

## AF Forum【第13回】 どうする？構造設計

日時：2016年6月23日 17:00-19:00  
場所：A-Forum レモンパートⅡビル5階  
フォーラム終了後懇親会

コーディネーター：金田勝徳（構造計画プラス・ワン）  
パネリスト：古橋剛（日本大学）  
金箱温春（金箱構造設計事務所）  
福田孝晴（鹿島建設）

まだ終わらない熊本地震は、自然災害のはかり知れない手強さを改めて思い知らされるような地震である。兵庫県南部地震の際には都市災害の大きさが「未曾有」と言われ、東北地方太平洋沖地震では地震の規模と発生のメカニズムが「想定外」と言われた。そして熊本地震では地震発生の様相が「経験則から外れている」と言われている。日本における地震学の先駆けとされている「地震予防調査会」の発足以来120年以上経った現在も、このように私たちは、地震の度に見られる新しい事象に驚かされ続けている。更に前回当A-Forumで話し合われた「長周期・長時間地震動」も、新たな課題として投げかけられている。構造設計者はこれら現代の科学技術の範囲を超えた課題と、それでも建築を設計し竣工させなければならぬ責務との狭間に立ちすくむ思いでいる。

そこで今回のForumでは、当面構造設計がどこまでの自然災害を想定すべきなのか、そして設計上の対応方法をどうすべきなのかについて論じあいたい。自然災害を正しく恐れ、正しい対処方法を知るために…。

金田勝徳

## 第13回 A - Forum どうする？構造設計

次々と新しい様相を見せる自然災害に対して、  
建築構造の設計はどこまで想定すべきなのか。  
そしてその対処方法は？  
主に地震動について

## そして今

愛知工業大学 客員教授 入倉孝次郎

熊本地震以前、理学系の地震学者の方たちに  
「地震のことは大体分かった。もう教えて頂かなく  
ても結構です」と言っていた。  
我々地震工学者は**思いあがっていた**のかもしれない。

2016年5月17日 日本地震工学会 社員総会  
特別講演  
「2016年熊本地震に学ぶ強震動予測の到達点と今後の題」

## 先人たちが残した言葉

東京大学助教授 今村明恒

「**地震予知法**と**耐震構造法**とは**地震学**における二大  
問題と云わざるをえず、今日における地震学の講究  
問題のほとんどは実にこの二大問題を決定する階梯  
たるに過ぎざるが如き観あり」

明治38（1905）年刊「地震学」

## 地震学者の困惑 （あるジャーナリストから見た地震学会の今）

地震の度に繰り返され、  
定式化した**地震学者たちの失敗**

地震の後になれば理論を使って説明できることも、  
地震前には予測ができない。

黒沢大陸「地震予知の幻想」2014年7月新潮社刊

⇒現状ではお手上げ？

## 東京大学・芝浦工業大学教授 梅村魁

（1950年代後半から60年代にかけて）強震観測・応  
答解析・実大破壊実験などが大いに進み（中略）**自然  
に対して先手がとれるようになったと**、いささか自然  
に対する謙虚さを欠いた発言をしたことがあった。  
そのうち大地震でもくれば後悔すること必然である。

1994年4月 技報堂出版「震害に教えられて」

## 細分化された専門分野

予測される地震の全体像を決める ⇒ 地震学  
その地震が起きた場合の揺れを想定する

⇒ 地震工学

その揺れに耐えられる建築物の研究・設計

⇒ 構造工学・構造設計

それぞれの分野相互の連携が旨く行っているようには  
見えない今

どうする？構造設計

---

## A-Forum

### どうする？ 構造設計

---

日本大学 古橋 剛

---

## 日本における最近の主な被害地震

---

2016年 4月16日	熊本地震	M7.3	最大震度 7
2011年 3月11日	東北地方太平洋沖地震	M9.0	最大震度 7
2008年 6月14日	2008年岩手・宮城内陸地震	M7.0	最大震度 6弱
2007年 7月16日	2007年新潟県中越沖地震	M6.6	最大震度 6弱
2007年 3月25日	2007年能登半島地震	M7.1	最大震度 6強
2005年 3月20日	2005年福岡県西方沖地震	M7.0	最大震度 6弱
2004年10月23日	2004年新潟県中越地震	M6.8	最大震度 6強
2003年 9月26日	十勝沖の地震	M7.1	最大震度 6弱
2003年 9月26日	2003年十勝沖地震	M8.0	最大震度 6弱
2003年 7月26日	宮城県北部の地震	M6.4	最大震度 6弱
2003年 5月26日	宮城県北部の地震	M7.1	最大震度 6弱
2001年 3月24日	2001年芸予地震	M6.7	最大震度 6弱
2000年10月 6日	2000年鳥取県西部地震	M7.3	最大震度 6強
1995年 1月17日	1995年兵庫県南部地震	M7.3	最大震度 7
1978年 6月12日	1978年宮城県沖地震	M7.4	最大震度 5

## 建築基準法の目的

### 第一章 総則

(目的)

#### 第一条

この法律は、建築物の敷地、構造、設備及び用途に関する**最低の基準を定めて**、国民の生命、健康及び財産の保護を図り、もつて公共の福祉の増進に資することを目的とする。

## 耐震設計法の歴史

- 1923年 **関東大震災** (M7.9) 死者14万以上  
れんが造、石造、壊滅的被害を受ける。
- 1924年 **市街地建築物法施行規則**の構造規定の改正、  
耐震計算の義務づけ。**地震力を水平震度0.1**以上とした。  
**建物高さの100尺制限**

市街地建築物法

第十二條 主務大臣ハ建築物ノ構造、設備又ハ敷地ニ関シ衛生上又ハ保安上必要ナル規定ヲ設クルコトヲ得

1925年6月市街地建築物法施行規則 第三章第二節 構造強度第七(強度計算)改正  
第一百一條ノニ 強度計算ニ於ケル**地震ノ水平震度ハ之ヲ0.1以上ト爲スヘシ**但シ  
地方長官建築物ノ種類又ハ土地ノ狀況ニ依リ其ノ増加ヲ命シ又ハ其ノ  
低下ヲ許可スルコトヲ得

## 柔剛論争

### 1924年 真島健三郎：耐震家屋構造の選択に就いて

自己振期が地震振期に近づきますと建物の振幅は2倍3倍となり到底これに対抗することの出来ないのは明であり 一中略一 昨年の大地震の強度は東京山の手において重力の1割、下町で2割5分・・・我東京を標準とするにもなお足らざる震度0.1という如き数をもって絶対耐震家屋が出来ようはずのないのは識者の判断を待つまでもないこと

### 1926年 佐野利器：耐震構造上の諸説

然しながら、諸君、建築技術は地震現象の説明学ではない。現象理法が明でも不明でも、之に対抗するのが実技である、建築界は百年、河の清きを待つ余裕を有しない。

### 1927年 真島健三郎：佐野博士の耐震構造上の諸説を読む

御説の通り建築は空論ではない実技であるから一層主観的ではいけない、現象理法を相当明確にしなければ、之に対抗する実技の生まれる筈がない、よし百年河清を待つ余裕がないとするも、盲目的に進む愚は繰り返したくない。然し凡ての現象理法も実技も皆程度の問題であって、蒸留水のような河清は千年万万年待てども望まれぬ。よし濁っていても臍げながら透視し得たる事実は少なくとも之を否定し之に逆行するわけには行かぬと思う。

2016/06/23 A-Forum, Takeshi FURUHASHI

5/25

## 耐震設計法の歴史

### 1950年 建築基準法制定

設計震度は2倍の0.2になったが許容応力度も2倍

### 1963年 31m制限撤廃

### 1964年6月 新潟地震 (M7.5)、

液状化で建物が倒壊、落橋、長周期地震動で石油タンクの炎上

### 1968年4月 霞ヶ関ビル (高さ147m) 竣工

### 1968年5月 十勝沖地震 (M7.9)

### 1970年 建築基準法施行令改正、

鉄筋コンクリート造のせん断補強筋の強化

### 1978年6月 宮城県沖地震 (M7.4)

### 1981年 改正建築基準法施行令の施行

新耐震設計法の導入

2016/06/23 A-Forum, Takeshi FURUHASHI

6/25

## 1995年1月 兵庫県南部地震 (M7.3)

1995年1月17日 **兵庫県南部地震** (M7.3)

阪神淡路大震災、震度7、死者6000人以上  
木造、鉄骨造、RC構造いずれも甚大な被害。  
構造設計者と発注者、使用者、一般市民の  
理解の乖離、説明不足。

## 2007年7月、新潟県中越沖地震

柏崎刈羽発電所にて設計地震動を超える地震動を受ける。  
安全性は確保された。

設計地震動を超える地震動が観測された原因を究明した結果を、改訂耐震指針の基準地震動に反映させると、旧耐震指針の基準地震動よりかなり大きくなる傾向にある。



発電所全景 東京電力HPより

## 2011年3月 東日本大震災

東日本大震災による福島第一発電所の被災、事故  
→基準類の整備作業は中断。

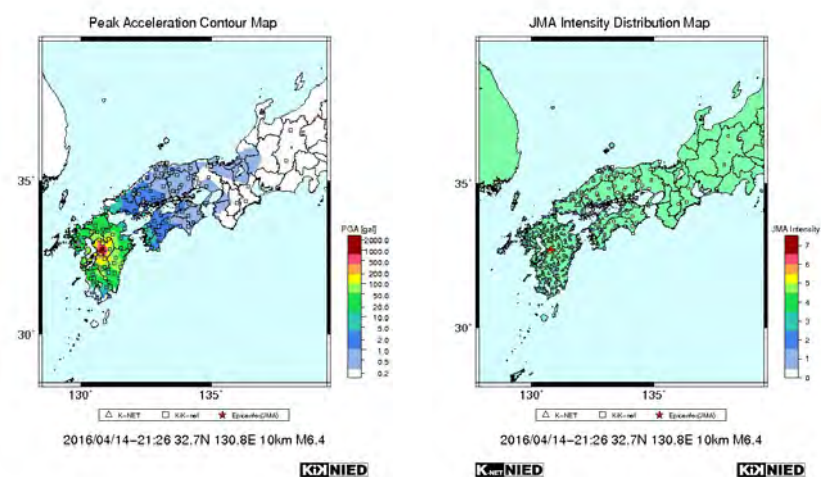


福島第一原子力発電所 東京電力HPより

2016/06/23 A-Forum, Takeshi FURUHASHI

9/25

## 2016年4月14日 熊本地震(M6.5) 最大震度7

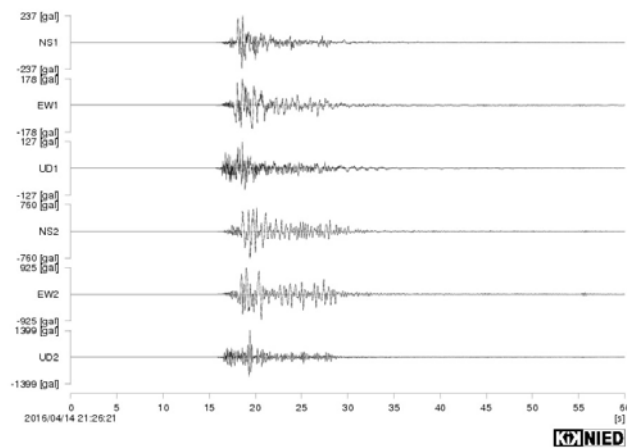


平成28年(2016年)4月14日21時26分 熊本県熊本地方 M6.5 最大震度7

10/25

## 2016年4月14日 熊本地震(M6.5) 最大震度7

KMMH16 2016/04/14 21:26:36

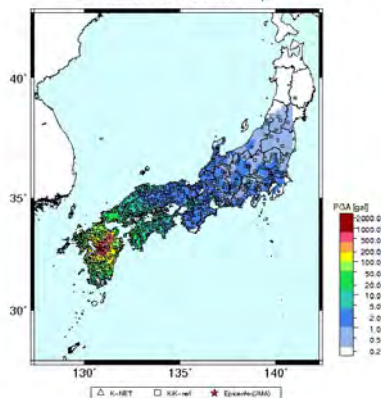


K-NET・KiK-net観測点の中で最大加速度（1580gal、三成分合成値）を記録した  
KiK-net益城（KMMH16）観測点の強震動波形

11/25

## 2016年4月16日 熊本地震(M7.3) 最大震度7

Peak Acceleration Contour Map

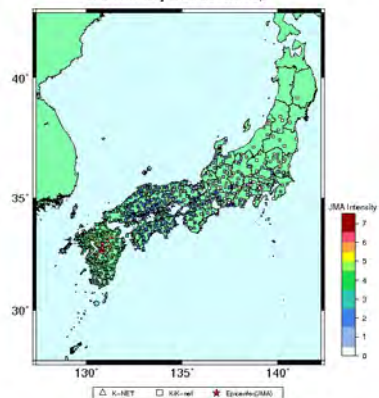


2016/04/16-01:25 32.8N 130.8E 10km M7.1

K-net NIED

K-net NIED

JMA Intensity Distribution Map



2016/04/16-01:25 32.8N 130.8E 10km M7.1

K-net NIED

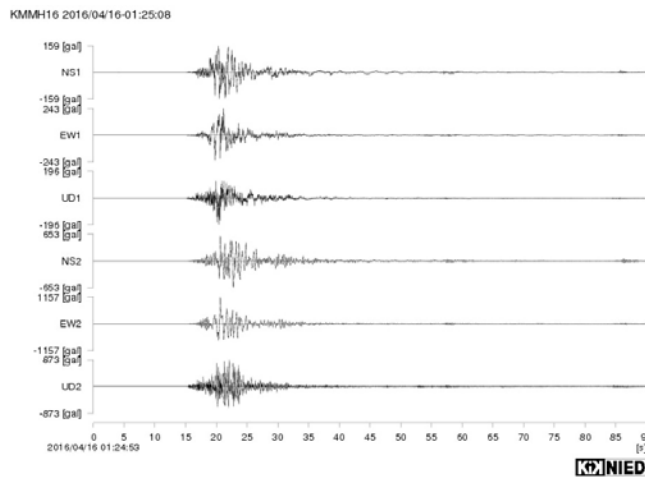
K-net NIED

平成28年(2016年)4月16日01時25分 熊本県熊本地方 M7.3 最大震度6強

12/25



## 2016年4月16日 熊本地震(M7.3) 最大震度7



K-NET・KiK-net観測点の中で最大加速度（1362gal、三成分合成値）を記録したKiK-net益城（KMMH16）観測点の強震動波形。

13/25

## 平成28年（2016年）熊本地震

4月14日21時26分以降に発生した震度6弱以上を観測した地震  
(4月20日18時現在)

