

**付録 2. QUICK INSPECTION MANUAL OF DAMAGED REINFORCED CONCRETE BUILDINGS DUE TO EARTHQUAKES**

**QUICK INSPECTION MANUAL  
FOR DAMAGED REINFORCED CONCRETE BUILDINGS  
DUE TO EARTHQUAKES**

**Based on the Disaster of  
1999 Kocaeli Earthquake in Turkey**

**Takashi Kaminosono**

National Institute of Land and Infrastructure Management,  
Ministry of Land, Infrastructure and Transport

**Fumitoshi Kumazawa**

Shibaura Institute of Technology

**Yoshiaki Nakano**

Institute of Industrial Science, the University of Tokyo

**March, 2002**

**National Institute of Land and  
Infrastructure Management**

**Ministry of Land, Infrastructure and Transport**

## TABLE OF CONTENTS

|   |       |    |
|---|-------|----|
| FORWARD   | ..... | 1  |
| ACKNOWLEDGEMENT                                   | ..... | 2  |
| 1. SCOPE AND OBJECTIVE                            | ..... | 3  |
| 2. RECONSTRUCTION STRATEGY                        | ..... | 4  |
| 3. INSTRUCTIONS                                   |       |    |
| 3.1 General                                       | ..... | 8  |
| 3.2 Quick Inspection Procedure                    | ..... | 12 |
| 4. DEFINITION OF DAMAGE RANK                      |       |    |
| 4.1 Damage Rank of Structural Members             | ..... | 15 |
| 4.2 Damage Rank of Nonstructural Walls            | ..... | 36 |
| APPENDIX-I  |       |    |
| EMERGENCY AND TEMPORARY RETROFIT EXAMPLES         |       |    |
| APPENDIX-II                                       |       |    |
| BACKGROUND OF CRITERIA FOR BUILDING DAMAGE RATING |       |    |

# QUICK INSPECTION OF DAMAGED REINFORCED CONCRETE BUILDINGS DUE TO EARTHQUAKES

## FORWARD

An earthquake of a magnitude of 7.4 (Ms, USGS) occurred at 3:01 local time on August 17, 1999, with an epicenter near the City of Izmit in the western part of Turkey (Kocaeli Earthquake). The epicenter was approximately 100 km east from Istanbul, and catastrophic damage was caused in several cities of the western Turkey including cities of Izmit, Adapazari, Istanbul etc. and immense damage of 40,000 fatalities and missings, 45,000 injured and 200,000 damaged buildings was reported.

Immediately following the earthquake, the Japanese Government dispatched an expert team on disaster relief. They surveyed the hardest-hit areas and recognized that damage inspection of buildings, especially of reinforced concrete residential buildings, was most urgently needed to prevent secondary disaster due to aftershocks and to estimate the number of temporary houses needed for displaced people. They also reported the conclusions above to the Turkish Government, and the Government decided to request technical cooperation to perform quick inspection of damaged buildings.

Following a request from the Turkish Government, the Japanese Government dispatched a second expert team to contribute to the prompt recovery from aftermath in the affected areas, focusing on the development of quick inspection procedure under the cooperation with Istanbul Technical University. Principally based on experiences in Japan, a quick inspection procedure applicable to buildings in Turkey was developed mainly by the following members through field surveys, several discussions and exchange of mutual knowledge.

Prof. H. Faruk Karadogan, Istanbul Technical University  
Prof. M. Hasan Boduroglu, Istanbul Technical University  
Dr. Pinar Ozdemir, Istanbul Technical University  
Mr. Takashi Kaminosono, National Institute of Land and Infrastructure Management,  
Ministry of Land, Infrastructure and Transport  
Prof. Fumitoshi Kumazawa, Shibaura Institute of Technology  
Prof. Yoshiaki Nakano, Institute of Industrial Science, the University of Tokyo

This report describes the basic concept, inspection sheet and application guidelines including damage definitions and their examples which may facilitate to perform quick inspections in the field.

## ACKNOWLEDGEMENT

We would deeply appreciate the diligent contribution of Ms. Pinar Teymur and Mr. Cuneyt Vatansever, graduate course students of Istanbul Technical University, for spending their precious time. They kindly joined damage survey and inspection trials of drafted inspection sheet, although on holiday, and provided a lot of valuable and fresh comments and suggestions without which we could not complete this report. We also extend out sincere appreciation to all who contributed to our activities in Turkey.

## 1. SCOPE AND OBJECTIVE

When an earthquake strikes a community and destructive damage to buildings occurs, as was found after the 1999 Kocaeli Earthquake, immediate damage inspections are needed to identify which buildings are safe and which are not to aftershocks following the main event. This is mainly because, as have been often experienced commonly in past earthquake disaster in the world, people fearing building collapse are unnecessarily displaced from buildings with just slight structural damage while heavily damaged buildings are continuously occupied. To identify buildings that can be entered and those that should be kept from entering or using to avoid secondary disaster due to aftershocks etc., it is significantly essential to perform quick inspections of damaged buildings at the earliest stage after the disaster. It should be also pointed out that the results of quick inspection can serve as basic information to estimate the number of temporary houses and refuge centers necessary for displaced people because such facilities are usually required, especially in the case of extensive damage to a community.

When earthquake disaster strikes a densely populated urban center, the number of buildings to be quickly inspected is enormous in general unless the damage is localized. Immediately after a damaging earthquake, local building departments are usually swamped and structural engineers within the stricken area may not be able to perform inspections due to damage to their houses, offices or even to themselves. It is therefore needed to seek additional manpower available or to extend the period of time for quick inspections. To complete the inspection within a certain short period, it is therefore inevitable to seek assistance from outside sources including volunteers other than structural engineers. As long as utilizing many individuals and covering many buildings in the inspections, simplified procedure but unified damage criteria is most essential so that two different individuals examining the same building should arrive at essentially the same conclusion regarding the structural safety and potential hazard category to aftershocks.

The main purpose of this report is to describe an example of quick inspection procedure which can be applied mainly to reinforced concrete apartment houses in Turkey, emphasizing on the technical aspects of the procedure. Although the procedure proposed herein was developed after several field surveys of typical building damage due to the 1999 Kocaeli Earthquake carried out in Avcular (Istanbul), Izmit, Adapazari, Duzce, it should be noticed that the procedure may need some revisions after its further field applications. It should be also pointed out that although not discussed in this report, organizing and managing the inspection work is essential for immediate and efficient inspections, and should be discussed and planned considering earthquake preparedness program in each country and/or community.

## 2. RECONSTRUCTION STRATEGY

To restore a damaged community as early as possible, well-prepared reconstruction strategy, which needs deep and wide discussions among engineers and governmental personnel prior to disaster, is most essential. Figure 2.1 shows an example of reconstruction strategy for earthquake damaged buildings, which is under discussion in Japan. As is shown in the figure, there may be several stages chronologically after the event in general. Although the detailed and practical flow should be determined after further discussions considering wide array of issues related to earthquake disaster planning and social system in each country, local authority and community, a quick inspection can be definitely the first action to be taken immediately after a major earthquake.

### 1) Stage 1: Emergency Stage

During the emergency stage immediately after a destructive earthquake, quick inspections of damaged buildings are urgently needed, which is the major objective of this report. As discussed earlier, this is aiming quickly to identify the damage level of a building according to the observed damage and to categorize the building into different potential hazard to aftershocks etc. Natural environment that should be taken into account in evaluating potential hazard of a building may include rainfall, snowfall etc. as well as aftershocks. Heavy or continuous rain may cause another landslide or ground failure where the soil condition is unstable due to the main shock, which may result in secondary damage to buildings. Increase in building weight due to snowfall is obviously disadvantageous to vertical- and lateral-load-carrying capacity of damaged buildings.

After quick inspection, each building is categorized into one of the following three classifications.

**UNSAFE:** Remarkable danger to aftershocks exists. Emergency retrofit to prevent sudden collapse is needed but entry and temporary use are not allowed.

**LIMITED ENTRY:** Damage to structural and/or nonstructural members is found. Temporary use is not allowed unless temporary retrofit to prevent damage progress, repair to remove life-threatening hazards and/or barricades around hazard striking area(s) are made. Entry only for emergency purpose is allowed at own risk.

**INSPECTED:** No or few apparent structural damage is found but no hazard is believed to be present, although some repairs may be needed. Original lateral resistance is not significantly degraded and temporary use or occupancy is allowed.

It is also favorable to post the final results on each building, perhaps with colored placards (UNSAFE : RED / LIMITED ENTRY : YELLOW / INSPECTED : GREEN) such that all occupants, users and the general public can be easily aware of the results.

Quick inspections are basically performed through visual examination from outside the building. It is however favorable to inspect inside if possible because interior inspection may lead to newly found damage. As described later, either interior inspection or at least interview to occupants/users is strongly recommended when the building is rated "INSPECTED".

It should be clearly stated that the quick inspection principally does not deal with assessment to determine whether or not the building need to be retrofitted for long-term use or demolished, to estimate the loss of private property, or to estimate the cost needed for the retrofit. For example, an “UNSAFE” building does not necessarily mean “demolish required” except for those obviously impossible to retrofit. After the 1995 Hyogo-ken Nambu Earthquake, misunderstanding of basic concept on quick inspections among inspectors, building owners and even local government officials caused confusion and trouble in some cities. It is therefore strongly desired to disseminate the basic idea for quick inspection activities.

In general, temporary retrofit to prevent damage progress and/or to remove life-threatening hazards for its temporary use (e.g. “LIMITED ENTRY” building), or emergency retrofit to prevent sudden collapse (e.g. “UNSAFE” building) may be needed. “INSPECTED” buildings may need some repairs for occupancy. Note that engineering judgement by well experienced structural engineers may be most practical in this emergency stage to determine the level and appropriate scheme for temporary and emergency retrofit needed, since detailed structural calculations for numerous damaged buildings can not be generally performed within a short period of time.

