodriguez, Paper No. 15

3.5-5 Experience and Practice in JAPAN
Otsuki, Paper No. 16

3.5-6 Experience and Practice in CHILE
Bertling, Paper No. 20

3.5-7 Experience and Practice in NEW ZEALAND
Murphy, Paper No. 21

3.5-8 Experience and Practice in TURKEY
Pinar, Paper No. 22

- 3.5-9 Experience and Practice in PAKISTAN
Khan, Paper No. 23
- 3.5-10 Experience and Practice in MEXICO
Rosenbluth, Paper No. 24
第2回 Tokyo, 1960
- 3.5-11 Energy Consumption by Structures in Strong-Motion Earthquakes
G. V. Berg and S. S. Thomaides, pp. 681
- 3.5-12 Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions
A. S. Veletsos and N. M. Newmark, pp. 895
- 3.5-13 The Plastic Failure of Frames During Earthquakes
G. W. Housner, pp. 997
- 3.5-14 A Reserve Energy Technique for the Earthquake Design and Rating of Structures in the Inelastic Range
J. A. Blume, pp. 1061
- 3.5-15 Statistical Theory of the Aseismic Design of Structures
V. V. Bolotin, pp. 1365
- 3.5-16 Analysis with an Application to Aseismic Design of Bridge Piers
H. Goto and K. Kaneta, pp. 1449
- 3.5-17 Application of Probability Methods for Design the Effect of Seismic Forces on Engineering Structures
M. F. Barstein, pp. 1467
- 3.5-18 Design of Earthquake-Proof Building Structures in the USSR
V. A. Bikhovsky, J. I. Goldenblat and J. L. Korchynski, pp. 1743
- 3.5-19 Building Code Provisions for Aseismic Design
R. W. Binder and W. T. Wheeler, pp. 1843

3.5-20 Portuguese Studies on Earthquake Resistant Structures

J.F. Borges, pp.1877

3.5-21 Accuracy and Simplification of the Seismic Design

S. Menayas, pp.1995

3.5-22 Aseismic Provisions for the Federal District, Mexico

E. Rosenblueth, pp.2009

3.5-24 French Regulations for Civil Engineering in Regions Broken by

Seismism

A. Brenier, pp.2113

3.5-25 Engineering Aspects of Earthquakes in Rumania in the Light of

Modern Investigations

A.A. Beles and M. Ifrim, pp.2159

3.5-26 On the Rumanian General Design Specifications for Civil and

Industrial Buildings in Seismic Areas; Examples

E. Titaru and A. Cismigiu, pp.2177

3.5-27 Session Summary

T. Hisada, pp.2225

第3回 New Zealand, 1965

3.5-28 Displacement Spectrum in the Dynamic Response of Inelastic

Structures, for Design Purposes

J. Ibanez, II-207

3.5-29 Response of Yielding Structures to Statistically Generated

Ground Motion

P.C. Jennings, II-237

- 3.5-30 The Dynamic Response of the One Degree of Freedom Bilinear
Hysteretic System
W.D. Iwan, II-783
- 3.5-31 Research on Earthquake Resistance of Bridge Structures
G.N. Kartsivadze, II-857
- 3.5-32 Deformation Method in Earthquake Engineering
M.G. Korf, II-858
- 3.5-33 Session Report
E. Rosenblueth, IV-1
- 3.5-34 Earthquake Insurance in New Zealand
J.R. Bennett, IV-23
- 3.5-35 The New French Aseismic Code
J. Despeyroux, IV-186
- 3.5-36 On the Problem of Unification of Basic Requirements for the
Design of Earthquake Resistant Structures
S.U. Duzinkevich, IV-224
- 3.5-37 Deflection Controlled Elastic Response of Buildings and Methods
to Decrease the Effect of Earthquake Forces Applied to Buildings
K. Matsushita, M. Izumi, IV-360
- 3.5-38 Summary Report
E. Rosenblueth, IV-591
- 第4回 Chile, 1969
- 3.5-39 Seismic Risk Studies in the United States
S.T. Algermissen, pp.A-1-14
- 3.5-40 The Ultimate Strength of the Steel Structures Subjected to
Earthquake
B. Kato and H. Akiyama, pp.A-4-59

3.5-41 Elastic and Inelastic Response of Framed Structures During

Earthquakes

N.C. Nigam and G.W. Housner, pp.A-4-89

3.5-42 Maximum Deformations of Certain Nonlinear Systems

A.S. Veletsos, pp.A-4-155

3.5-43 Response Spectra for Elastic and Elastoplastic Systems Subjected

to Earthquakes of Short Duration

A. Poeski, pp.A-4-171

3.5-44 The Inelastic Response of a Steel Frame

W.R. Walpole and R. Shepherd, pp.A-4-195

3.5-45 Some Long-Span Construction in Earthquake Regions and Choice

of the Type of Structure on the Basis of Wave Dynamic Theory

V.A. Bykhovsky, F.V. Bobrov and E.S. Medvedeva, pp.B-4-107

3.5-46 Comments on the New Chilean Seismic Code

A. Arias, pp.B-5-41

3.5-47 Criteria for Earthquake Resistance

A. Cismigiu, B-5-53

第5回 Rom, 1974

3.5-48 Ductility Requirements for Some Nonlinear Systems Subjected to

Earthquakes

E.A. Anagnostopoulos and J.M. Roe sset, pp.1748

3.5-49 Calculated Inelastic Structural Response to Uniaxial and Biaxial

Earthquake Motions

D.A.W. Pecknold and M.A. Sozen, pp.1792

3.5-50 Linear and Nonlinear Earthquake Analysis of Complex Structures

K.J. Bathe and E.L. Wilson, pp. 1796

3.5-51 Earthquake Response of Single-Degree-of-Freedom Hysteretic

Structures

H. Goto and H. Iemura, pp. 2132

3.5-52 Inelastic and Reserve Energy Analysis of Multistoreyed Buildings

A.S. Arya, pp. 2215

3.5-53 Earthquake Resistant Design of Bridges and the N.Z. Ministry of Works Bridge Design Manual

H.E. Chapman, pp. 2242

3.5-54 Code and Engineering Practices as Related to Current Research

H.J. Degenkolb, pp. 2252

3.5-55 Elements of a Dynamic-Inelastic Design Code

J.A. Blume, pp. 2256

3.5-56 A rational Approach to Seismic Design Standards for Structures

N.M. Newmark and W.J. Hall, pp. 2266

3.5-57 Force Deflection-Ratio, Its Control and Design

R. Flores A. and R. Arias F., pp. 2291