発生時刻	震央地名	マグニチュード	最大震度
4月14日 21時26分	熊本県熊本地方	6.5	7
4月14日 22時07分	熊本県熊本地方	5.8	6弱
4月15日 00時03分	熊本県熊本地方	6.4	6強
4月16日 01時25分	熊本県熊本地方	7.3	7
4月16日 01時46分	熊本県熊本地方	6.0	6弱
4月16日 03時55分	熊本県阿蘇地方	5.8	6強
4月16日 09時48分	熊本県熊本地方	5.4	6弱

平成28年4月20日18時00分 気象庁 報道発表資料

## 平成28年（2016年）熊本地震

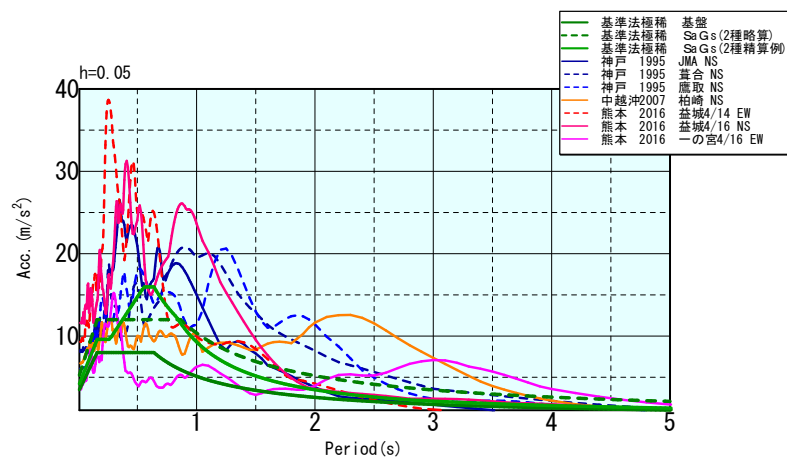


2016/05/14、朝日新聞

2016/06/23 A-Forum, Takeshi FURUHASHI

15/25

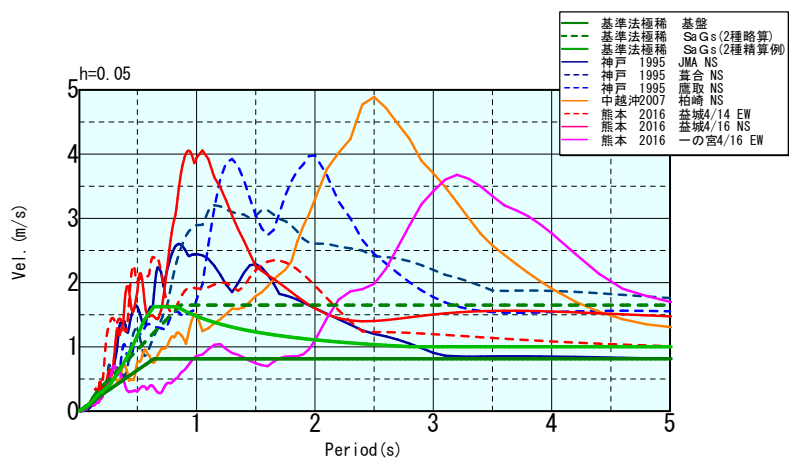
## 基準法地震動との比較（加速度応答スペクトル）



2016/06/23 A-Forum, Takeshi FURUHASHI

16/25

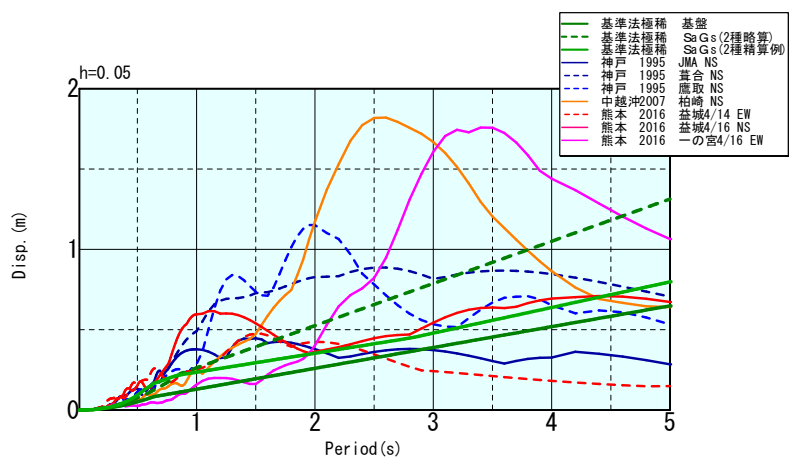
## 基準法地震動との比較（速度応答スペクトル）



2016/06/23 A-Forum, Takeshi FURUHASHI

17/25

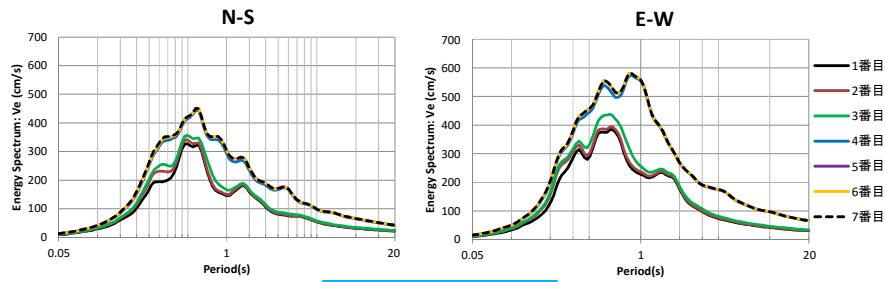
## 基準法地震動との比較（変位応答スペクトル）



2016/06/23 A-Forum, Takeshi FURUHASHI

18/25

## 熊本地震 益城の入力エネルギー合計

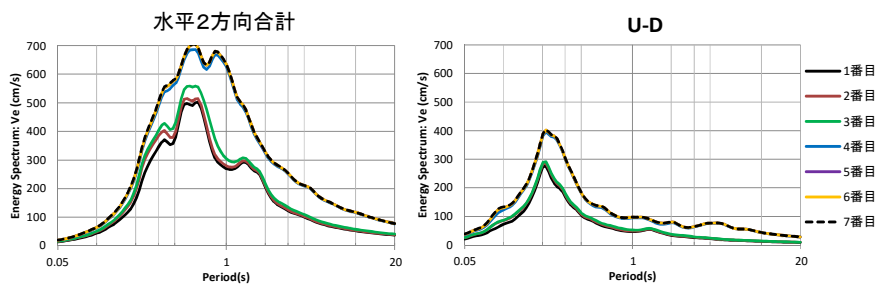


$${}_n V_e = \sqrt{V_{e1}^2 + \dots + V_{en}^2}$$

${}_n V_e$ : グラフに示しているn番目の地震の等価速度

$V_{en}$ : n回目の地震の等価速度

## 熊本地震 益城の入力エネルギー合計



$$\frac{1}{2} m V_c^2 = mgh$$

$$V_c = 7.0 \text{ m/s}$$

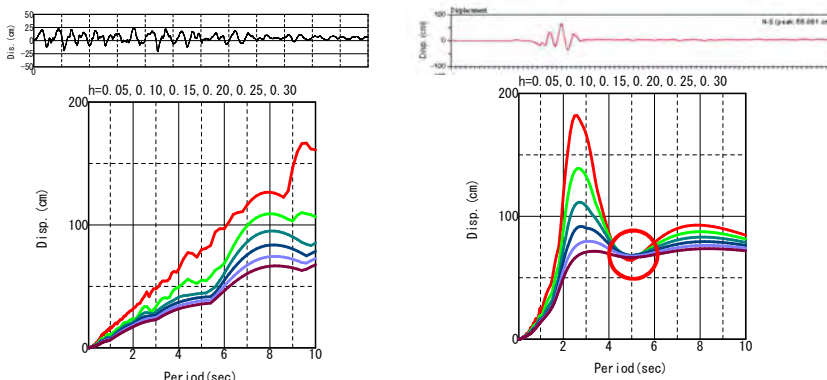
$$h \approx 2.5 \text{ m}$$

$$\frac{1}{2} m V_c^2 = mgh$$

$$V_c = 4.0 \text{ m/s}$$

$$h \approx 0.82 \text{ m}$$

## 乱数位相波とパルス波の変位応答スペクトル



乱数位相波

パルス波

BCJ-L2とK-NET柏崎NSの変位応答スペクトルの比較

減衰を与えても大きな変形がでる領域と

減衰の効果のない領域がある

## V字柱+大型支承+杭頭ピン接合により 軟弱地盤に対応した免震建築物

宮崎光生、齊木健司  
建築技術 1999.03



●建物全景



●1500φの大型免震装置の取付け状況

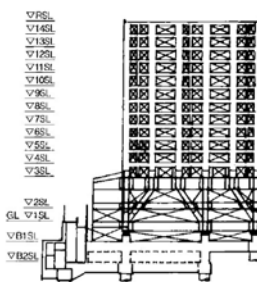


図1 軸組図 S=1:1300

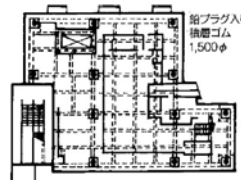


図2 免震層(地下1階)平面図 S=1:1300

## 同調D.M.システム 次世代超高層

震度7相当の長周期地震動，パルス性地震動に対応する高さ200m，周期6秒の超高層建物，D.M.同調システムと擬似モード制御の併用.

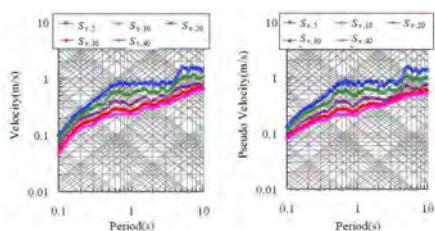


図 1.3 長周期擬似地震動及び応答スペクトル(欧州位相)

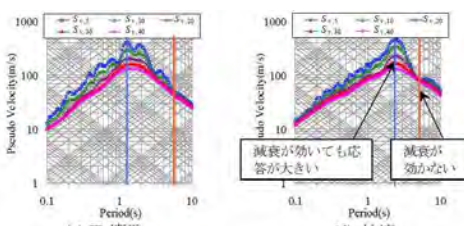


図 1.7 各指向性パルス地震動の擬似速度応答スペクトル

郭鈞桓，石丸，古橋ほか，同調D.M.システムを有する構造物設計法2013,4

2016/06/23 A-Forum, Takeshi FURUHASHI

23/25

## 同調D.M.システム 次世代超高層

震度7相当の長周期地震動，パルス性地震動に対応する，高さ200m，周期6秒の超高層建物，D.M.同調システムと擬似モード制御の併用.

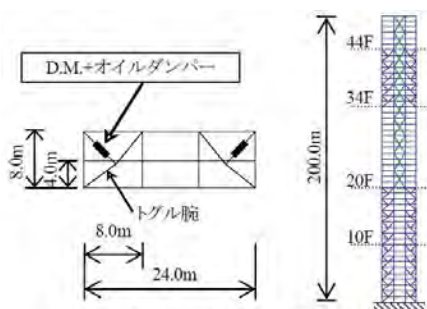


図 2.1 ModelGJ2 の組立図

表 2.1 複層トグル制震装置の設置箇所

設置位置	制御対象モード	
	左側	右側
34-44 層間	2 次モード	2 次モード
10-20 層間	1 次モード	1 次モード
0-10 層間	2 次モード	擬似モード制御

郭鈞桓，石丸，古橋ほか，同調D.M.システムを有する構造物設計法2013,4

2016/06/23 A-Forum, Takeshi FURUHASHI

24/25

## 同調D.M.システム 次世代超高層

震度7相当の長周期地震動，パルス性地震動に対応する高さ200m，周期6秒の超高層建物，D.M.同調システムと擬似モード制御の併用。

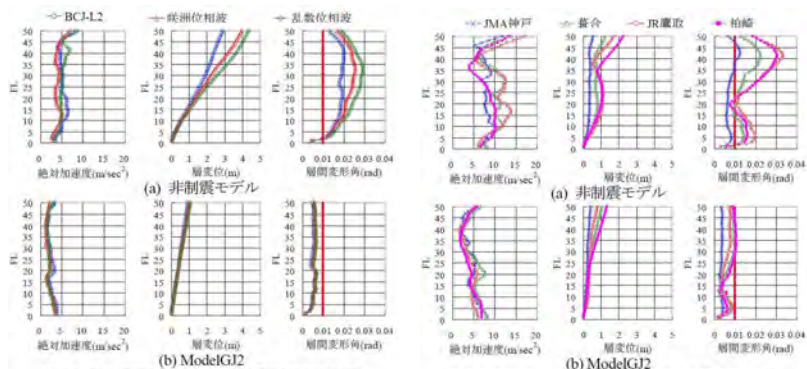


図 2.3 長周期模擬地震動に対する応答解析結果

図 2.4 指向性パルス地震動に対する応答解析結果

郭鈞桓，石丸，古橋ほか，同調D.M.システムを有する構造物設計法2013,4



## 自然災害(大地震)と構造設計

金箱構造設計事務所  
金箱温春

## 問題提起

1. 設計用の地震動のレベルは現状のままでよいのか？
2. 熊本地震のような繰り返し大地震動をどう考えるべきか？
3. 木造建築(4号建築)の耐震性能確保は現状の仕組みでよいのか？
4. 地域係数は有効か？
5. 構造設計のプレゼンテーションはどうすべきか？