It should be strongly emphasized that buildings categorized into “INSPECTED (GREEN)” simply means that they are believed to have no hazards to aftershocks, which are generally less affective than the preceded main event, and does not necessarily ensure the structural safety for long-term use. In general cases, buildings designed and constructed according to the dated codes have seismic capacities less than required in the up-to-date engineering knowledge and current seismic design code, and may often need structural retrofit to provide enough seismic resistance against future major earthquakes.

## 2) Stage 2: Quasi-stable Stage

Since the quick inspections are performed within a restricted short period of time, the results may be inevitably coarse. Furthermore, it is not generally easy to identify the residual seismic capacities quantitatively from quick inspection. In the second quasi-stable stage following the emergency stage above, damage assessment should be more precisely and quantitatively performed, and then technically and economically sound solutions should be applied to damaged buildings, if retrofit is needed. For this end, the procedure proposed by the Ministry of Public Work can be a candidate for damage assessment, although it may need some modification to efficient application.

Necessary retrofit and possible schemes should be determined considering experienced earthquake intensity, residual seismic capacity etc. of damaged buildings. It should be noted that the retrofit level may be case-by-case practically depending on the disaster scale. It is of course favorable if a building can be upgraded to the level required in the current code and for long-term use. However, if the disaster is vastly distributed and hence the number of buildings to be redesigned and retrofitted is enormous, temporary retrofit for mid-term use may have to be applied. In this case, structural retrofit for long-term (or permanent) use is needed later as

discussed below.

### 3) Stage 3: Stable Stage

In the final stage, buildings should be retrofitted considering the long-term use. In some cases, seismic evaluation may have been already completed in the second stage. In such a case, results obtained above can be utilized to determine the necessary retrofit level. It is essential to point out that this procedure can be also applied to existing old buildings located in an area where a damaging earthquake has not stricken yet as well.

Stages 2 and 3 are significantly important for comprehensive earthquake preparedness measures, but a lot of discussions will be needed to finalize the procedure and criteria which can be shared throughout Turkey.

As can be found in the flow chart, it is recommended to perform stages 1 and 2 within “1 to 2 weeks” and “2 weeks to 3 months”, respectively, but it is highly dependent on the disaster scale. It may be informative that quick inspections could not be completed in Japan even 1 month after the 1995 Hyogo-ken Nambu (Kobe) Earthquake due to the huge scale damage, although quick inspectors system had been already established in several prefectures at the time of the quake. Considering the lessons learned from such evidence, nationwide quick inspectors system was developed to mutually cooperate in case of emergency.

Corrosion, low quality concrete, poorly detailed reinforcement etc. are often found in field surveys. It is, however, essential to point out that the damage evaluation described 1) and 2) above should be performed principally based on the *observed damage due to earthquakes*. For example, if a building with such problem(s) has minor damage, damage evaluation should be made primarily based on the fact that the structure resisted the ground shaking, and such problem(s) should be carefully taken into account while discussing the retrofit design and required seismic capacity for retrofit in subsequent stages. It is again emphasized that what is needed in a damaged community immediately after an earthquake is not seismic capacity evaluation but damage evaluation.

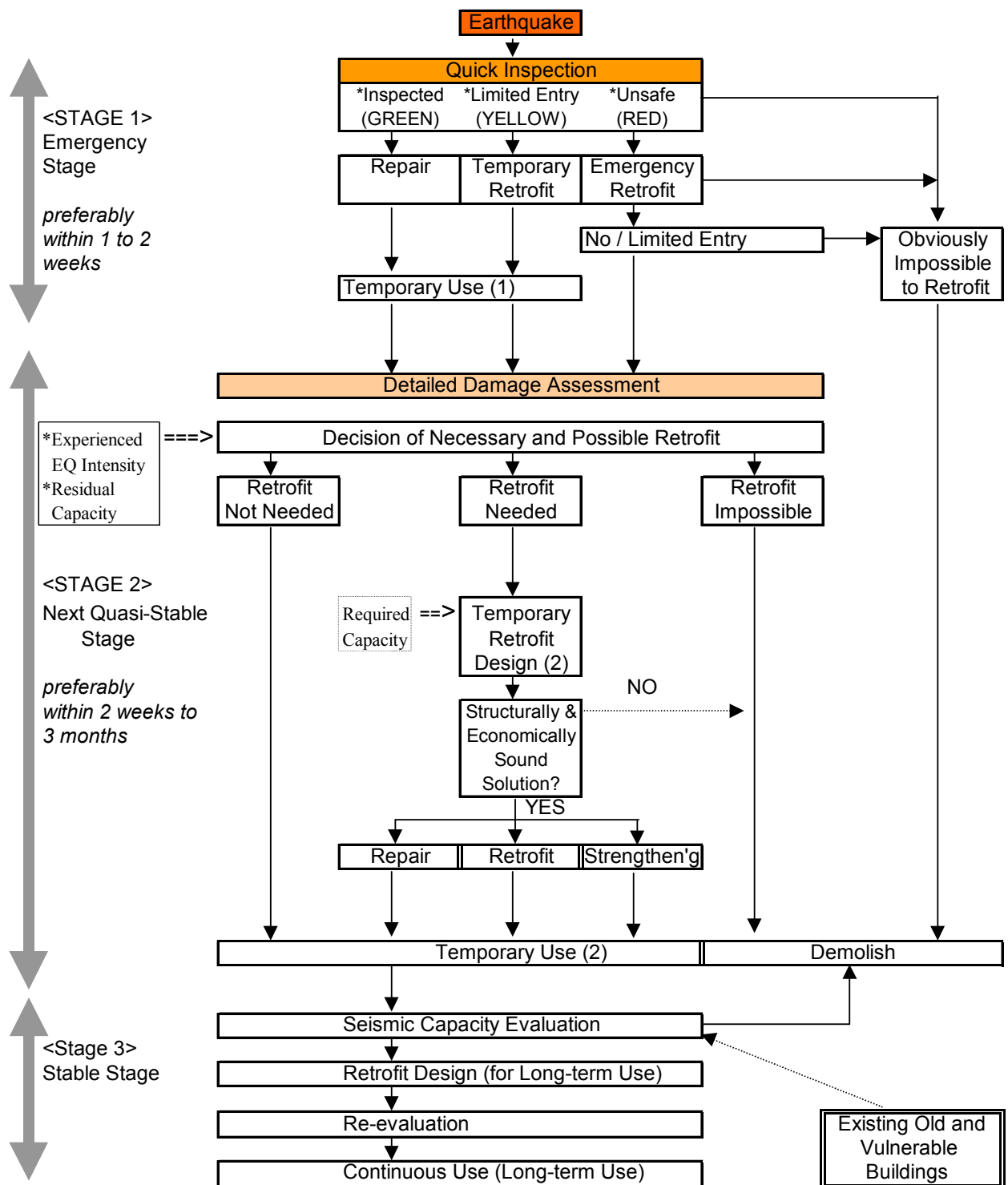


Figure 2.1: General Flow of Reconstruction Strategy

### 3. INSTRUCTIONS

An example of quick inspection sheet for reinforced concrete buildings appears on the next 3 pages. As described earlier, this inspection sheet mainly concerns the reinforced concrete apartment houses in Turkey. In the following sections, inspection procedures and general guidelines are provided.

#### 3.1 General

##### 1) Inspection Team:

Each inspection team should basically consist of two inspectors. This is mainly because of the following reasons:

- Mutual discussions often help obtaining reasonable damage evaluation, resulting in less variety of damage rating.
- Hazards which may strike an inspector during the building survey may be noticed by the other.

##### 2) Overall Damage to Building:

Inspection should be started by overall damage survey. This is perhaps the best indicator of the damage level experienced by the building. When the building is obviously unsafe, do not enter. It is also of significant importance from inspector's life-safety point of view to ensure exit ways or safe space in the case of aftershocks especially when interior inspections are made.

##### 3) Identification of Structural Members And Their Damage:

Damage to nonstructural members of course may cause hazards to occupants, users and the general public but the structural safety due to aftershocks, which is in general most highly related to life-safety, is significantly dependent on structural damage. Ordinarily people can not distinguish structural members from nonstructural members, and therefore they may not notice a sign of structural damage or may take observed damage more serious than needed. This is one of the major reasons why quick inspections by well-trained inspectors are needed.

##### 4) Falling and/or Overturning Hazards:

Damage to nonstructural members may often give life-threatening hazards to occupants, users, and the general public. It should be noted that the hazard may be given by objects likely to fall down or overturn and not by those already fallen down or overturned. It is therefore appropriate to rate a building "INSPECTED" if nonstructural members are damaged but no hazards present in both structural and nonstructural members. It is also practical to rate the building "INSPECTED" by removing falling hazards by inspectors themselves or asking users to remove hazardous objects when the damage is localized and hazards can be easily removed.

##### 5) Overall Rating:

The inspection procedure is designed to reach the final overall rating following a simple rule. The summarized results should be properly informed to users or occupants, and recommend them necessary actions such as evacuation, removal of falling hazards etc. It is also favorable to post the final results on each building, perhaps with colored placards (UNSAFE : RED / LIMITED ENTRY : YELLOW / INSPECTED : GREEN) such that all occupants, users and the general public can be easily aware of the results.