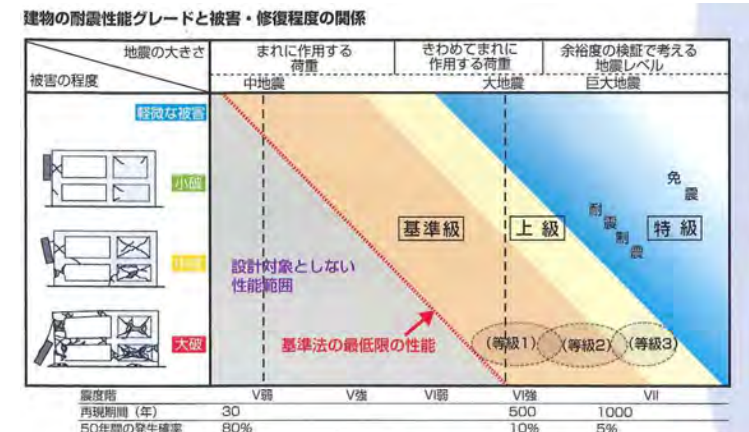
### 1. 設計用の地震動のレベルは現状のままでよいのか？

#### ① 建築基準法で想定する地震動のレベル

- 1988年・構造計算指針～1997年版・建築物の構造規定  
1次設計での地盤の最大加速度は80～100gal  
2次設計での地盤の最大加速度は300～400gal
- 実際の観測地震動  
兵庫県南部地震(1995) 800gal以上  
東北地方太平洋沖地震(2011) 2700gal以上
- 2000年・技術基準解説書以降  
過去の地震被害の経験等を元に工学的判断に基づき設定  
過去の大地震の実効入力地震動は300～400galと判断される →  
2次設計の入力地震動
- 但し、長周期長時間地震動など新たな現象が出てきた

### ② 地震に対する構造設計

- 建築基準法は最低基準である
- 設計用地震動のレベルと性能との組合せを考えることが必要





➤ 熊本地震における隣り合う敷地での建物被害例(国総研・建研の報告書より)

9階建てRC造、共同住宅兼店舗  
1974年建設、1階の層崩壊

7階建てRC造、共同住宅兼店舗  
1973年建設、1階柱のせん断ひび割れ  
建物は継続使用されている



- 地震力の大小よりも、地震を受けた際の建物の損傷のさせ方、ディテールの配慮が重要

③ 設計で考える地震動の大きさとは

- 長周期長時間地震動、震源近傍のローカルな問題は別として、経験的にはおおよそ現状の地震動の大きさでよい
  - 特定断層の破壊による地震の影響はある程度考慮できる
- 設計用地震動のレベルを上げるのではなく、地震被害との組合せによる性能設計を考えることが必要

2. 繰り返し大地震動をどう考えるか？

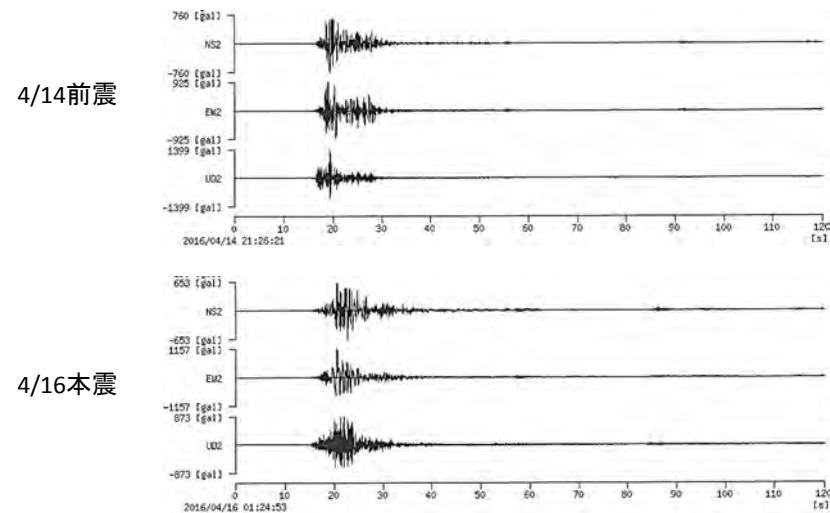
① 繰り返しの大地震動による被害状況

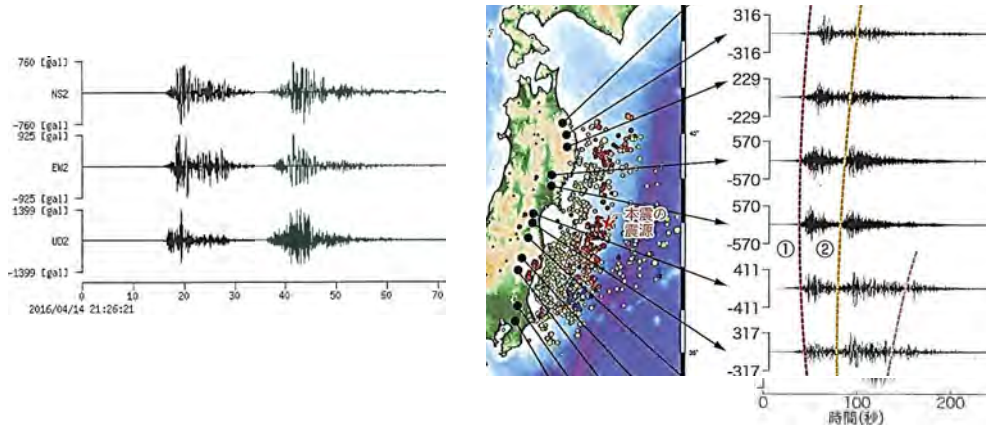
建築学会HP  
本震前後の建物被害の比較  
九州大学大学院人間環境学研究院 神野達夫・重藤迪子



② 繰り返しの大地震動の現象を考える

KiK-net益城観測地震動





➤ 繰り返しの大地震動を受ける現象は既に経験していた？

### ③ 各種の調査や検討の状況

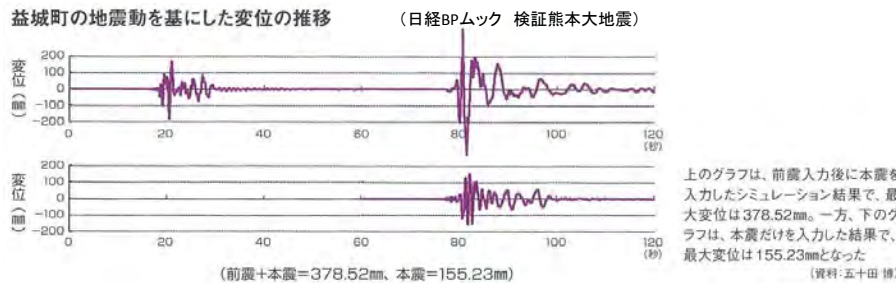
- 国総研・建研の調査報告  
 建築研究所能本地震建築物被害調査検討委員会 第1回委員会配付資料  
 現時点における現地調査に基づく被害状況報告等  
[http://www.nilim.go.jp/lab/hbg/kumamotozisinniinnkai/20160526kumamotozisinniinnkai\\_handouts.htm](http://www.nilim.go.jp/lab/hbg/kumamotozisinniinnkai/20160526kumamotozisinniinnkai_handouts.htm)

#### 7. まとめ

平成 28 年(2016 年)熊本地震による建築物等の被害について第一次調査を行った結果、調査対象地域における本震発生前後の被害状況について様々な情報が得られたほか、以下の状況を把握することができた。

- ・本震前(4/15 調査)に確認できた被害は、益城町の限られた範囲で、地盤が軟弱と推測される地域や建築年代が古い木造家屋に集中していた。
- ・本震後(4/16 調査)は、益城町のほぼ全域で大きな被害が発生していた。また、西原村や南阿蘇村などでも相当の被害が見られ、特に敷地地盤の変状を伴う地域では極めて多くの家屋が倒壊に至っていた。
- ・比較的最近の建築と思われる木造建築物において、同様の地震動を受けたにもかかわらず被害の大小の差が生じていた。

- 2階建て木造住宅の時刻歴解析シミュレーション(京都大学五十田博)  
 前震+本震の最大変位:378mm、本震のみ:155mm



- 2度目の本震だけが起きたとしても被害は同じ程度のものがあったのでは？
- 2度の地震の影響があるとすれば、残留変形の影響が大きいのでは？

### ④ 繰り返しの大地震への対策として考えるべきこと

- 本震後に同等の大きさの余震があり得ることを認識し、地震後の立ち入りの規制、心構えなどの対応を取る
- 設計は、今まで同様、一度の大地震を想定して行い、地震を受けた際の損傷度合いを配慮する
- 大規模余震などでの被害を少しでも軽減するためには、設計の配慮として地震時の水平変形を小さくすることが有効(鉄骨造、木造)

### 3. 木造建築(4号建築)の耐震性能確保は現状の仕組みでよいか？

#### ① 壁量計算の規定

- もともとは経験的に定められたもの
  - 1981年に現行の壁量が規定された  
この際に許容応力度計算との整合が図られた
  - 2000年に偏心の検討、接合部金物の規定が追加された
- 今回の地震で2000年以降に建設された建物の大破・倒壊の被害も見られた

#### ② 壁量計算の根拠となる建物重量

- 地震力に対する壁量は面積から算定するため、あらかじめ建物重量が想定されている
- 46条壁量規定の根拠となる想定重量と品確法や木造住宅の耐震診断で用いられる想定重量の比較
- 実際の住宅の重量(当事務所の事例)

単位 N/m <sup>2</sup>	46条壁量		品確法・耐震診断		実状 (軽い屋根)
	軽い屋根	重い屋根	軽い屋根	重い屋根	
①屋根	600	900	950	1300	800
②床固定荷重	500		600		700
③床面積あたりの壁重量	600		外壁:750 内壁:200	外壁:1200 内壁:200	1,000~1,200
④積載荷重	600		600	600	600
1階重量(①×1.3+②+③×1.5+④)	2,780	3,170	3,860	4,990	3,840~4,290

- 46条壁量で想定されている重量は実状に比べると軽い  
➤ 許容応力度計算を行うと、46条壁量の1.5倍以上は必要となる

#### ③ 木造住宅の耐震性向上のための方策

- 46条壁量規定は改定し、規定強化すべき
  - 重量計算から壁量算定を行う、または許容応力度計算を行う
- 壁量以外でも吹抜や床構面などの構造的配慮は必要  
➤ 構造設計者が関与、または意匠設計者が構造を学ぶ

#### ④ 施工における課題

- 実験によって強度確認された金物の適切な施工
- プレートとビスの適切な組合せ  
➤ 施工後の確認が十分にされているか



### 4. 地域係数は有効か？

#### ① 地域係数に関する建築学会の検討



1. 主旨説明	高田敏士(東京大学) .....1
2. 現行耐震設計法における地域係数	福島誠一郎(東電設計)、中村博一(フォーラムエイト) .....2
3. 各国の耐震設計における地域係数	井上 彪(ハザマ)、糸井達哉(東京大学)、田村良一(建築研究所) .....13
4. 地域係数に関する課題と展望	石井 遼(清水雄毅)、松島信一(京都大学) .....22
5. 新しい地域係数の試案	糸井達哉(東京大学)、友澤裕介(鹿島建設)、高田敏士(東京大学) .....28



## ② 現行の地域係数の問題

- 現行の地域係数は、既往のハザードマップを統合し再現期間100年を基準として決定された
  - 2010年学会委員会提案は再現期間の違いに着目し、1次設計、2次設計で異なる係数を提案。現行よりも地域差は大きい。期待総費用最小化を考慮した地域係数の提案もある。
- 頻度が少なくても最大級の地震動が起きてしまえば被害は同じ
- 確率的な頻度の違いが重要なのか、起こりうる最大級の地震動の大きさが問題とならないか？
- そうであるならば現状の地域係数は適切ではない

17

## ③ ローカルな被害がなぜ生じるか



18

## 国総研・建研による調査概要の記述から抜粋

### 5.3 益城町役場における情報収集

益城町役場では、益城町都市計画課長にご対応頂き、情報提供して頂いた。

建築物の被害は、県道熊本高森（28号）線を挟んだ両側の帯状の地帯で、木山地区から惣領地区あたりまでに被害が集中しているとのことであった。その地域は、古くは南側の船野山などの火山性堆積物を通して水が湧き出る湧水池であり、昭和50年代に住居等を建設するために深さ2～3mの泥土を搬出して土を入れた造成地である。なお、木山の集落は、熊本高森街道の宿場町として栄え、その後、宮園、安永地区に建築物が建っていったとのことであった。

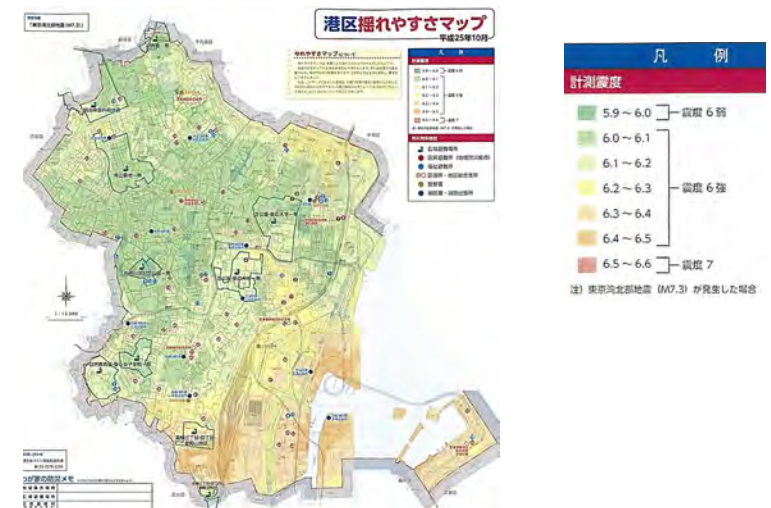
被害家屋の棟数、程度など被害の全容は把握できていないが、役場に入っている情報では、34件の救助要請があったのに対し、住宅の倒壊は2棟のみであることから、ほとんどが家具の転倒による救助要請であると考えているとのことであった。報道で倒壊棟数が10以上などとされているが、住宅は2棟のみで、残りは納屋、倉庫、空き家などであり、また、必要な人命救助作業は、4月15日午前4時をもって終了しているとのことであった。

布田川断層と街道に挟まれた部分が最も大きく揺れると予想され、地震ハザードマップが平成24年3月に作成されていた。震度6弱と予想された県道28号の北側のエリアは震度6弱の揺れが観測され、震度6強と予想された南側のエリアで震度7が観測されたので、ハザードマップが有効であることが証明されたと考えているとのことであった。

19

## ④ 望まれる地域係数

- ローカルな地盤の違いによる地震の影響は大きい
- ローカルな地域係数(地盤係数)の考慮は有効であり、これに関する情報共有、活用を考えるべき



20

## 5. 構造設計者のプレゼンテーション(社会との対話)

### ① 建築家のプレゼンテーション

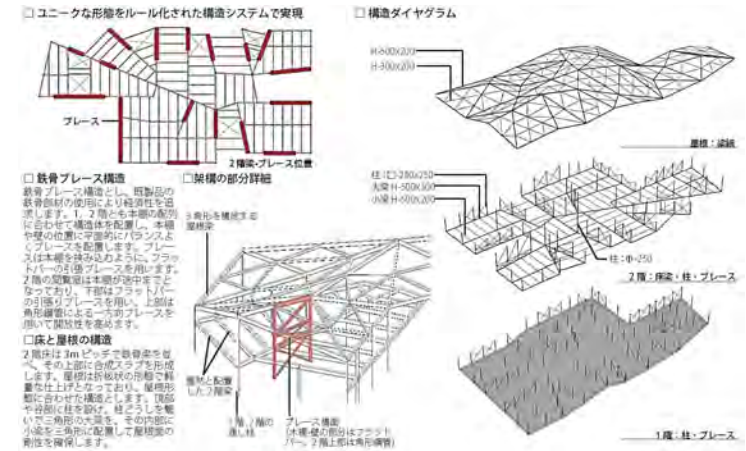
- デザインの魅力を伝える明るいイメージ



21

### ② 構造設計者のプレゼンテーション

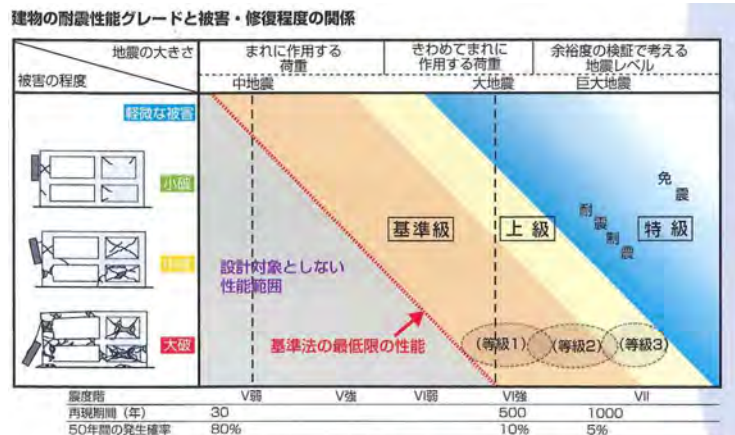
- 建築計画に適合し、安全性・経済性を考慮した構造計画とします
- 用途係数として1.25を考慮した設計を行います
- 鉄骨ブレースを用いて地震時の変形の小さい構造とします



22

### ③ これからの構造設計者のプレゼンテーション

- マイナスイメージやリスクも伝える
- 想定する被害状況のイメージを示す
- 被害状況、リスクの視覚化を共有すべき



23

## 想定すべき地震動と耐震設計 (米国耐震規準から思うこと)

A-Forum (第13回)

2016年6月23日

鹿島建設 福田孝晴

## 想定すべき地震動と耐震設計

### ■ Summary

1. 地震動と設計地震力
  - ・設計地震力と実際の地震記録が違い過ぎる。
2. 想定すべき最大の地震動とは
  - ・設計では起こりうる最大の地震動も対象とすべきでは。
3. 確率的な考え方
  - ・設計法に確率的な考え方を導入すると説明が論理的になる。
4. 大破と崩壊の違い
  - ・真の崩壊状態まで検討した上で、クライテリアを定義すべきでは。
5. 構造技術者の役割
  - ・設計法は産官学で策定し、共同して社会に説明すべき。

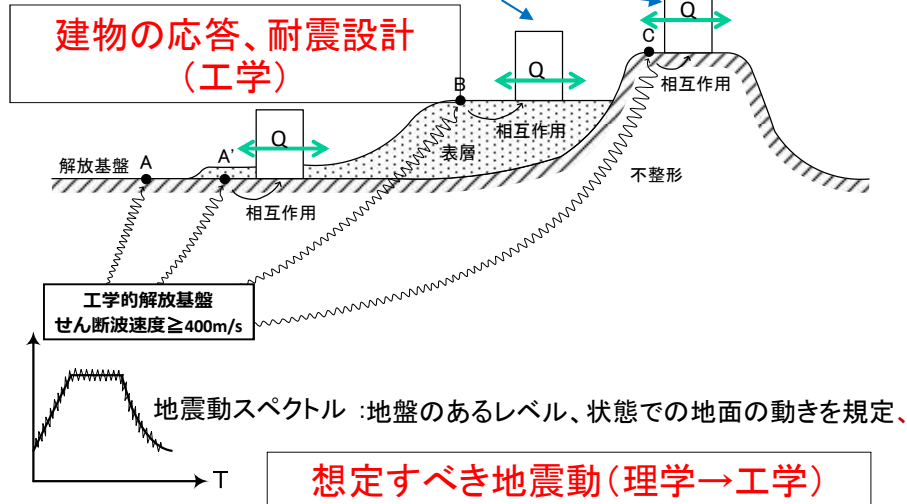


# 1. 地震動と設計地震力

3

## ■ 地震動スペクトルと地震力スペクトル

地震力スペクトル：建物に生ずる力を想定



# 1. 地震動と設計地震力

4

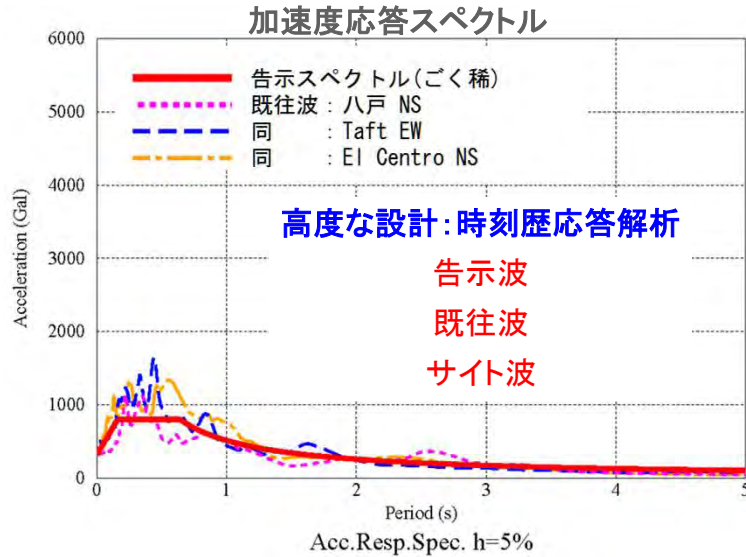
## ■ 地震動のバラツキ

- ① 震源断層面の規模
  - ② 断層面のアスペリティ
  - ③ 距離減衰式
  - ④ 表層地盤の増幅
  - ⑤ 地盤と構造物の相互作用
  - ③ 構造物の応答
- 地震動スペクトル (工学的基盤)
- 地震力スペクトル

確率論的地震動予測 (確率論)  
震源断層を特定した地震の強震動予測 (確定論)

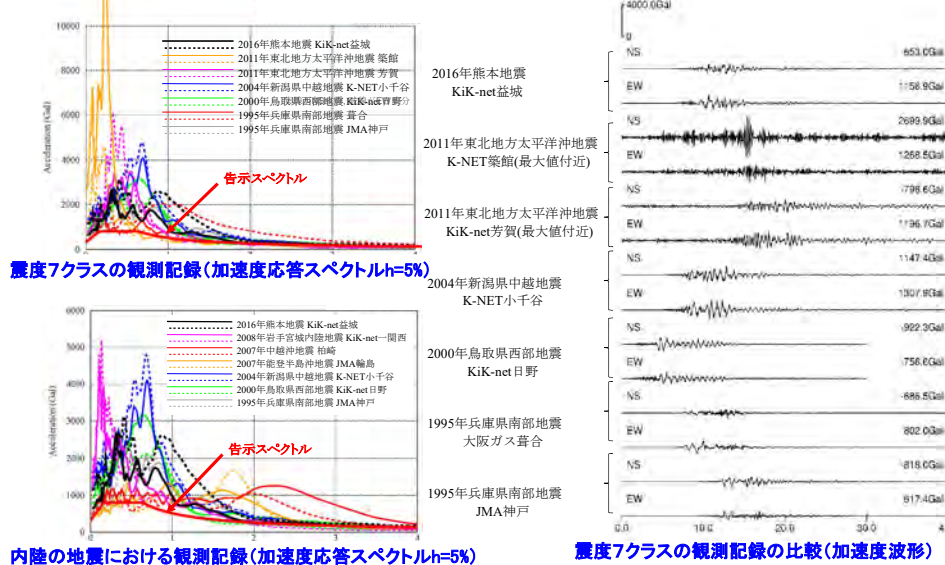
# 1. 地震動と設計地震力

## ■ 高度な設計: 時刻歴応答解析



# 1. 地震動と設計地震力

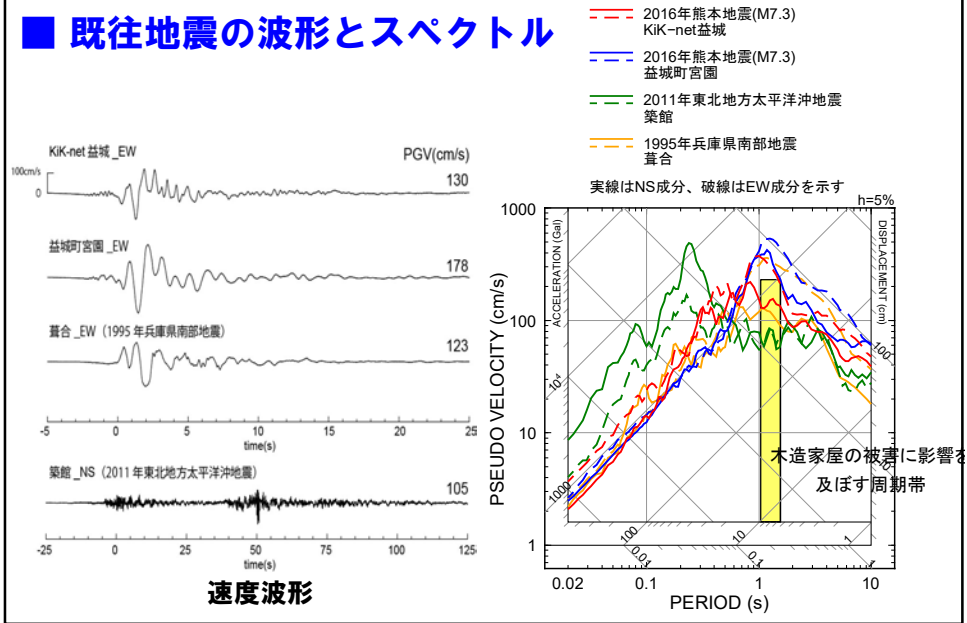
## ■ 既往地震の加速度応答スペクトルと波形





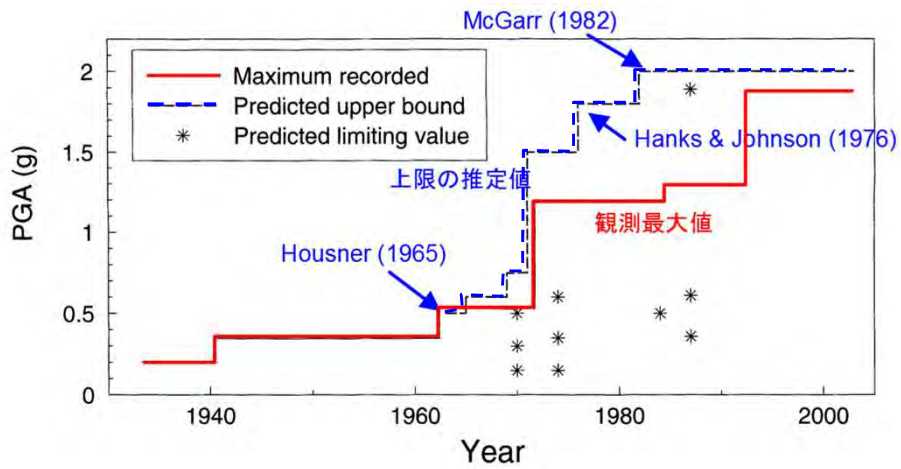
# 1. 地震動と設計地震力

## ■ 既往地震の波形とスペクトル



# 1. 地震動と設計地震力

## ■ 最大加速度値の上限の観測値と予測値の関係



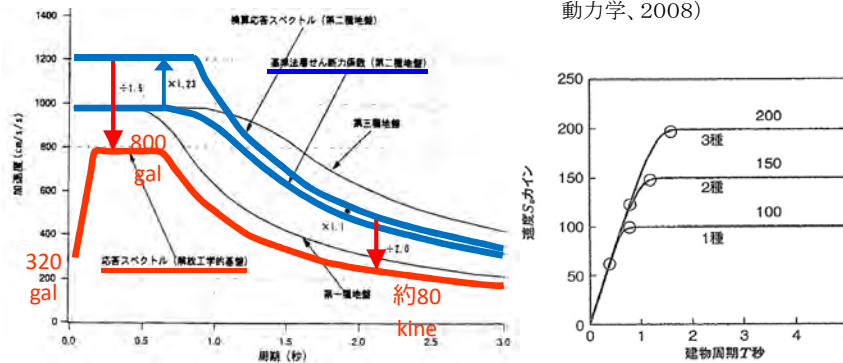
(出典: Bommer et al., 2004に加筆)