# QUICK INSPECTION OF DAMAGED BUILDINGS (REINFORCED CONCRETE STRUCTURES)

**STEP 0**

ID Code : \_\_\_\_\_ Number of Inspections : \_\_\_\_\_

Time and Date of Inspection : \_\_\_\_\_ : \_\_\_\_\_, 1999 / Mon. \_\_\_\_\_ / Day \_\_\_\_\_

Name of Inspector(s) (Affiliation / ID Number)

\_\_\_\_\_ ( \_\_\_\_\_ / \_\_\_\_\_ )  
\_\_\_\_\_ ( \_\_\_\_\_ / \_\_\_\_\_ )

## DESCRIPTION OF INSPECTED BUILDING

1. Address : \_\_\_\_\_

2. Contact Person: \_\_\_\_\_ TEL: \_\_\_\_\_

3. Building Use : 1. Apartment House, 2. Individual House, 3. Residence with Commercial Use,  
4. Office, 5. Others ( \_\_\_\_\_ )

4. Type of : [ ] Hollow Brick [ ] Solid Brick [ ] RC wall  
Partitioning Walls [ ] Other ( \_\_\_\_\_ )

5. Number of Stories: Basement \_\_\_\_\_ + Ground Story \_\_\_\_\_ + Upper Stories \_\_\_\_\_

**STEP 5**

## SUMMARY *(Complete the sheet on the following pages and then summarize results below.)*

### OVERALL RATING:

[ ] INSPECTED

Original lateral resistance is not significantly degraded, and temporary use or occupancy is allowed.

[ ] LIMITED ENTRY

Temporary use is not allowed unless retrofit to prevent damage progress, repair to remove life-threatening hazards and/or barricades around hazard striking area(s) are made. Detailed assessment may be needed.

[ ] UNSAFE

Emergency retrofit to prevent sudden collapse is needed, but entry and temporary use are not allowed. Detailed assessment needed.

### RECOMMENDATIONS:

[ ] Shoring / bracing / jacketing needed in the following area(s): \_\_\_\_\_

[ ] Removal of falling and/or overturning hazard(s) needed in the following area(s): \_\_\_\_\_

[ ] Barricade / off-limits needed in the following area(s): \_\_\_\_\_

[ ] Other(s) (area(s): \_\_\_\_\_): \_\_\_\_\_

### COMMENTS:

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

**INSPECTIONS**

**STEP 1 Inspection 1. General Inspection of Entire Building**

*If a building is obviously unsafe due to following damage, mark the corresponding reason(s), identify the building "UNSAFE" and check as such in SUMMARY on the first page. (Inspections 2 and 3 can be skipped.)*

|  |   |
|--|---|
| <input type="checkbox"/> Total or Partial Collapse                                     | <input type="checkbox"/> Extensive Damage to and/or Remarkable Offset of Superstructure from Foundation |
| <input type="checkbox"/> Remarkable Inclination of Entire Building or Individual Story | <input type="checkbox"/> Other(s)   |

**STEP 2 Inspection 2. Hazard from Damage to Adjacent Buildings, Surrounding Ground and Structural Members**

|  | A  | B   | C   |
|--|--|---|---|
| a. Hazard Resulting from Damage to Adjacent Buildings or Surrounding Ground Failure  | <input type="checkbox"/> No                | <input type="checkbox"/> Uncertain                              | <input type="checkbox"/> Yes                                |
| b. Settlement of Buildings due to Ground Failure   | <input type="checkbox"/> <0.2 m            | <input type="checkbox"/> 0.2-1.0m                               | <input type="checkbox"/> >1.0 m                             |
| c. Inclination of Buildings due to Differential Settlement   | <input type="checkbox"/> < 1/60 rad.       | <input type="checkbox"/> 1/60-1/30 rad.<br>(seemingly inclined) | <input type="checkbox"/> > 1/30 rad.<br>(easily noticeable) |
| d. Damage to Columns<br><b>1. Inspect the most seriously damaged story, sketch building and count damaged columns as indicated at the bottom of this page, and then fill up the following d-1 and d-2.</b><br><b>2. If no serious damage to a column but some to beams and/or beam-column joints is found above or below the column, take it into account of damage to the column.</b> |  |   |   |
| d-1. Ratio of Damage IV or V [(1)/(3)x100] _____ %   | <input type="checkbox"/> < 1/100<br>(1 %)  | <input type="checkbox"/> 1/100 - 1/10<br>(1 % - 10 %)           | <input type="checkbox"/> > 1/10<br>(10 %)                   |
| d-2. Ratio of Damage III [(2)/(3)x100] _____ %   | <input type="checkbox"/> < 1/8<br>(12.5 %) | <input type="checkbox"/> 1/8 - 1/4<br>(12.5% - 25%)             | <input type="checkbox"/> > 1/4<br>(25 %)                    |

|   |   |   |   |
|---|---|---|---|
| Structural Safety Judgement from a. to d. | <input type="checkbox"/> INSPECTED*<br>(only A) | <input type="checkbox"/> LIMITED ENTRY<br>(B ≥ 1 but C = 0) | <input type="checkbox"/> UNSAFE<br>(C ≥ 1 or B ≥ 2) |
|---|---|---|---|

**\* Either Interior Inspection or Interview needed as a general rule**

|   |   |
|---|---|
| <p><b>[ SKETCH : If a column shape is rectangular, sketch as such.]</b></p> | <p style="text-align: center;"><b>Inspected story : _____</b></p> <p>(1) Number of damage rank IV or V _____</p> <p>(2) Number of damage rank III _____</p> <p>(3) Number of inspected columns _____</p> <p>(4) Number of total columns _____</p> <p>(5) Inspected Ratio of columns<br/> <div style="text-align: right;">[ (3)/(4) x 100 ] _____ %</div> </p> <p><b>1. Sketch building configuration and column location of the</b></p> |
|---|---|

**STEP 3**

**inspected story in the left box.  
2. Find out columns with damage rank > III and indicate them.**

**Inspection 3. Falling and/or Overturning Hazards**

|   | A                                      | B   | C   |
|---|--|---|---|
| e. Framed Nonstructural Wall<br>[ ] Hollow Brick<br>[ ] Solid Brick<br>[ ] Concrete Block   | [ ] No or slight damage                | [ ] Cracks observed but no out-of-plane deformation         | [ ] Extensive cracks penetrated, offset from boundary members or out-of-plane deformation               |
| f. Unframed Nonstructural Wall<br>[ ] Hollow Brick<br>[ ] Solid Brick<br>[ ] Concrete Block | [ ] No damage                          | [ ] Slight damage   | [ ] Diagonal cracks observed  |
| g. Wooden Roof  | [ ] No damage<br>[ ] Unknown           | [ ] Some damage observed but no falling hazards present     | [ ] Noticeable inclination, deformation or separation from top story                                    |
| h. Stairways<br>[ ] Interior<br>[ ] Exterior  | [ ] No or slight damage<br>[ ] Unknown | [ ] Extensive cracks observed but stair rebars are anchored | [ ] Noticeable inclination / separation from connected members and rebar anchorage missing or uncertain |
| i. Window Frame and Windowpane  | [ ] No or slight damage                | [ ] Visible deformation and/or cracks                       | [ ] Likely to fall down   |
| j. Finishings<br>[ ] Plaster [ ] Mortar   | [ ] No damage                          | [ ] Partial crack or separation                             | [ ] Remarkable crack and/or separation  |
| k. Elevated Water Tank, Chimney, Signboard, Machinery etc.                                  | [ ] No inclination<br>[ ] Unknown      | [ ] Slight inclination                                      | [ ] Likely to fall down   |
| l. Other Hazard(s)<br>(_____)   | [ ] No damage                          | [ ] Damage observed   | [ ] Life-threatening  |

**STEP 4**

|  |                                     |                              |
|--|-------------------------------------|------------------------------|
| Nonstructural Safety Judgement from e. to l. | [ ] INSPECTED*<br>(Only A and/or B) | [ ] LIMITED ENTRY<br>(C > 1) |
|--|-------------------------------------|------------------------------|

*\* Either Interior Inspection or Interview needed as a general rule*

**SUB-SUMMARY on Inspections 2 and 3**

|                 |                   |                                       |
|-----------------|-------------------|---------------------------------------|
| Inspected Areas | [ ] Exterior only | [ ] Exterior & Interior(or Interview) |
|-----------------|-------------------|---------------------------------------|

**1. Check one in Inspections 2 and 3, and then choose the highest rating among them as the OVERALL RATING.**

|   | INSPECTED | LIMITED ENTRY | UNSAFE |
|---|-----------|---------------|--------|
| Inspection 2<br>(Structural Safety)   | [ ]       | [ ]           | [ ]    |
| Inspection 3<br>(Nonstructural Safety)  | [ ]       | [ ]           | ---    |
| <b>OVERALL RATING</b><br><i>Check the highest rating among Inspections above.</i> | [ ]*      | [ ]           | [ ]    |

*\* Either Interior Inspection or Interview is needed as a general rule.*

**2. Following the above results, fill up SUMMARY on the first page. If B or C Rank for falling and/or overturning hazards (questions e. through l.) exists, describe your recommendations and comments in SUMMARY on the first page.**

### 3.2 Quick Inspection Procedure

#### 3.2.1 STEP 0: General Information about Inspection and Building Inspected

- 1) Describe inspection date, inspectors' names, address etc. It is anticipated that the quick inspection proposed herein would be performed under the direction of the central or local government. Building ID should be coded or numbered in accordance with the government's direction.
- 2) Include clear information to identify the inspected building since re-inspection due to mistakes to correct, newly found damage, newly caused damage by aftershock, temporary retrofit or repair, or detailed damage assessment of the inspected building may be needed later.

#### 3.2.2 STEP 1: General Inspection of Entire Building (Inspection-1)

- 1) Survey the entire building damage from outside. Walk around the building if possible.
- 2) If the inspected building is obviously unsafe due to damage to the building itself, check corresponding reason(s), and identify the building "UNSAFE". Do not enter the obviously unsafe building.
- 3) If the building is obviously unsafe and rated "UNSAFE", skip the following inspections, return to the SUMMARY on the first page of the sheet, and check "UNSAFE".

#### 3.2.3 STEP 2: Hazard from Damage to Adjacent Buildings, Surrounding Ground and Structural Members (Inspection-2)

- 1) When some damage around or to the building is found, check as such in questions a. through c. Ordinarily noticeable inclination may be larger than 2 degrees (1/30 rad.) and rank C would be appropriate, while unnoticeable inclination may be smaller than 1 degree (1/60 rad.) and rank A would be appropriate. If the building is seemingly inclined but the degree is uncertain, inclination measurement is recommended. Inclination can be easily noticed with a pendant-type measurement as shown below.



note: If the string is adjusted 60 cm long, inclination can be easily measured by the distance from the column surface to the string. (e.g. 1 cm : 1/60 rad. and 2 cm : 1/30 rad. )

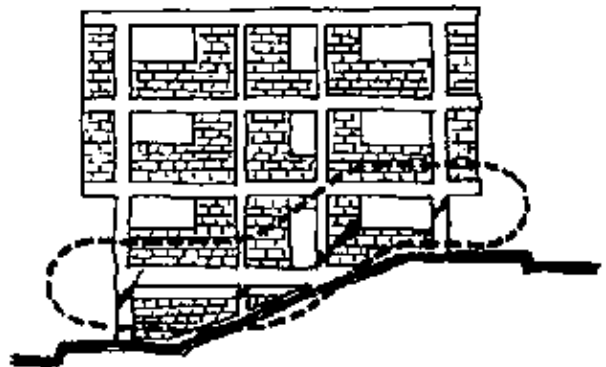
- 2) Identify the most seriously damaged story and inspect column damage in the story. Note that it is essential to identify structural and nonstructural members to assess structural safety. Column surface is often flush with nonstructural (ordinarily brick) walls but vertically or horizontally continuous cracks can be a sign of border between structural and nonstructural members.



Cracks along interface between structural members (column and beam) and nonstructural wall are clearly observed.

- 3) Sketch the building configuration and column location of the inspected story, find out columns with damage rank  $\geq$  III and then identify them on the sketch. If no serious damage to a column but some to beams and/or beam-column joints is found above or below the column, take it into account assuming them as damage to the column. Definitions of damage rank and examples will appear in Chapter 4. Note that this inspection sheet is designed to rate the building damage based on damage III, IV, and V, it is significantly time-saving only to identify columns with damage rank  $\geq$  III.

- 4) It is often found that a building is located on the slope and damage to columns in two adjacent stories is observed. In such a case, it may be a solution to allow for both stories and to take heavier damage into account as shown below.



- 5) Count the number of columns having damage rank III, IV, or V as indicated on the right-hand side of the sketch area and calculate the damage ratio as indicated in questions d-1 and d-2.
- 6) Judge the structural safety as defined in the sheet. It should be noted that interior inspection may lead to newly found damage, and either interior inspections or interview to occupants/users is strongly recommended if the building is rated “INSPECTED”.

### 3.2.4 STEP 3: Falling and/or Overturning Hazards (Inspection-3)

- 1) Check the falling and/or overturning hazards to occupants, users and the general public. Note that inspections should be made on objects *likely to fall down or overturn*, neither on *fallen down nor overturned* objects.
- 2) Judge the nonstructural safety as defined in the sheet. Hazards to the general public as well as building users and occupants should be carefully considered. It should be noted again that interior inspection may lead to newly found damage, and either interior inspections or interview to occupants/users is strongly recommended if the building is rated “INSPECTED”.

### 3.2.5 STEP 4: Sub-summary on Inspections 2 and 3

- 1) Indicate the inspected area. As described above, either interior inspection or interview to occupants/users is strongly recommended if the building is rated “INSPECTED”.
- 2) Check one in Inspections 2 and 3, and then choose the highest rating among them as the OVERALL RATING.

### 3.2.6 STEP 5: Summary of Inspections

- 1) Following the above results, fill up SUMMARY on the first page of the sheet and categorize the building into one of the following three classifications.

UNSAFE: Remarkable danger to aftershocks exists. Emergency retrofit to prevent sudden collapse is needed but entry and temporary use are not allowed.

LIMITED ENTRY: Damage to structural and/or nonstructural members is found. Temporary use is not allowed unless temporary retrofit to prevent damage progress, repair to remove life-threatening hazards and/or barricades around hazard striking area(s) are made. Entry only for emergency purpose is allowed at own risk.

INSPECTED: No or few apparent structural damage is found but no hazard is believed to be present, although some repairs may be needed. Original lateral resistance is not significantly degraded and temporary use or occupancy is allowed.

- 2) If B or C rank for falling and/or overturning hazards exists in questions e. through l., describe the inspector’s recommendations and comments in SUMMARY. It is also informative for future detailed investigations to provide comments on corrosion of re-bars, material deterioration etc. if they are found.
- 3) Inform the final results to building users and/or occupants, preferably to post them on each building with colored placards (UNSAFE : RED / LIMITED ENTRY : YELLOW / INSPECTED : GREEN) such that all occupants, users and the general public can be easily aware of the results. Note that the results above do not mean the safety for long-term use. For example, old buildings may need structural retrofit, even if they are posted “GREEN”, because their seismic capacities are ordinarily less than required in the up-to-date code.

## 4. DEFINITIONS OF DAMAGE RANK

### 4.1 Damage Rank of Structural Members

#### 4.1.1 General Definition of Damage Rank and Damage State of Structural Members

Damaged structural members are divided into five damage levels; damage rank 0 to V. Definition of the damage rank is as follows. In the inspection of damaged building procedure, it is important that the damaged structural members should be provided into three categories, such as 1) Rank II and under, 2) Rank III, and 3) Rank IV and over.

Rank 0: No Damage

Rank I: Slight Damage

Visible narrow shear cracks on surface of concrete  
(Average crack width is less than 0.2 mm)

Rank II: Light Damage

Visible clear shear cracks on surface of concrete  
(Average crack width is around 0.2~1.0 mm)

Rank III: Medium Damage

Wide cracks (Average crack width is around 1.0~2.0 mm)

Local crush of cover concrete and small exposure of reinforcing bars may be observed.

Rank IV: Heavy Damage

Big cracks (Average crack width is more than 2.0 mm)

Massive Spalling of cover concrete and extensive exposure of reinforcing bars are observed.

But buckling of the reinforcing bars is not observed.

Rank V: Collapse

Buckling and/or breaking of reinforcing bars

Crush of core concrete

Visible settlement and/or inclination of floor

Order of the width of cracks in this definition is as follows, Visibly narrow crack < Visibly clear crack < Wide crack < Big crack.

The values of crack width in the damage definition are not strict values, the values are reference values.

If flexural cracks (Fig.4.1.1.1) are visibly narrow and visibly clear, the cracks are negligible in the damage rank evaluation.

If the spalling of cover concrete at the corner of structural member cross section is small, the exposure length of reinforcing bars is less than 20cm, the defect is negligible in the damage rank evaluation. (Fig.4.1.1.2)

If the length of longitudinal cracks along the structural member is less than 20cm, the cracks are negligible in the damage rank evaluation. (Fig.4.1.1.2)

The structural members are usually covered by mortar and/or finishings. If the damages of structural members are not visible because of mortar and/or finishings, take away the mortar and/or finishings and observe the damage, or evaluate the damage rank by the damage of the mortar and /or finishings