## 1. 地震動と設計地震力

### ■ 新耐震設計法

- ・極めて稀な地震(再現期間475年程度)

(出典:石山祐二、耐震規定と構造動力学、2008)



- ・地震力、目標クライテリア、設計法の総合的な評価

## 1. 地震動と設計地震力

### ■ 設計用地震力は適切なのか

#### (兵庫県南部地震での新耐震設計法の評価)

- ①ピロティ等のバランスの悪い建築物を除くと、大破、倒壊といった大きな被害を受けてない。
- ②地表面で800galが観測されているが、一般に建築物に作用する実効入力地震動は小さい。  
→建築物に作用した地震力はほぼ $C_0=1.0$ か数割上回った程度
- ③実際の建築物では、一部の部材の破壊が直ちに建築物全体の崩壊につながる危険性は低い。  
→計算以上の余力がある。

・結論:最低基準として基準法で規定した地震動レベルは、概ね妥当であった。 →耐震設計は経験工学

## 1. 地震動と設計地震力

### ■ 設計用地震力は適切なのか

- ① 基準法は、地震動を規定したものではなく、建物にかかる**地震力**( $C_0=1.0$ )を規定したもの。(許容被害の程度は、崩壊しないで人命は確保)
  - 「**極めて稀に起きる大地震**」は幅をもったもの。  
( $C_0=1.0$ を換算したら、確率的に再現期間475年程度)
  - 過去の大地震**(記録上は基準法の想定レベルをかなり上回る)が来ても、**実際の建物被害**(崩壊しない、人命の確保)が、基準法の妥当性評価の総合的尺度
- ② 基準法は、建物の被害に影響を与える各要因(地震動、地盤増幅、相互作用、建物応答)の**すべてのバラツキ**と、あいまいな**余裕度**を、**明示しないで**中に含んだ体系

・**結論**:  $C_0=1.0$ で基準法に基づき設計すれば、より大きな地震がきても、概ね人命は確保される。(経験則)

## 2. 想定すべき最大の地震動とは

### ■ 基準法の「あいまいさ」への疑問点

・一般建物の設計は、すべての表現が「あいまい」で工学的な論理性に欠けているのでは？

- ① **実際の地震動**は、基準法の総合的判断から、どこまで大きくても許容されるのか？
- ② 建物の設計地震力は、**地域、活断層距離、地盤、地形**により**大きくばらついている**。地域係数やRt曲線は、より細かく分類すべきでは？
- ③ 「**崩壊しない**」ためのクライテリア(必要保有耐力、荷重増分変形1/100~1/75以下)は、**真の崩壊状態**と、どのような関係があるのか。

## 2. 想定すべき最大の地震動とは

### ■ 地震動：ASCE 7-10

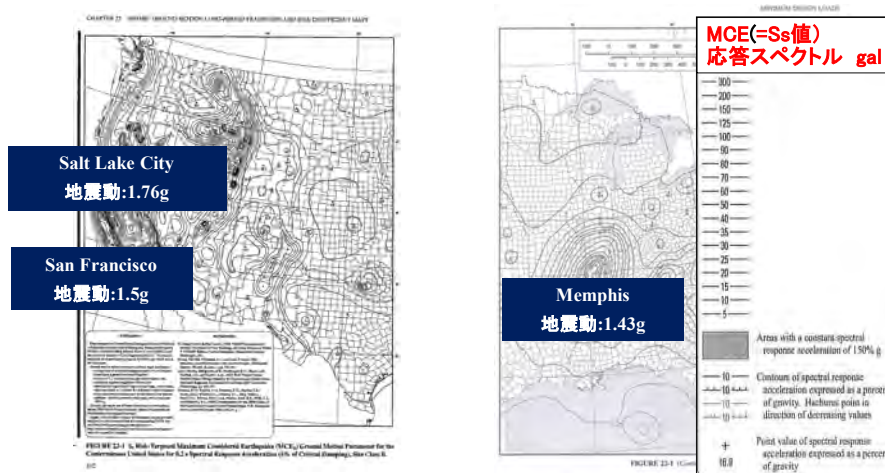
- ・MCE(Maximum Considerable Earthquake)
- ・50年の超過確率2%の地震(再現期間2475年)を設計で考慮
- ・MCEは、米国地質調査所(USGS:United State Geological Survey)が作成した全米を対象とした確率論的地震ハザードマップによる。
- ・50年間で2%の超過確率(再現期間2475年)に相当する最大地動加速度、周期0.2、1.0秒の加速度応答スペクトル( $h=0.05$ )の加速度応答値をコンターで表示
- ・活断層の近傍では、確定的な地震動を規定して、上記の確率的な値と比較

・米国では、建築基準法をはるかに超えるような地震動を耐震設計で考慮している。

## 2. 想定すべき最大の地震動とは

### ■ 地震動応答スペクトル：ASCE 7-10

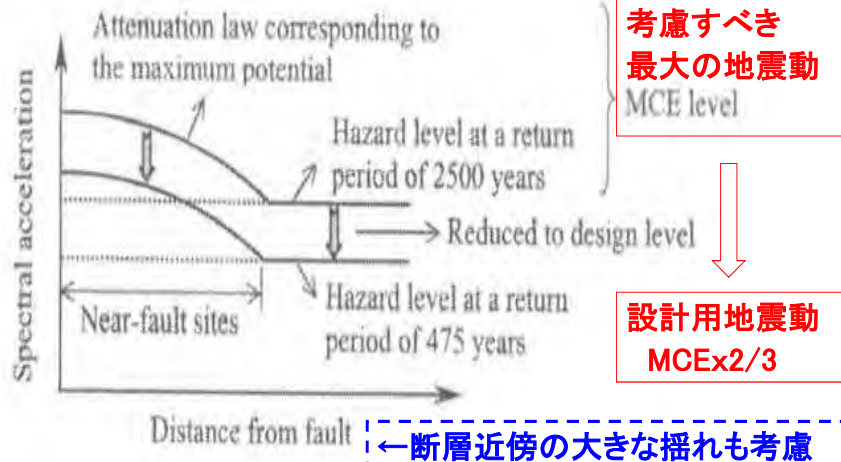
- ・MCE(Maximum Considerable Earthquake)  
Ground Motion(=Ss値) for 0.2-sec Spectral Acceleration



## 2. 想定すべき最大の地震動とは

### ■ 地震動：ASCE 7-10

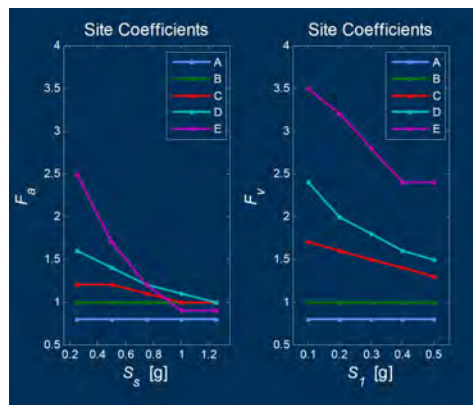
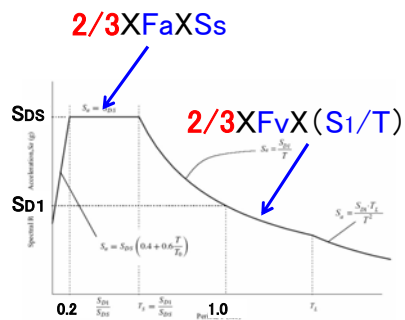
考慮すべき最大の地震動と  
地震動記録がほぼ一致



出典：ASCE、ASCE/SEI 7-10

## 2. 想定すべき最大の地震動とは

### ■ 地盤による応答の変化 ・ Site Coefficient, $F_a$ , $F_v$



出典：ASCE、ASCE/SEI 7-10

地盤による応答の増幅も、地盤を7種類に分類して、丁寧に規定

ポイントは設計に使う地震力はMCEを2/3倍していること

## 2. 想定すべき最大の地震動とは

### ■ 日本

- ・建築基準法で想定する地震動(極めて稀な地震動、再現期間475年)と、実際に起きた大地震の記録に大きな差
- ・一般社会に対して、なぜそのような差があっても問題ないのかの説明がない。

### 説明の論理性

### ■ 米国

- ・MCE(考慮すべき最大限の地震動:再現期間2475年)と実際に起きた地震記録との差がない
- ・一般社会に対して、目標とする耐震性能(MCEを受けた時の倒壊確率10%以下)を達成するためには、MCEを2/3倍(再現期間約475年)した地震力に対して現行耐震設計法で設計すればよいことを明示

## 3. 確率的な考え方

### ■ 設計法の基本的考え方

- 限界状態設計法(性能設計法)
- 信頼性をベース



- 部分係数法(荷重・耐力係数)の採用

### 3. 確率的な考え方

#### ■ 設計法の基本的考え方

欧米 = 確率的

- 終局強度をベースとした  
限界状態設計法
- バラツキは信頼性に基づいて対応  
↓  
荷重耐力係数法
- 全ての荷重を統一的（確率的）に処理

日本 = 確定的

- 許容応力度設計法
- バラツキは安全率（一定値）で一括対応  
↓  
長期、短期の考え方
- 地震荷重のみ特別  
↓  
保有耐力設計

### 3. 確率的な考え方

#### ■ 耐震設計目標：建築基準法

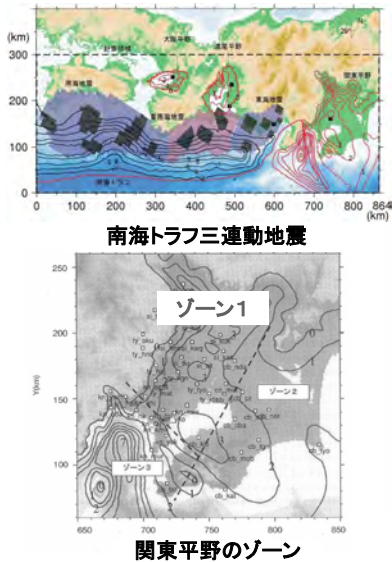
建物の耐用年限中に一度遭遇するかもしれない程度の地震（大地震動）に対して、崩壊から人命の確保を図る。

- 建物の耐用年限中に一度遭遇するかもしれない程度の地震（確率的？再現期間475年程度？）といっても、結局、地震力 $C_0=1.0$ ということ。
  - ・ 関東大震災級の地震力を想定。地動の最大加速度で約300galから400gal程度で、気象庁震度階の震度6強～7程度（1997年、構造規定）
- 崩壊はしてはならないということ。（絶対的？）



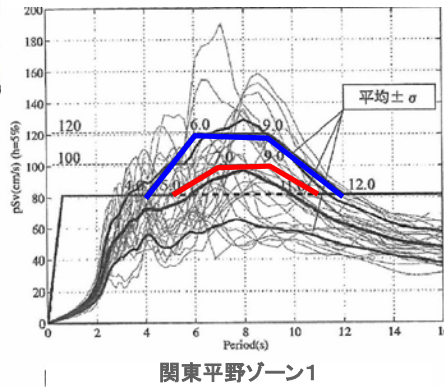
### 3. 確率的な考え方

#### ■ 長周期地震動のバラツキ



#### 三連動地震

(中防2003) 周期2.5s以上

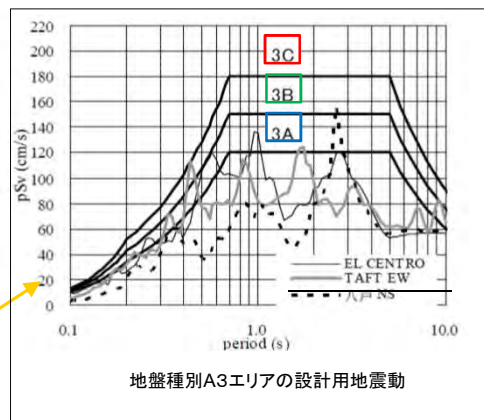
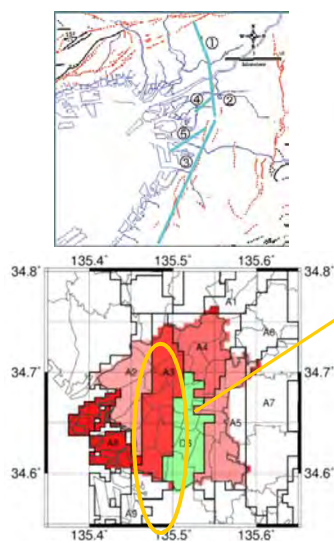


出典：日本建築学会、2007-2011

### 3. 確率的な考え方

#### ■ 上町断層による地震

出典：大震研報告書、2015.2.23



レベル3A 35ケースの平均 ≒ 告示 × 1.2~1.5

レベル3B 35ケースの70% ≒ 告示 × 1.5~1.9

レベル3C 35ケースの85% ≒ 告示 × 1.8~2.2

#### ■ 上町断層地震



### 3. 確率的な考え方

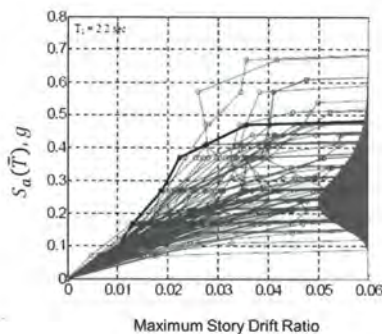
#### ■ 耐震設計目標：ASCE 7-10

1. 終局限界状態: 建物が倒壊しない (本当に倒壊する状態)
  - ・「MCE (50年の超過確率2%、再現期間2475年)を受けた時、建物の倒壊確率を10%以下とすること」が終局時の耐震性能目標
2. 設計で考慮する地震動 (設計法とセット)
  - ・MCEを2/3倍したものを設計用地震動(DBE: Design Based Earthquake)として使用
    - 50年の超過確率10%(再現期間475年)に相当する値
  - ・DBEでの設計目標は、建物は大破はしてるが、ある程度の余裕をもって人命の安全が確保されている状態
    - DBEにより現行の耐震設計法に従って設計すれば、結果として耐震性能目標を満足できるということ。