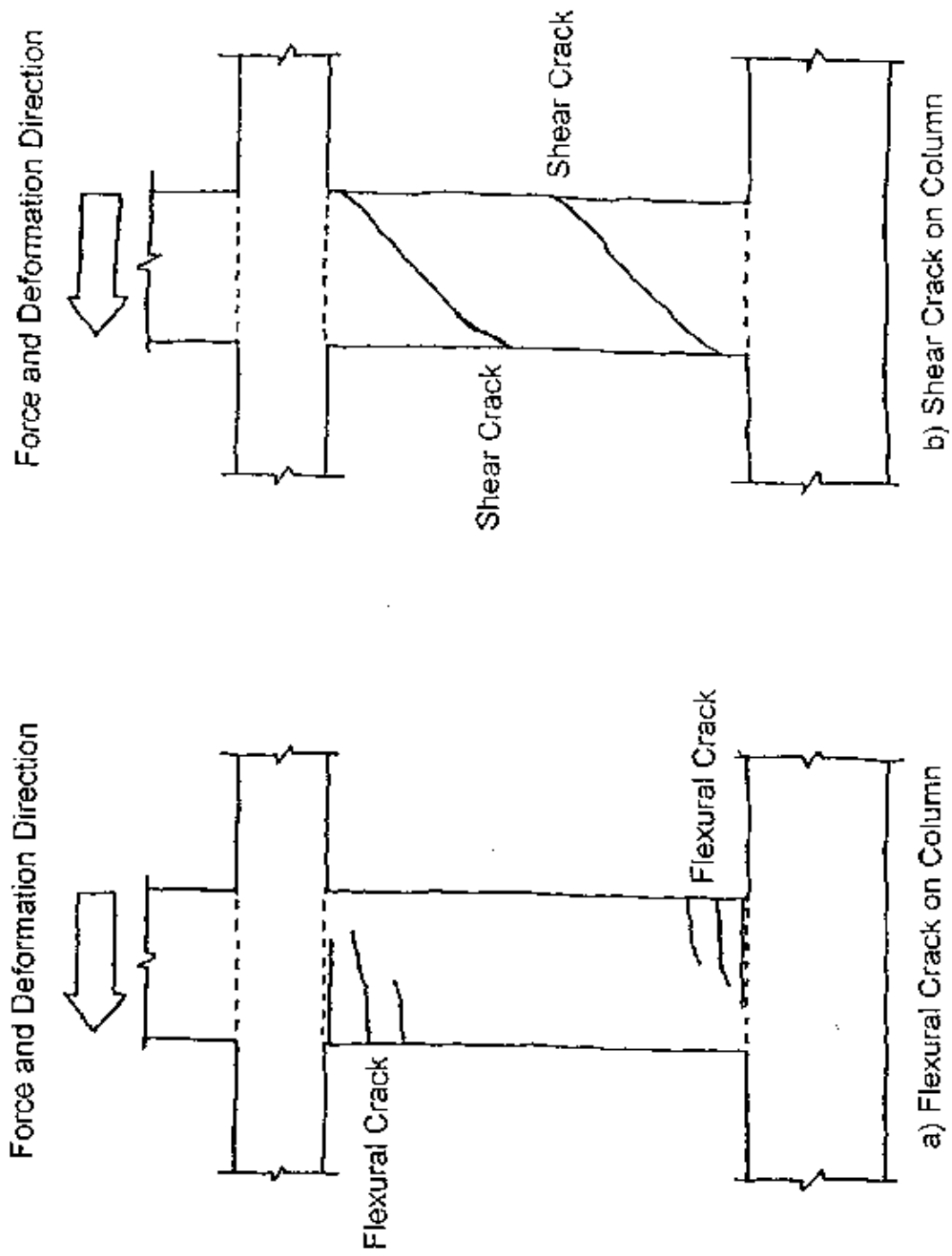


Fig 4 1 1.1 Typical Flexural Crack and Shear Crack observed on Columns

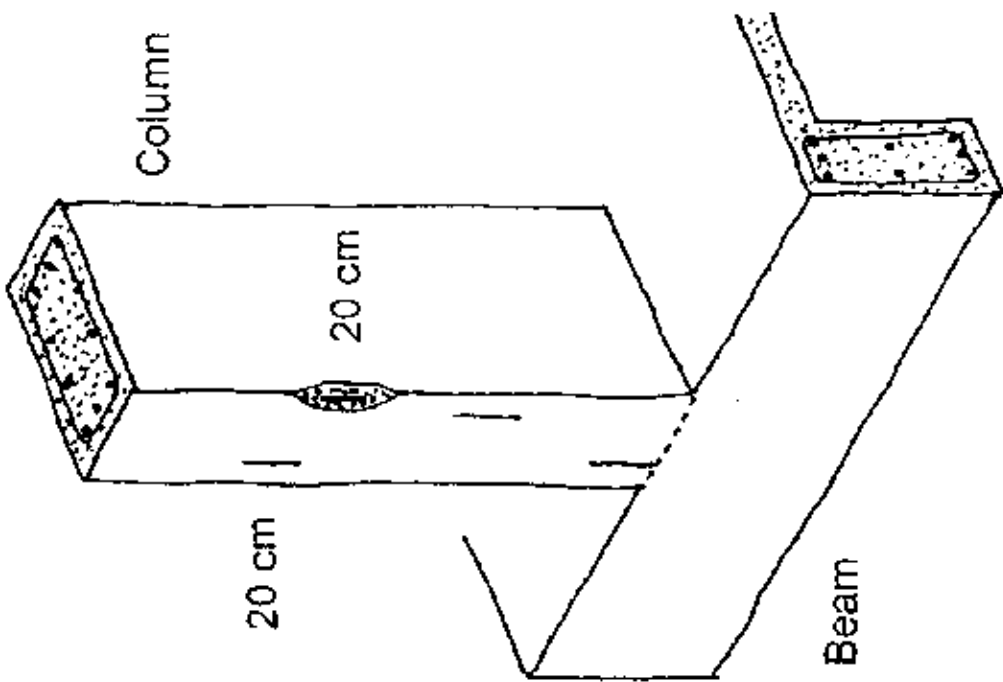


Fig.4.1.1.2 Negligible Cracks and Spalling of Concrete in Damage Rank Evaluation

#### 4.1.2 Detailed Definition of Damage Rank

| Damage Rank        | Column (Fig.4.1.2.1)<br>Column width > 40cm  | Column (Fig.4.1.2.2)<br>Column width < 40cm   | Beam-Column Joint<br>(Fig.4.1.2.3)   | Beam<br>(Fig.4.1.2.4)   |
|--------------------|--|---|--|---|
| Rank I<br>Slight   | Visibly narrow shear cracks<br>(Crack width<0.2mm)   | No shear cracks   | No shear cracks  | Visibly narrow shear cracks<br>(Crack width<0.2mm)  |
| Rank II<br>Light   | Visibly clear shear cracks<br>(0.2<Crack width<1mm)  | Visibly narrow shear cracks<br>(Crack width<0.2 mm)   | No shear cracks<br>Spalling of column corner<br>concrete   | Visibly clear shear cracks<br>(0.2<Crack width<1mm)   |
| Rank III<br>Medium | Wide cracks<br>(1<Crack width<2mm)<br>Local crush of cover concrete and<br>small exposure of reinforcing bars<br>may be observed.  | Visibly clear and/or Wide shear<br>cracks<br>(0.2<Crack width<2mm)  | No shear cracks<br>Spalling of cover concrete of<br>joint  | Wide or big shear cracks<br>(1<Crack width<5mm)<br>Local crush of core concrete and<br>small exposure of reinforcing<br>bars may be observed. |
| Rank IV<br>Heavy   | Big cracks<br>(Crack width>2mm)<br>Massive Spalling of cover concrete<br>and extensive exposure of<br>reinforcing bars are observed.<br>But buckling of the reinforcing bars is<br>not observed. | Big cracks<br>(Crack width>2mm)<br>Spalling of cover concrete<br>Exposure of reinforcing bars<br>without buckling | Diagonal Shear cracks<br>Spalling of cover concrete of<br>joint                                    | Big shear cracks<br>(Crack width>5mm)<br>Extensive Spalling of cover<br>concrete<br>Extensive exposure of reinforcing<br>bars                 |
| Rank V<br>Collapse | Buckling and/or breaking of<br>reinforcing bars<br>Crush of core concrete<br>Visible settlement and/or inclination<br>of floor   | the same as left  | Buckling of reinforcing bars<br>Crush of core concrete<br>Visible vertical deformation of<br>joint | Buckling and/or breaking of<br>reinforcing bars<br>Crush of core concrete<br>Visible settlement and/or<br>inclination of floor                |

Order of the width of cracks in this definition is as follows, Visibly narrow crack < Visibly clear crack < Wide crack < Big crack

The values of crack width in the damage definition are not strict values, the values are reference values.

If flexural cracks (Fig.4.1.1.1) are visibly narrow or visibly clear, the cracks are negligible.

If the spalling of cover concrete at the corner of structural member cross section is small, the exposure length of reinforcing bars is less than 20cm, the defect is negligible. (Fig.4.1.1.2)

If the length of longitudinal visibly narrow or visibly clear cracks along the structural member is less than 20cm, the cracks are negligible. (Fig.4.1.1.2)

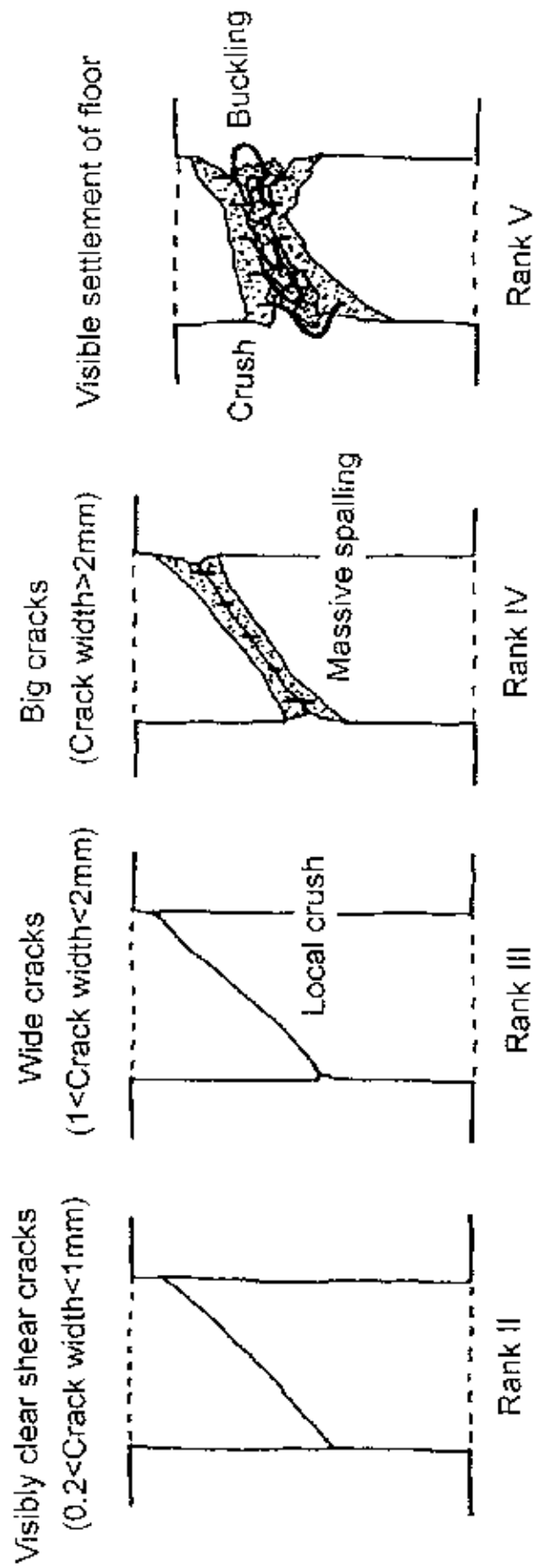


Fig.4.1.2.1 Damage Rank of Columns (Column Width > 40cm)

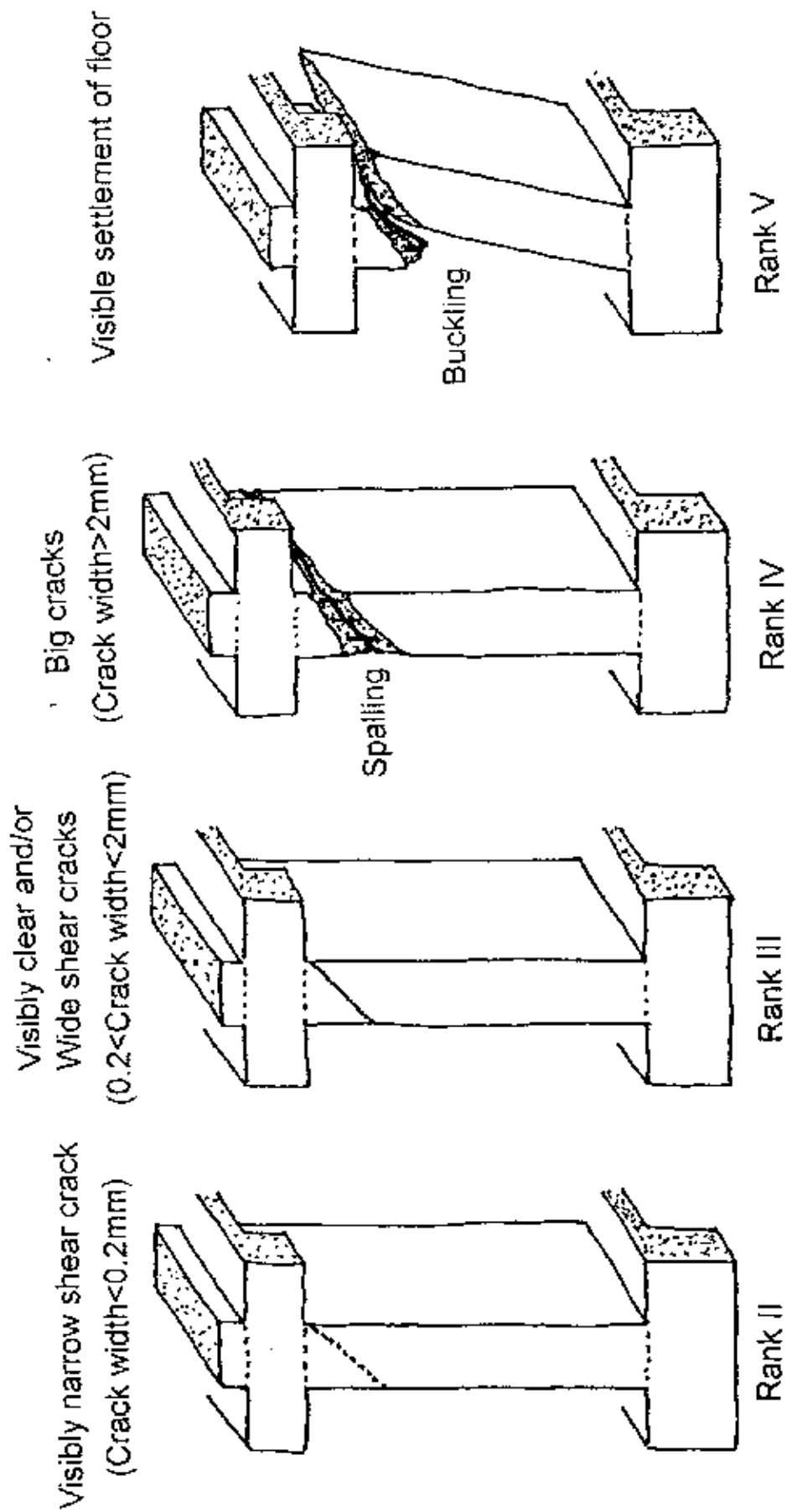


Fig.4.1.2.2 Damage Rank of Columns (Column Width <math>< 40\text{cm}</math>)