### 4. 大破と倒壊の違い

#### ■ Incremental Dynamic Analysis (米国)

- ・「MCE (50年の超過確率2%、再現期間2475年)を受けた時、建物の倒壊確率を10%以下とすること」が耐震性能目標
- ・漸増非線形時刻歴応答解析 (Incremental Dynamic Analysis) により、直接的に応答解析で性能を確認(中低層建物も対象)



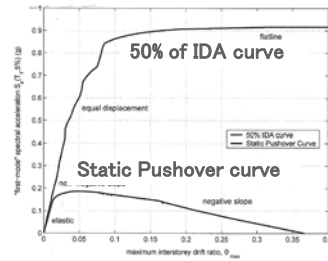
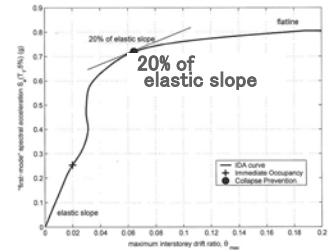
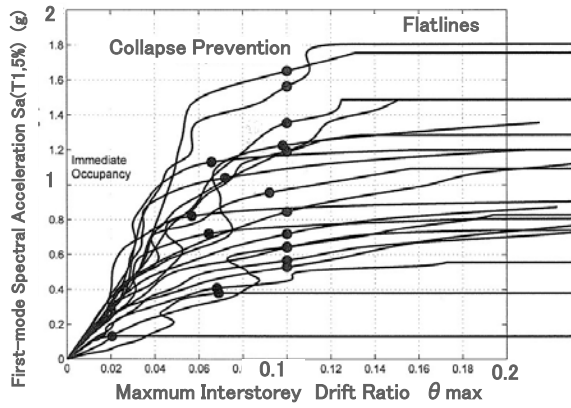
- ・地震波20波
- ・10ステップ程度でMCEレベルまで繰り返して非線形応答解析を実施
- ・最大応答値 $S_a$ と最大層間変形角 $\theta$ で基準化
- ・崩壊( $S_a$ の増分が平坦時)の確率が10%以下であることを確認

出典: Vamvatskos, Cornell, 12<sup>th</sup> ECEE

## 4. 大破と倒壊の違い

25

### Incremental Dynamic Analysis (米国)



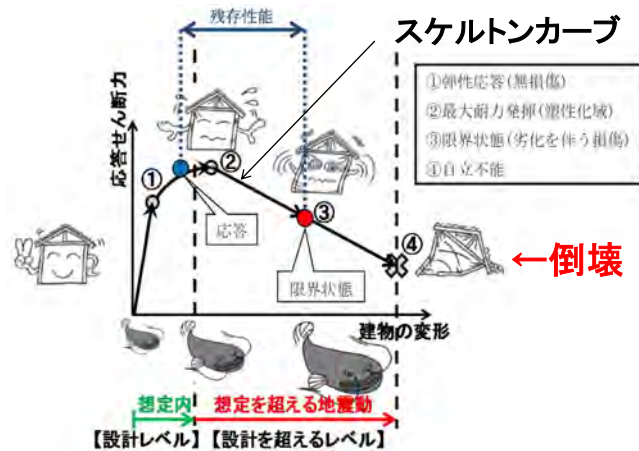
出典: Vamvatskos, Cornell, 12<sup>th</sup> ECEE

## 4. 大破と倒壊の違い

26

### 目標性能は何なのか

大破とはどの時点?



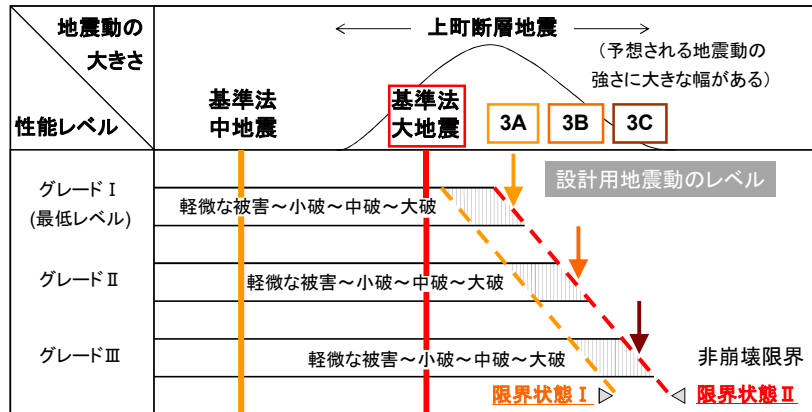
出典: 文科省、都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト

## 4. 大破と倒壊の違い

27

### ■ 上町断層地震に対するクライテリア

- ✓ 建物の被害として**大破**以上の損傷を許容する
- ✓ 建物の**倒壊に対する安全性**を指標としたクライテリア



出典：大震研報告書、2015.2.23

## 5. 技術者の役割

28

### ■ 技術者 (Engineer) の責務

- ・技術者とは何か → Profession: 職業
  - ・科学的な根拠に基づき、**現実的な社会の課題**を解決する  
(**工学的判断**が求められる)
- ・技術(工学)には、必ずクライアントがある
- ・クライアントが望んでいることを実現する責務



社会全体の公共的な福祉

## 5. 技術者の役割

### ■ 技術者 (Engineer) の責務

・クライアントが望んでいることを実現する責務

日本: 建築基準法

・詳細設計法を国が規定  
・改定に時間が必要



米国: 業界団体による倫理規定、行動憲章  
Professional Engineerの資格

・モデルコードを産官学の協会で規定  
・各自治体が採用  
・3年程度で逐次改定  
(地震力のレベルも含む)

社会全体の公共的な福祉

クライアント、社会との安全性レベルの合意形成、  
説明は誰が、どのように行うべきか

## 想定すべき地震動と耐震設計

### ■ まとめ

1. 地震動と設計地震力
  - ・設計地震力と実際の地震記録が違い過ぎる。
2. 想定すべき最大の地震動とは
  - ・設計では起こりうる最大の地震動も対象とすべきでは。
3. 確率的な考え方
  - ・設計法に確率的な考え方を導入すると説明が論理的になる。
4. 大破と崩壊の違い
  - ・真の崩壊状態まで検討した上で、クライテリアを定義すべきでは。
5. 構造技術者の役割
  - ・設計法は産官学で策定し、共同して社会に説明すべき。

耐震設計規準の国際比較

2016. 6. 23 鹿島建設 福田

国	日本（許容応力度法+保有耐力法）	米国（LRFD法）	欧州（限界状態設計法）	中国（限界状態設計法）																				
規準名	建築基準法 1981 2000年改訂 限界耐力計算 2007年改訂 2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書	IBC 2000-2010（設計モデルコード） ASCE-07 2003（荷重規定）  (ACI318 2010: RC 構造設計基準) (AISC 2005: 鋼構造設計基準) (AISC 341-10 鋼構造建築物の耐震規定)	ユーロコード 8 2005（耐震基準）  (ユーロコード 1 2005: 荷重基準) (ユーロコード 2 2005: RC 構造設計基準) (ユーロコード 3 2005: 鋼構造設計基準) (ユーロコード 4 2005: 合成構造設計基準)	建築抗震設計規準 GB50011 2010（耐震基準） 建築工程抗震設防分類標準 GB50223 2010（耐震分類）  (建築結構荷載規準 GB50009 2010: 荷重基準) (混凝土結構設計規準 GB 50010-2010: RC 構造設計基準) (鋼結構設計規準 GB 50017-2003: 鋼構造設計基準) (型钢混凝土組合結構技術規程 JGJ 138-2001)																				
目標耐震性能 損傷限界状態  終局限界状態	中程度の（稀に発生する）地震動：構造耐力上主要な部分に損傷が生じないこと  最大級の（極めて稀に[発生する]）地震動：構造体は損傷を受けるが、建築物が倒壊・崩壊しないこと（人命確保）	考え得る最大級の地震：Maximum Considerable Earthquake (MCE)（50年超過確率が2%）に対して、建物が崩壊しないこと（崩壊確率10%以下）  設計では MCE を 2/3 に低減した Design Earthquake を用いる。このレベルで設計しておけば、建物は過大な変形にはならず、MCE 時にも倒壊はしないとの考え方。 活断層に近い場合には、最大 1.5 倍 (MCE×2/3×1.5) まで地震力を増大	設計用地震作用よりも生起確率が高い地震作用に対して、損傷やそれに伴う用途の停止が起こらず、かつその費用が構造物の価値と比較して特別高くないこと：損傷限界状態  設計用地震力に対して、地震後に構造安全性と耐力の余裕があるように、局部的または全体的に崩壊しない：終局限界状態  重要建物については機能の確保	1989年基準「小震不坏、中震可修、大震不倒」 2001年基準：（性能目標は継続） 鋼構造、隔震、消能減震設計を追加 2010年基準（性能目標は継続） 多遇地震：主体構造体無損傷、修繕無しで継続使用可 設防地震：構造体には損傷が生じるが修繕すれば継続使用可能 稀遇地震：倒壊しない。人命確保。 2010版から抗震性能化設計の項目を追加																				
対象地震  地震荷重の確率レベル 再現期間 地表面加速度	稀な地震動：80-100gal（再現期間 約 50年）  極稀な地震動：300-400gal（再現期間 約 500年）	Moderate Earthquake： 50年超過確率10%（再現期間 475年） Maximum Considerable Earthquake (MCE)： 50年超過確率2%（再現期間 2475年）  Design Earthquake：DBE=2/3・MCE （結果として50年超過確率は西部で10%程度、東部・中部で5%程度）  MCEはUSGSが地震危険度マップとして、弾性加速度応答スペクトル（減衰5%）値をS <sub>s</sub> （0.2秒）、S <sub>1</sub> （1秒）で規定 耐震設計用加速度マップには活断層情報も反映	損傷限界状態用地震力 10年超過確率10%（再現期間 95年） 終局限界状態用地震力 50年超過確率10%（再現期間 475年）  地表面の基本水平加速度 a <sub>g</sub> をマップ化 地表面の基本鉛直加速度 a <sub>gv</sub> も規定  弾性スペクトルはマクニチュード 5.5 以上の地震を対象とするタイプ1、5.5未満を対象とするタイプ2の2種類を規定	多遇地震：部材耐力検定に用いる地震 50年超過確率63%（再現期間 50年） 設防地震：地域の地震力を規定する標準的な値 50年超過確率10%（再現期間 475年） 稀遇地震：考慮すべき最大の地震で変形の算定に使用 50年超過確率2~3%（再現期間 1642~2475年）  設計地震分組（直下地震、プレート地震などの震源が近い地震、遠い地震等）と地盤種別に基づきスペクトルの特性周期を別途規定																				
設計方法 一般建物  超高層建物 (60m超)	1次設計：弾性解析 2次設計：弾塑性非線形性状を考慮したPushover 解析によりメカニズム時耐力を算定  超高層は時刻歴応答解析 地震波は既往波3波、告示波3波 告示波：レベル1：10kine、レベル2で50kine 既往波：レベル1：25kine、レベル2で50kine 告示波は工学的基盤の値を規定し、地盤増幅を別途考慮する。 既往波は地表面の値	静的弾性解析による終局強度設計法 部材剛性は低減率を規定 静的弾性解析による設計時耐力に対して、Pushover 解析によるメカニズム時耐力は2倍程度の余裕があると仮定  Pushover 解析や線形応答スペクトル法、時刻歴弾性応答解析、時刻歴弾塑性応答解析による設計も許容	静的弾性解析による終局強度設計法 部材剛性は低減率を規定 耐震構造物は、居部的なエネルギー吸収を伴う全体塑性メカニズムにより設計する。  Pushover 解析、モード応答スペクトル解析、時刻歴弾性応答解析、時刻歴弾塑性応答解析による設計も許容	多遇地震時：静的弾性解析により各部材の内力を算定し、強度設計値（応力度）を用いて算定した断面耐力以内であることを確認。 弾性変形値も算定し、限界値以下であることを確認。 高層建物、著しく不整形な建物、重要度が甲類の建物は、弾性時刻歴応答解析を行う。（2つの強震記録と1つの人工波を適用）  稀遇地震時：特別の条件内（例：①列度7以上で保有耐力値と稀遇地震時の弾性応答値の比が0.5以下のRC造、②高さ150m以上の建物等）の建物については、弾塑性計算（簡易法、或いは弾塑性動的解析法）により層間変形角を算定し、限界層間変形角以内であることを確認																				
設計地震力	動的挙動を考慮した等価な静的地震力を設定  Q <sub>um</sub> =D <sub>s</sub> ・F <sub>es</sub> ・Q <sub>ud</sub> F <sub>es</sub> =F <sub>s</sub> ・F <sub>e</sub> Q <sub>ud</sub> =C <sub>i</sub> ・W <sub>i</sub> =Z・R <sub>i</sub> ・A <sub>i</sub> ・C <sub>o</sub> ・W <sub>i</sub>	動的挙動を考慮した等価な静的地震力を設定  V=C <sub>s</sub> ・W C <sub>s</sub> =SD <sub>s</sub> / (R/I)  SD <sub>s</sub> =2/3・F <sub>a</sub> ・S <sub>s</sub> (0.2秒) SD <sub>1</sub> =2/3・F <sub>v</sub> ・S <sub>1</sub> (1.0秒)	動的挙動を考慮した等価な静的地震力を設定  F <sub>b</sub> =S <sub>d</sub> (T)・m・λ  設計用スペクトル S <sub>d</sub> (T) = a <sub>g</sub> ・S・2.5 / q (T <sub>b</sub> <T<T <sub>c</sub> ) m：基礎より上の建物の全質量 λ：有効モード質量修正係数 0.85-1.0  水平弾性スペクトル S <sub>e</sub> (T) = a <sub>g</sub> ・S・η・2.5 (T <sub>b</sub> <T<T <sub>c</sub> ) 鉛直弾性スペクトル S <sub>e</sub> (T) = a <sub>gv</sub> ・S・η・3.0 (T <sub>b</sub> <T<T <sub>c</sub> )	ベースシェア係数法（高さ40m以下）が標準 その他の場合には、振動モード解析による応答スペクトル法による。（SRSSまたはCQC）  水平地震影響係数最大値 (m/s <sup>2</sup> ) <table border="1"> <thead> <tr> <th>地震影響</th> <th>6度</th> <th>7度</th> <th>8度</th> <th>9度</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>多遇地震</td> <td>0.04</td> <td>0.08 (0.12)</td> <td>0.16 (0.24)</td> <td>0.32</td> </tr> <tr> <td>設防地震</td> <td>0.12</td> <td>0.22 (0.32)</td> <td>0.42 (0.60)</td> <td>0.80</td> </tr> <tr> <td>稀遇地震</td> <td>0.28</td> <td>0.50 (0.72)</td> <td>0.90 (1.20)</td> <td>1.40</td> </tr> </tbody> </table> スペクトルの最大値 = η <sup>2</sup> × α <sub>max</sub> η <sup>2</sup> ：減衰性による係数 (1.0~0.55)	地震影響	6度	7度	8度	9度	多遇地震	0.04	0.08 (0.12)	0.16 (0.24)	0.32	設防地震	0.12	0.22 (0.32)	0.42 (0.60)	0.80	稀遇地震	0.28	0.50 (0.72)	0.90 (1.20)	1.40
地震影響	6度	7度	8度	9度																				
多遇地震	0.04	0.08 (0.12)	0.16 (0.24)	0.32																				
設防地震	0.12	0.22 (0.32)	0.42 (0.60)	0.80																				
稀遇地震	0.28	0.50 (0.72)	0.90 (1.20)	1.40																				