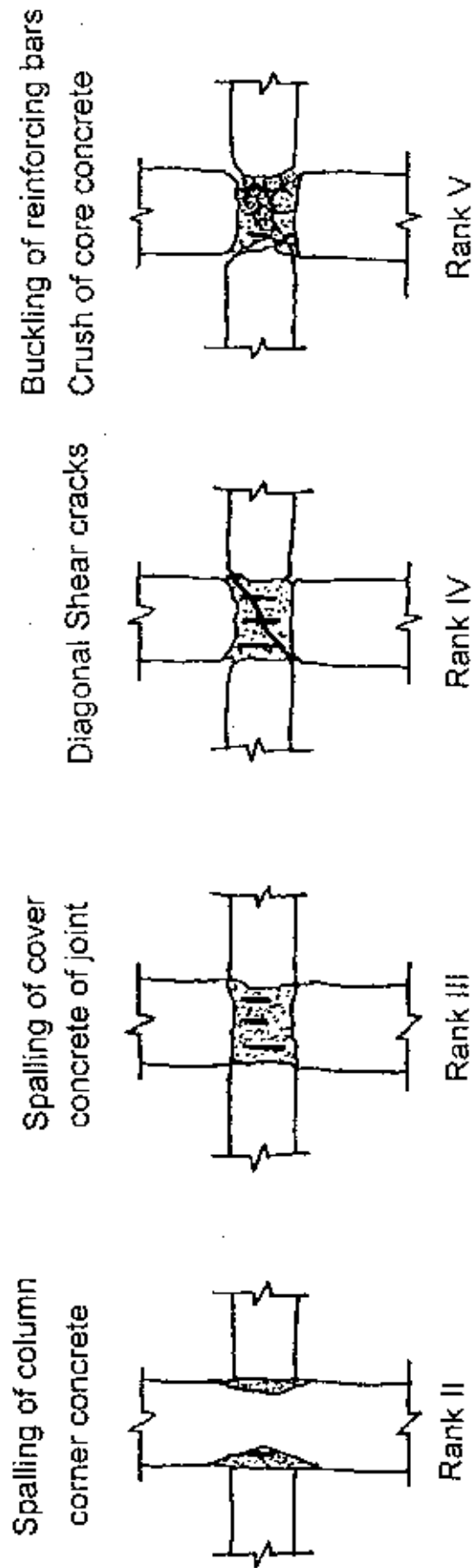


Fig.4.1.2.3 Damage Rank of Beam-Column Joints

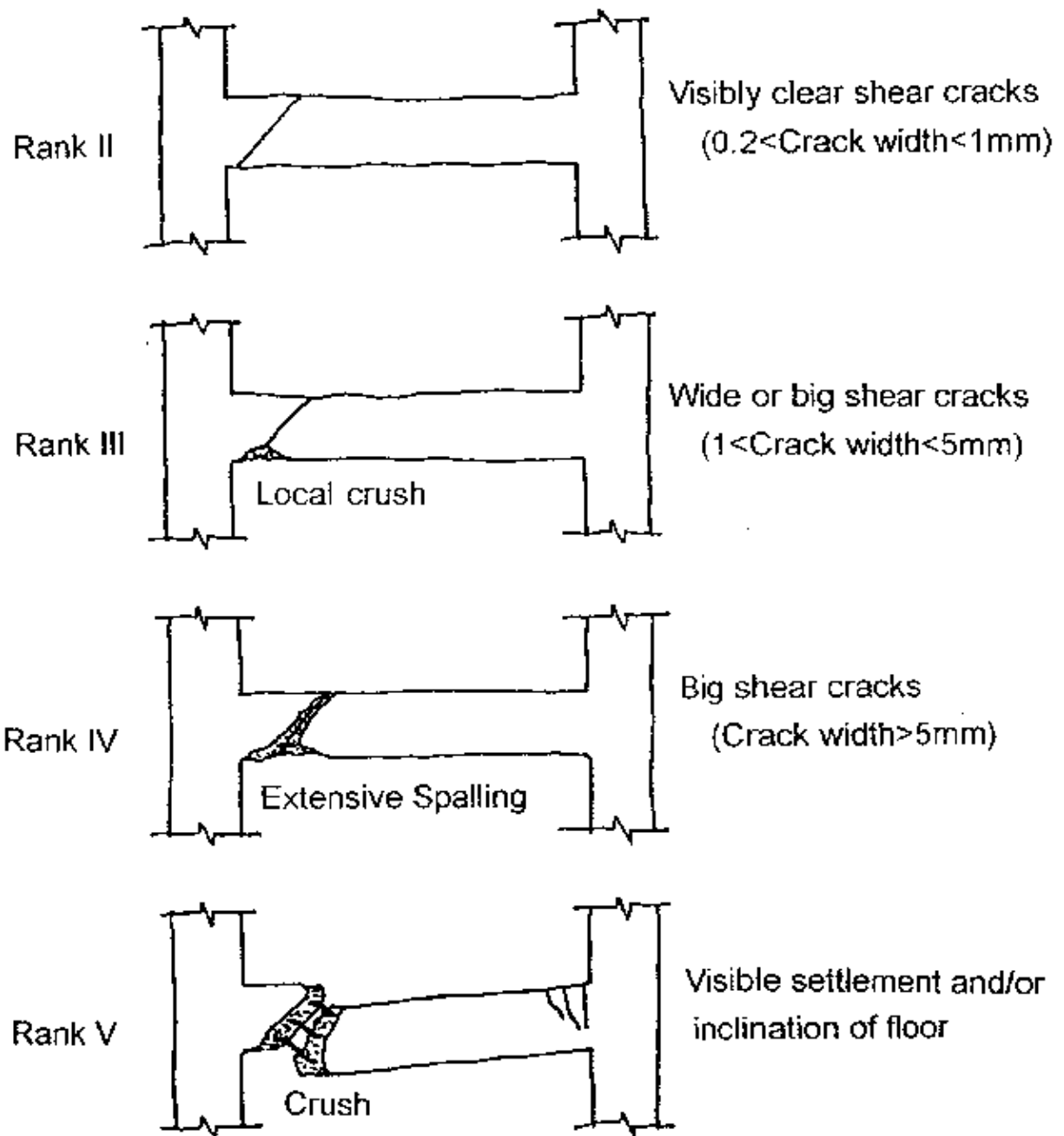


Fig.4.1.2.4 Damage Rank of Beams

#### 4.1.3 Damage Rank Evaluation in Special Cases

Cover concrete at the bottom of columns is easily spalled off, and the damage rank of those columns is sometimes estimated in higher ranks. But there are some cases that the local spalling of the cover concrete should not affect to the structural performance of columns according to the condition of core concrete.

The columns are evaluated in damage rank III in case that the cover concrete of bottom and narrow face of columns is spalled, but there is no crush and no cracks in the core concrete. (Fig.4.1.3.1 a))

But the spalling of cover concrete occurs at the wide face of columns, the damage rank should be IV or V. (Fig.4.1.3.1 b))

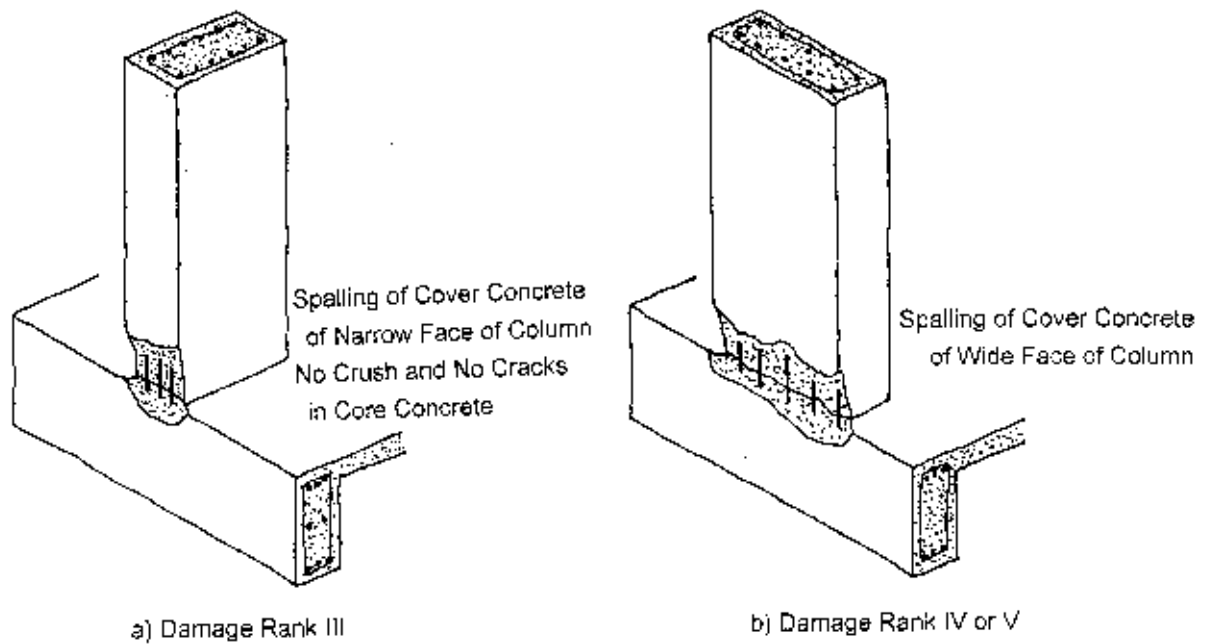


Fig.4.1.3.1 Damage Rank of Columns,  
the Cover Concrete is Spalled off Locally at the Bottom of columns

#### 4.1.4 Strength-deflection relationship and damage rank of structural members

Following figures, Fig.4.1.4.1 and 4.1.4.2, show the concept of damage rank and structural performance of structural members.

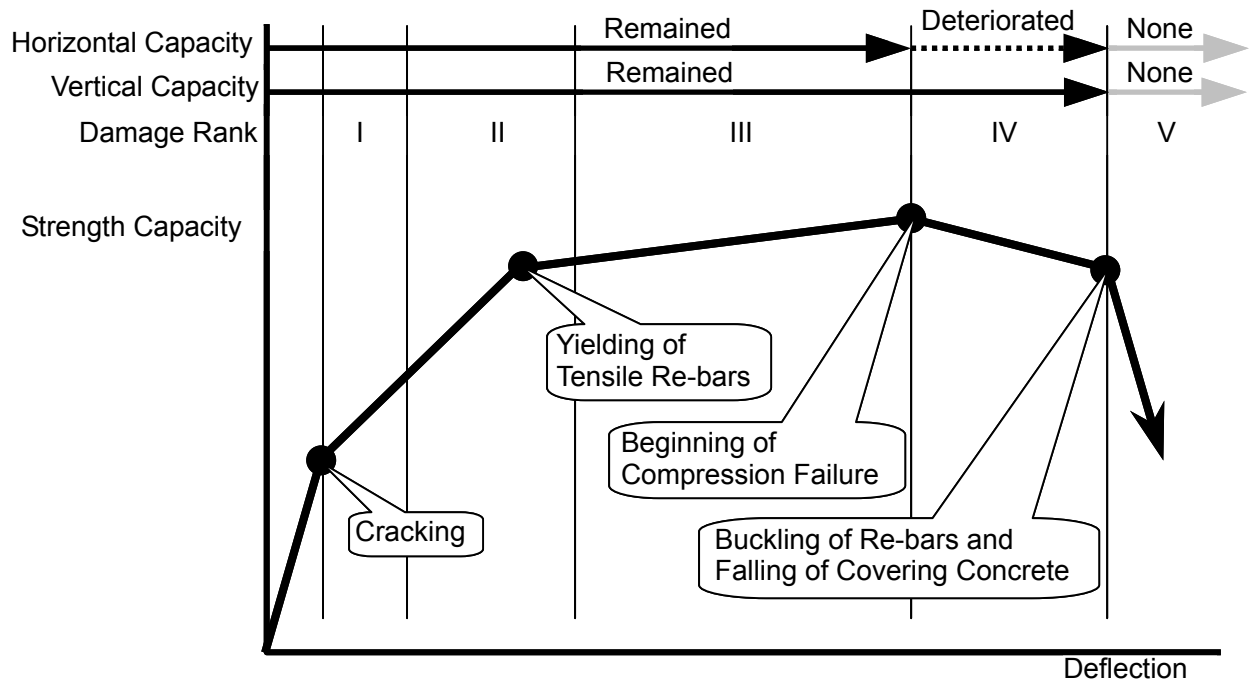


Fig.4.1.4.1 Concept of Damage Rank and Structural Performance of Ductile Members<sup>[1]</sup>

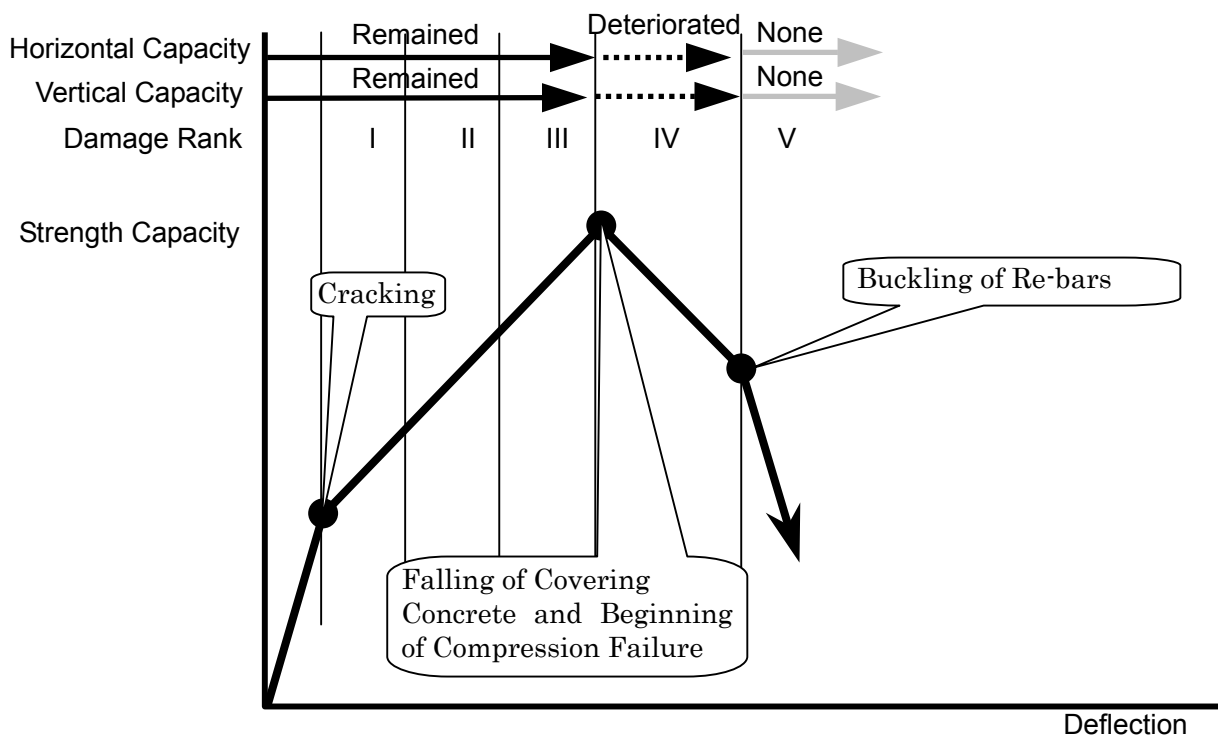


Fig.4.1.4.2 Concept of Damage Rank and Structural Performance of Brittle Members.<sup>[1]</sup>

#### 4.1.5 Examples of Structural Damage

##### (a) Damage Rank I

Visible narrow shear cracks on surface of concrete (Average crack width is less than 0.2 mm)



1) Mortar is separated and fallen down, and No shear cracks are observed.