国	日本	米国	欧州	中国																																																																																																																																																									
	<p>Qum: 必要保有水平耐力            Qud: 保有水平耐力            Ds: 靱性の指標: 0.25~0.55            Fs: 剛性率による係数: 1.0~2.0            Fe: 偏心率による係数: 1.0~1.5            Ci: i層の地震層せん断力係数            Wi: i層より上部の建物重量            Z: 地域係数: 0.7~1.0            Ri: 振動特性係数: T&lt;Tc 1.0            Ai: 地震力の高さ方向の分布形状係数: 1階で1.0            Co: 標準せん断力係数 1次設計時 0.2            2次設計時 1.0</p>	<p>V: ベースシェア            Cs: 地震応答係数            SDs: 設計加速度応答スペクトル係数            R: 応答修正係数 1.5-8.0            I: 用途 (I~IV) による重要度係数 1.0-1.5            MCE: Maximum Considerable Earthquake            50年超過確率2%の加速度応答スペクトル値 (減衰5%)            Ss: MCE (0.2秒) の値 0-3.0 G            S1: MCE (1.0秒) の値 0-1.0 G            Fa: 地盤係数 (0.2秒) 0.8-2.5            Fv: 地盤係数 (1.0秒) 0.8-3.5</p>	<p>ag: 基本加速度 (地表面) 0.0-0.4G            s: 地盤種別による増幅係数 1.0~1.8            スペクトルの基本応答倍率 水平 2.5 鉛直 3.0            η: 減衰補正係数 (粘性減衰5%に対して基準値η=1)            q: 挙動係数 1.5~4.0以上            基本加速度値 ag は国ごとに独自に設定 (National Annex)</p>	<p>時程分析所用地震加速度時程的最大値 (cm/m<sup>2</sup>)            (時刻歴応答解析を行う時の地表面加速度)</p> <table border="1"> <tr> <td>地震影響</td> <td>6度</td> <td>7度</td> <td>8度</td> <td>9度</td> </tr> <tr> <td>多遇地震</td> <td>18</td> <td>35 (55)</td> <td>70(110)</td> <td>140</td> </tr> <tr> <td>設防地震</td> <td>50</td> <td>100 (150)</td> <td>200 (300)</td> <td>400</td> </tr> <tr> <td>稀遇地震</td> <td>120</td> <td>220 (310)</td> <td>400 (510)</td> <td>620</td> </tr> </table>	地震影響	6度	7度	8度	9度	多遇地震	18	35 (55)	70(110)	140	設防地震	50	100 (150)	200 (300)	400	稀遇地震	120	220 (310)	400 (510)	620																																																																																																																																					
地震影響	6度	7度	8度	9度																																																																																																																																																									
多遇地震	18	35 (55)	70(110)	140																																																																																																																																																									
設防地震	50	100 (150)	200 (300)	400																																																																																																																																																									
稀遇地震	120	220 (310)	400 (510)	620																																																																																																																																																									
弾性標準加速度スペクトル	<p>図5.5-3 振動特性係数 <math>R_e</math></p>	<p>FIGURE 1615.1.4 DESIGN RESPONSE SPECTRUM</p>	<p>Figure 3.1: Shape of the elastic response spectrum</p>	<p>图 5.1.5 地震影响系数曲线</p>																																																																																																																																																									
地盤条件	<p>地盤種別: 第1種地盤~第3種地盤            Rtの形状を地盤種別に応じて規定</p>	<p>地盤種別: Site Class として地盤の種別により6種類(A~F)に分類</p> <p>地盤係数 Fa (0.2秒)</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">SITE CLASS</th> <th colspan="5">短周期部加速度</th> </tr> <tr> <th>Ss &lt;0.1</th> <th>0.21</th> <th>0.3</th> <th>0.4</th> <th>0.5</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>A</td> <td>0.8</td> <td>0.8</td> <td>0.8</td> <td>0.8</td> <td>0.8</td> </tr> <tr> <td>B</td> <td>1.0</td> <td>1.0</td> <td>1.0</td> <td>1.0</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td>C</td> <td>1.2</td> <td>1.2</td> <td>1.1</td> <td>1.0</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td>D</td> <td>1.6</td> <td>1.4</td> <td>1.2</td> <td>1.1</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td>E</td> <td>2.5</td> <td>1.7</td> <td>1.2</td> <td>0.9</td> <td>0.9</td> </tr> <tr> <td>F</td> <td>*</td> <td>*</td> <td>*</td> <td>*</td> <td>*</td> </tr> </tbody> </table> <p>(*: 個別の地盤調査と動的地盤応答解析により決定する)</p> <p>地盤係数 Fv (1.0秒)</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">SITE CLASS</th> <th colspan="5">短周期部加速度</th> </tr> <tr> <th>Ss &lt;0.1</th> <th>0.21</th> <th>0.3</th> <th>0.4</th> <th>0.5</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>A</td> <td>0.8</td> <td>0.8</td> <td>0.8</td> <td>0.8</td> <td>0.8</td> </tr> <tr> <td>B</td> <td>1.0</td> <td>1.0</td> <td>1.0</td> <td>1.0</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td>C</td> <td>1.7</td> <td>1.6</td> <td>1.5</td> <td>1.4</td> <td>1.3</td> </tr> <tr> <td>D</td> <td>2.4</td> <td>2.0</td> <td>1.8</td> <td>1.6</td> <td>1.5</td> </tr> <tr> <td>E</td> <td>3.5</td> <td>3.2</td> <td>2.8</td> <td>2.4</td> <td>2.4</td> </tr> <tr> <td>F</td> <td>*</td> <td>*</td> <td>*</td> <td>*</td> <td>*</td> </tr> </tbody> </table> <p>(*: 個別の地盤調査と動的地盤応答解析により決定する)</p>	SITE CLASS	短周期部加速度					Ss <0.1	0.21	0.3	0.4	0.5	A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0	D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9	F	*	*	*	*	*	SITE CLASS	短周期部加速度					Ss <0.1	0.21	0.3	0.4	0.5	A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3	D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5	E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4	F	*	*	*	*	*	<p>地盤種別: 地盤のせん断波速度、N値、非排水せん断強さ Cu、及び各地層の厚さに応じて7種類に分類 (A~Eの5段階、及び地盤の悪い S1, S2)</p> <p>設計用弾性応答スペクトルの形状を地盤種別に応じて規定 (マグニチュード 5.5以上の地震の場合)</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>地盤タイプ</th> <th>S (S)</th> <th>TB (S)</th> <th>TC (S)</th> <th>TD (S)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>A</td> <td>1.0</td> <td>0.05</td> <td>0.25</td> <td>1.2</td> </tr> <tr> <td>B</td> <td>1.35</td> <td>0.05</td> <td>0.25</td> <td>1.2</td> </tr> <tr> <td>C</td> <td>1.5</td> <td>0.10</td> <td>0.25</td> <td>1.2</td> </tr> <tr> <td>D</td> <td>1.8</td> <td>0.10</td> <td>0.30</td> <td>1.2</td> </tr> <tr> <td>E</td> <td>1.6</td> <td>0.05</td> <td>0.25</td> <td>1.2</td> </tr> </tbody> </table>	地盤タイプ	S (S)	TB (S)	TC (S)	TD (S)	A	1.0	0.05	0.25	1.2	B	1.35	0.05	0.25	1.2	C	1.5	0.10	0.25	1.2	D	1.8	0.10	0.30	1.2	E	1.6	0.05	0.25	1.2	<p>地盤種別: 地盤のせん断波速度、及び各地層の厚さに応じて5種類 (場地類別 I 0, I 1, II, III, IV) に分類</p> <p>地盤種別に応じてスペクトルの特征周期(S)を規定</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">設計地震分組</th> <th colspan="5">場地類別</th> </tr> <tr> <th>I 0</th> <th>I 1</th> <th>II</th> <th>III</th> <th>IV</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>第1組</td> <td>0.20</td> <td>0.25</td> <td>0.35</td> <td>0.45</td> <td>0.65</td> </tr> <tr> <td>第2組</td> <td>0.25</td> <td>0.30</td> <td>0.40</td> <td>0.55</td> <td>0.75</td> </tr> <tr> <td>第3組</td> <td>0.30</td> <td>0.35</td> <td>0.45</td> <td>0.65</td> <td>0.90</td> </tr> </tbody> </table>	設計地震分組	場地類別					I 0	I 1	II	III	IV	第1組	0.20	0.25	0.35	0.45	0.65	第2組	0.25	0.30	0.40	0.55	0.75	第3組	0.30	0.35	0.45	0.65	0.90
SITE CLASS	短周期部加速度																																																																																																																																																												
	Ss <0.1	0.21	0.3	0.4	0.5																																																																																																																																																								
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8																																																																																																																																																								
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0																																																																																																																																																								
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0																																																																																																																																																								
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0																																																																																																																																																								
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9																																																																																																																																																								
F	*	*	*	*	*																																																																																																																																																								
SITE CLASS	短周期部加速度																																																																																																																																																												
	Ss <0.1	0.21	0.3	0.4	0.5																																																																																																																																																								
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8																																																																																																																																																								
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0																																																																																																																																																								
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3																																																																																																																																																								
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5																																																																																																																																																								
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4																																																																																																																																																								
F	*	*	*	*	*																																																																																																																																																								
地盤タイプ	S (S)	TB (S)	TC (S)	TD (S)																																																																																																																																																									
A	1.0	0.05	0.25	1.2																																																																																																																																																									
B	1.35	0.05	0.25	1.2																																																																																																																																																									
C	1.5	0.10	0.25	1.2																																																																																																																																																									
D	1.8	0.10	0.30	1.2																																																																																																																																																									
E	1.6	0.05	0.25	1.2																																																																																																																																																									
設計地震分組	場地類別																																																																																																																																																												
	I 0	I 1	II	III	IV																																																																																																																																																								
第1組	0.20	0.25	0.35	0.45	0.65																																																																																																																																																								
第2組	0.25	0.30	0.40	0.55	0.75																																																																																																																																																								
第3組	0.30	0.35	0.45	0.65	0.90																																																																																																																																																								

国	日本	米国	欧州	中国
地域係数	Z: 地域係数: 0.7~1.0	MCE を 0.0~3.0G の間で 19 段階に細かく規定	各国ごとに地域により異なる地表面加速度を 4~6 段階程度で規定 $\alpha = 0.04 \sim 0.36G$	地域ごとに定められた列度 (1~9) に応じて設計用の入力加速度と弾性加速度応答スペクトルを規定  列度 6 以上の地域では耐震設計を義務付け
重要度係数	なし	建物の Occupancy category: 用途分類 (I~IV) に応じて 4 段階で規定 I: Importance Factor: 重要度係数 1.0~1.5	建物の重要度区分 (I~IV の 4 段階) に応じて重要度係数 $\gamma$ を規定 $\gamma$ : Importance Factor $\gamma$ の値は各国ごとに別途で規定 推奨値 0.8-1.4	特殊建築物 (甲類)、重点建築物 (乙類)、標準建築物 (丙類)、適度建築物 (丁類) の 4 段階に分類 「建築工程抗震設防分類標準 (GB50223)」にて規定
靱性による地震力低減係数	Ds: 靱性の指標: S 造: 0.25~0.45 RC 造: 0.3~0.55 1/Ds: 1.8~4  鉄骨であれば部材の幅厚比、コンクリート部材では鉄筋比、軸力比などに応じて規定	構造システムに応じた応答修正係数 $R_w$ で規定 $R_w = 1.5 \sim 8.0$	構造体の塑性変形能力を考慮して設定する係数 靱性クラスを Low、Medium、High の 3 段階に分類  q: 挙動係数 Low: 1.5~2.0 Medium: 4、 High: $4 \cdot (\alpha_u / \alpha_1)$ ( $\alpha_u / \alpha_1$ ): メカニズム時と、どれか一つの部材が最初に塑性化したときの耐力比	多遇地震時の内力検定において、材料ごとの強度設計値 (応力度) を承载力抗震調整係数にて調整 (地震力を考慮した荷重組合せにおける荷重係数: 固定荷重 1.2、地震荷重 1.3) を打ち消す消す役割と考えられる)  $S \leq R / \gamma_{re}$ $\gamma_{re}$ : 承载力抗震調整係数 (抗震設計のみに適用) 鋼材 = 0.75~0.80 RC = 0.75~0.85 組積 = 0.9~1.0
鉛直地震動の考慮	キャンチで 2m 以上出ている、大スパンの場合など特別の場合のみ考慮	鉛直地震動も考慮 $E_v = 0.2 \cdot SDS \cdot D$	鉛直地震動が 0.25g より大きいときには、20m 以上の大スパン、5m 以上のキャンチ、免震等で考慮	列度 9 では考慮 列度 8-9 の場合のフラットラチス屋根、24m 以上のスパン、キャンチ梁、大スパンでは 0.1~0.25G を考慮
荷重組合せ	1 次設計時: 1.0DL+1.0LL+1.0EL (1 次) 2 次設計時: 長期応力は考慮せず保有水平耐力を算定  地震荷重は設計方向のみ考慮 鉛直荷重はキャンチ、大スパンなどでは 1G を考慮	(1.2+0.2·SDS)D+ $\rho$ ·QE+L+0.2S (0.9-0.2·SDS)D+ $\rho$ ·QE+1.6H  地震作用は設計方向 100%と直交方向の 30%を組み合わせとして考慮	$G_{k,j} \cdot \sup + G_{k,j} \cdot \inf + \gamma_1 \cdot AEK + \psi_2 \cdot Q_{k,i}$  地震作用は設計方向 100%と直交方向の 30%を組み合わせとして考慮 $E_{ed,x} + 0.3E_{ed,y} \quad 0.3E_{ed,x} + E_{ed,y}$	$S = \gamma G \cdot SG + \gamma E_h \cdot SE_h + \gamma E_v \cdot SE_v + \phi \cdot \gamma_w \cdot Sw$  固定荷重: $\gamma_g = 1.2$ 地震荷重は設計方向のみ考慮 一般的には $\gamma E_h: 1.3 \quad \gamma E_v: 0.0$ 鉛直地震を考慮するときは $\gamma E_h: 1.3 \quad \gamma E_v: 0.5$
液状化の考慮	設計で液状化を考慮 一次設計時 150gal 二次設計時 350gal	Seismic Design Category D~F の場合、液状化の影響を考慮する必要。	地盤種別が A~E の時に設計用スペクトルを規定。その他に特別な地盤として S1、S2 を規定しており、特に S2 は液状化を生じる地盤であり、地震力の算定には特別検討を求めている。	液状化は GL-20m 以浅の飽和砂土、飽和粉土で列度 7 度以上で考慮。詳細な規定あり。
地盤の増幅、減衰の考慮  地形による増幅	Rt の形状を地盤種別に応じて規定 周期の短い部分では一律の値を規定。地盤周期の長い部分では、地盤の種別に応じて増幅率を規定 (限界耐力計算法においては敷地ごとに増幅を規定)	設計用弾性応答スペクトルの形状を地盤種別に応じて地盤係数 $F_a$ 、 $F_v$ にて拡大 $F_a$ : 地盤係数 (0.2 秒) 0.8-2.5 $F_v$ : 地盤係数 (1.0 秒) 0.8-3.5	設計用弾性応答スペクトルの形状を地盤種別に応じて規定  重要な建物に関しては、地形による増幅も考慮	設計用弾性応答スペクトルの最大値は変えず、特性周期を上地盤種別に応じて規定 減衰調整係数により地震力を増減: 2%~18%: 1.27~0.55  地形による増幅も考慮: 1.1~1.6
建物と地盤の相互作用の考慮	保有耐力計算法では規定なし (限界耐力計算法においては、相互作用による低減を規定)	IBC-1619 建物と地盤の相互作用  建物と地盤の相互作用を考慮して地震力の低減が可能 $V' = V - \Delta V$	特に規定なし	列度 8-9 の地域では、建物と地盤の相互作用を考慮して地震力の低減が可能 相互作用による周期の伸びを規定 $\psi = \{T1 / (T1 + \Delta T)\}^{0.9}$
剛性の分布の考慮	Fs: 剛性率による係数: 1.0~2.0	Seismic Design Category が D~F の場合、過度な鉛直方向の剛性分布のかたよりを禁止	高さ方向の規則性 (剛性分布、重量分布、セットバック等) を検討。規則的と判断できない場合には、地震力の算定にはモーダルアナリシスを適用し、q: 挙動係数の制限もある。	縦方向の規則性を規定: 剛性の不規則、構造の不連続、耐力の急変。 当該の場合には、設計において別途配慮すべき規定あり。
偏心の考慮	Fe: 偏心率による係数: 1.0~1.5	Seismic Design Category が D~F の場合、過度な平面内での偏心を禁止  平面的に 5%の偏心を最低限考慮	平面の規則性 (偏心率、平面形等) を検討。規則的と判断できない場合には、地震力の算定にはモーダルアナリシスを適用し、q: 挙動係数の制限もある。  偏心の効果を厳密に計算するか、又は下記の簡易式で考慮 $\delta = 1 + 0.6 \cdot (x / L_e)$ 平面的に 5%の偏心を偶発的捻りとして考慮 $e_{ai} = 0.05 \cdot l_i$	平面的な規則性を規定: 偏心による捻じれ、平面の凹凸、床構造の不連続性。 当てはまる場合には、設計において別途配慮規定あり。



国	日本	米国	欧州	中国
地震力の高さ方向の分布	$A_i$ : 地震力の高さ方向の分布形状係数	$F_x$ : 各層の水平地震力 $F_x = C_{vx} \cdot V$ $C_{vx}$ : 鉛直方向の地震力分布係数 $C_{vx} = (w_x \cdot h_x) / \sum (w_i / h_i)$  モーダルアナリシスにより地震力を設定してもよい。ただし等価地震力の80%以上とする。	$F_i$ : 各層の水平地震力 $F_b$ : ベースシャアー  $F_i = F_b \cdot (Z_i \cdot m_i) / (\sum Z_j \cdot m_j)$	$F_{ek} = \alpha_1 \cdot G_{eq}$  $F_i = G_i H_i / (\sum G_j H_j) \times F_{ek} (1 - \delta_n)$  モーダルアナリシスによる地震力設定法も規定。SRSS 法またはCQC法で組合せ。
材料強度	コンクリート : Fc21~Fc60 (通常の場合)  鋼材 : SS400、SM4490、SN490 $F_y = 235 \sim 325$ N/mm <sup>2</sup>	コンクリート : F25~Fc60 (通常の場合)  鋼材 : A36 $F_y = 325$ N/mm <sup>2</sup>		コンクリート : C30~C60 (列度9)、~C70 (列度8) 鉄筋 : HPB300、HRB335、HRB400、HRB500  鋼材 : Q235、Q345 $F_y = 235 \sim 345$ N/mm <sup>2</sup>
耐震設計時の材料強度	一次設計 : コンクリート $2/3 F_c$ 鉄骨 $F_y$ 二次設計 : コンクリート $F_c$ 鉄骨 $1.1 F_y$	コンクリート $0.85 F_c$ 鉄骨 $F_y$	コンクリート設計強度 $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ $f_{ck}$ : シリンダー強度 $\gamma_c = 1.2$ : 耐震 (Accidental Action) $\gamma_c = 1.5$ : 長期 (Persistent Action)  鉄筋設計強度 $f_y = f_{yk} / \gamma_s$ $f_{yk}$ : 規定降伏強度 $\gamma_s = 1.0$ : 耐震 (Accidental Action) $\gamma_s = 1.15$ : 長期 (Persistent Action)	コンクリート強度標準値 $f_{ck} = 0.88 \times \alpha_1 \times \alpha_2 \times f_{cu, k}$ $f_{cu, k} = C$ 値 $\alpha_1 = 0.76$ (C40以下の場合) ~ $0.82$ (C80の場合) (Cは15x15x15の立方体強度なので、シリンダー強度との換算係数0.76を考慮) $\alpha_2 = 1.0$ (C40以下の場合) ~ $0.87$ (C80の場合) コンクリート強度設計値 $f_c = 0.71 \times f_{ck}$  鉄筋強度設計値 $f_y = 0.9 \times f_{yk}$  鉄筋強度設計値 $f_y = 0.9 \times F$
部材の耐力低減	部材の耐力低減はなし 1.0	RC部材 : 曲げ 0.85 軸力+曲げ 0.7 せん断 0.6 (耐震部材) S部材 : 1.0	部材としての耐力低減は無し。上記設計強度(応力度)にて材料ごとに低減。	部材としての耐力低減は無し。強度(応力度)設計値にて材料ごとに低減。
層間変形の制限	1次設計時 : 1/200 (場合により1/120まで緩和) 2次設計時は保有耐力算定時の変形角を制限 RC構造 : 1/100 S構造 : 1/75 保有耐力時の変形は直接算定は不要。 (限界耐力設計法では算定)  超高層建物ではレベル1 : 1/200、レベル2 : 1/100	設計地震力に対する静的弾性解析の変形角 $\Delta$ を基に、大地震時の変形角制限 $\Delta_a$ を推定  $\Delta = (\delta_i \cdot C_d) / I < \Delta_a$  $\Delta$ : 設計層間変形角 $\Delta_a$ : 許容層間変形角 1/143~1/40 $\delta_i$ : 水平地震力時の弾性解析による層間変形量 $C_d$ : Deflection Amplification Factor: 変形増大係数 1.25~6.0 $I$ : 重要度係数 1.0~1.5	設計地震力に対する静的弾性解析の変形を基に、大地震時の変形を推定  $ds = qd \cdot de$  $ds$ : 設計用地震作用による変位 $de$ : 弾性解析による変位 $qd$ : 変位挙動係数 (特記なき場合はq) 1.5-4.0以上  $dr/h < 1 / (200 \sim 100) / \nu$  $dr/h$ : 層間変形角 $\nu$ : 重要度、財産保護による修正係数 0.4-0.5	多遇地震時には弾性変形の層間変形角を検定 (構造種別により 1/1000~1/250)  稀遇地震時には、弾塑性変形を考慮した層間変形角の検定を実施。 特別の条件内 (例 : ①列度7以上で保有耐力値と稀遇地震時の弾性応答値の比が0.5以下のRC造、②高さ150m以上の建物等) で実施。 弾性解析変形を1.3~2.2倍に割ります簡易法、または動的弾塑性応答解析) 弾塑性変形の増大係数 $\eta_p$ 層降伏強度係数 (構造種別により 1/120~1/30)
P- $\Delta$ 効果の考慮	考慮せず	Stability Coefficient $\theta > 0.1$ の場合、P- $\Delta$ 効果を部材力、変形の両方で考慮	弾塑性変形計算時には考慮	弾塑性変形計算時には考慮
靱性確保の規定	梁へのヒンジ形成による全体崩壊系とすることを推奨 柱ヒンジ、局部崩壊系もDsを割り増すことにより許容鉄骨の接合部は保有耐力接合を求める。 RC部材のせん断耐力には余裕度を設定。	地震力が大きい地域では、梁ヒンジとなるように梁/柱の耐力比を規定 Capacity Design  耐震上重要な部材(キー部材)、脆性部材、接合部の脆性部等の設計には、弾性解析による設計応力値を、メカニズム時の応力を想定して $\Omega_0$ により割りました応力により設計を行う。  $E_m h = \Omega_0 \cdot Q_E$ $\Omega_0$ : Over Strength Factor 1.25~3.0 (1.2+ 0.2 · SDS) D+ $\Omega_0 \cdot Q_E + L + 0.2S$ (0.9- 0.2 · SDS) D+ $\Omega_0 \cdot Q_E + 1.6H$	Overstrength factor = $\alpha_u / \alpha_1$ : メカニズム時と、どれか一つの部材が最初に塑性化したときの耐力比	列度に応じて、梁ヒンジとなるように梁/柱の耐力比を規定。  $\sum M_c > \eta_c \sum M_b$ $\eta_c = 1.1-1.4$  その他、柱最下層でも規定あり。 せん断設計においても割増あり。



国	日本	米国	欧州	中国
リダンダンシーの考慮	なし	リダンダンシーを考慮した係数 $\rho$ を導入 $E_h = \rho \cdot QE$ QE : 設計地震力 V (又は FP) により生じる部材応力 $\rho$ : Redundancy Factor 1.0~1.3	なし	なし
耐震性能レベルに応じた仕様規定	一般建物は全て仕様規定で一律に規定 超高層建物、限界耐力計算法によって設計された建物は仕様規定を免除	Seismic Design Category: 耐震設計分類 (A~F) A から F になるほど、高い耐震性が求められる。 ACI-318 では、地震危険度が高い地域、中程度の地域、低い地域の 3 つに大きく分類し、耐震設計仕様を別途規定 地震危険度が高い場合には、様々な耐震性確保のための仕様を規定 地震危険度が中程度の場合には、一部の耐震性確保のための仕様を適用。 地震危険度が低い場合には、通常の仕様	構造靱性区分: Ductility Class of Structure (DCL, DCM, DCH の 3 区分) により、鉄骨部材の幅厚比等の部材に求める仕様を区分する。	列度 6 以下では耐震計算は不要 構造タイプ、列度、建物高さにより。抗震等級 (1 級~4 級) が決定され、それぞれの耐震規定 (構造措置) が規定 列度 6 は関連する耐震構造措置 (仕様規定) を満たす必要がある。 列度 7 以上では耐震計算を行い、かつ関連する耐震構造措置を満たす必要がある
基礎	基礎は 1 次設計 (許容応力度設計) のみ義務付け	基礎は、弾性解析による設計応力値を、メカニズム時の応力を想定して $\Omega_0$ により割りました応力により設計を行う。 杭の設計応力は、地盤の地震時変形による応力と、建物上部の地震力により杭に生じる応力の両方を考慮する。	基礎設計に関しては、ユーロコード 7 2005 : 基礎基準を参照。 基礎要素への作用による効果は、余剰強度の可能性を考慮した靱性能設計に基づき算定する。	基礎設計に関しては、建築地基基礎設計規範 (GB50007) も参照。