2) Mortar is separated and fallen down, and No shear cracks are observed<sup>[2]</sup>.



3) Big crack is observed on mortar. But take the mortar away, no crack is observed on the face of concrete.

(Right Photo)



4) Corner cover concrete is spalled off.  
But shear cracks are not observed.



5) Only flexural cracks occur in beam



6) Corner cover concrete is spalled off.  
But shear cracks are not observed.



7) Visibly narrow shear crack and flexural crack occur in beam. No shear cracks are observed in the beam-column joint.

(b) Damage Rank II

Visible clear shear cracks on surface of concrete (Average crack width is around 0.2~1.0 mm)



1) Mortar does not fall down, and only small cracks are observed on mortar.



2) Construction joint is observed but negligible.  
Visible clear shear crack in the beam is observed.



3) Beam has a visible clear crack. (Rank II)  
Beam-column joint has no cracks. (Rank I)  
Spalling of corner cover concrete of column is negligible.  
So, totally the column is Rank II.



4) Evaluation of damage of this column is difficult. Spalling of cover concrete occurs at only corner. So, damage rank is II.



5) Construction quality is not so good. But almost no damage is observed in structural members.



6) Mortar is fallen down. There was no cover concrete initially, so the reinforcing bars are exposed easily, but there is almost no cracks in concrete. So, damage rank is II



7) Mortar is fallen down extensively, but no severe damage and no wide cracks are observed. So, the inner two columns are estimated as Rank II.

(c) Damage Rank III

Wide cracks (Average crack width is around 1.0~2.0 mm)

Local crush of cover concrete and small exposure of reinforcing bars may be observed.



1) Wide shear cracks and local crush of cover concrete are observed at the upper part of column.



2) Wide shear cracks, local crush of cover concrete and small exposure of reinforcing bars may be observed are observed<sup>[2]</sup>.



3) Wide flexural crack and local crush of cover concrete and small exposure of reinforcing bars are observed.



4) Local crush of cover concrete and exposure of reinforcing bars are observed. But no cracks are observed in core concrete.

This column is Rank III as Fig.4.1.3.1 a)



5) Visibly clear shear crack occurs at the top of the narrow face of the column.



6) Wide shear crack and big flexural crack occur at beam end.



7) Some corner cover concrete are spalled off in the column damage, but damage mainly occurs beam-column joint. Cover concrete is spalled off but no diagonal shear cracks are observed<sup>[2]</sup>.

(d) Damage Rank IV

Big cracks (Average crack width is more than 2.0 mm)

Massive Spalling of cover concrete and extensive exposure of reinforcing bars are observed.

But buckling of the reinforcing bars is not observed.



1) Big cracks, Massive Spalling of cover concrete and extensive exposure of reinforcing bars are observed. But buckling of the reinforcing bars is not observed.

2) Big shear crack is observed on the narrow face of column<sup>[2]</sup>



3) Big cracks, Massive Spalling of cover concrete and extensive exposure of reinforcing bars are observed<sup>[2]</sup>.



4) Diagonal shear crack is observed in beam-column joint.



5) Massive Spalling of cover concrete and extensive exposure of reinforcing bars are observed, but buckling of the reinforcing bars is not observed<sup>[2]</sup>.



6) Damage is almost same as Fig.4.1.3.1 a). But the damage is heavier and there are cracks in core concrete.



7) Big shear crack and spalling of cover concrete is observed at the top of column<sup>[2]</sup>.



8) Big shear crack is observed at the top of the narrow face of column<sup>[2]</sup>.

9) Following structural members are evaluated in the Damage Rank IV



Concrete crush at the bottom of column<sup>[2]</sup>



Concrete crush at the bottom of column and foundation beam-column joint.



Diagonal shear cracks at the beam-column joint<sup>[2]</sup>



Tensile crack at the middle height of column<sup>[2]</sup>



Big shear crack at the top of column



Big shear crack at the top of column

(e) Damage Rank V

Buckling of reinforcing bars

Crush of core concrete

Visible settlement and/or inclination of floor



1) Visible settlement and/or inclination of floor



2) Buckling of reinforcing bars  
Crush of core concrete<sup>[2]</sup>



3) Buckling of reinforcing bars  
Visible settlement and/or inclination of floor<sup>[2]</sup>



4) Buckling of reinforcing bars  
Crush of core concrete



5) Visible settlement and/or inclination of floor<sup>[2]</sup>



6) Crush of core concrete



7) Buckling of reinforcing bars



8) Buckling of reinforcing bars  
Crush of core concrete



9) Heavy damage at beam-column joint<sup>[2]</sup>



10) Crush of core concrete of beam-column joint<sup>[2]</sup>

## 4.2 Damage Rank of Nonstructural Walls

### 4.2.1 Definition of Damage Rank and Damage State of Nonstructural Walls

Nonstructural walls are mainly constructed by hollow brick called “tugla” in Turkey. These nonstructural walls show a brittle failure mode. But the walls are incorporated in the reinforced concrete frame structures those have a ductile performance. Therefore the nonstructural walls fail in the early stage of building response to earthquakes and the nonstructural walls change to hazardous elements to the occupants and residents. Damage rank of nonstructural walls is divided into three levels; hazard rank A to C, considering the potential of hazard to the occupants and residents. Definition of the hazard rank is as follows.

#### a) Framed nonstructural walls

- Rank A: No Damage or  
Local and small crack and/or cracks at the boundary between wall and RC frame
- Rank B: Cracks observed but no out-of-plane deformation
- Rank C: Extensive cracks penetrated and/or  
Offset from RC frame or out-of plane deformation

#### b) Unframed nonstructural walls

- Rank A: No Damage
- Rank B: Local and small crack and/or cracks at the top and/or bottom boundary of walls
- Rank C: Diagonal cracks observed and/or Extensive cracks penetrated or  
Offset from RC frame or out-of plane deformation

### 4.2.2 Examples of Nonstructural Walls

#### a) Framed nonstructural walls



1) Rank A: Local crack and cracks at the  
boundary between wall and RC frame



2) Rank B: Cracks observed  
but no out-of-plane deformation



3) Rank C: Offset from RC frame



4) Rank C: Extensive cracks penetrated



5) Rank C: Extensive diagonal cracks penetrated and  
Offset from RC frame

b) Unframed nonstructural walls



1) Rank C: Diagonal cracks observed



2) Rank C: Diagonal cracks observed and offset from RC frame<sup>[2]</sup>



3) Rank C: Diagonal cracks observed<sup>[2]</sup>



4) Rank C: Diagonal cracks observed in upper stories. Keeping out is needed near the building.

---

**REFERENCES**

- [1] The Japan Building Disaster Prevention Association “Manual for Quick Inspection of Earthquake Damaged Buildings”, p.70, January 1998.

**Photos**

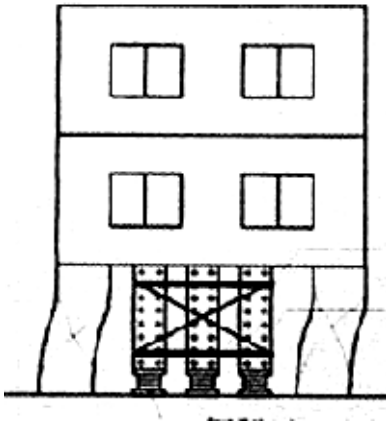
- [2] Toshibumi Fukuta, Director, International Institute of Seismology and Earthquake Engineering, Building Research Institute, Tsukuba-city, Ibaraki, JAPAN

The photos are damaged buildings due to the 1999 Kocaeli Earthquake in Turkey.

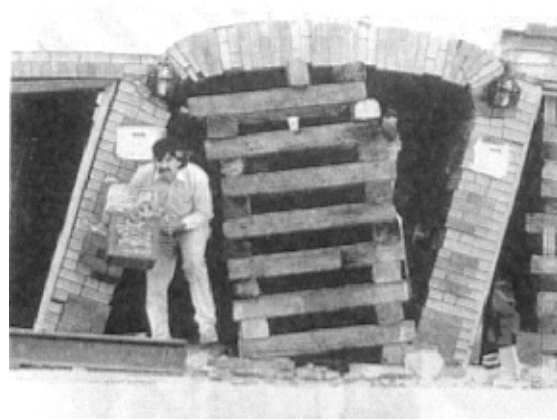
**The other photos are taken by Authors after the 1999 Kocaeli Earthquake in Turkey.**

## APPENDIX I

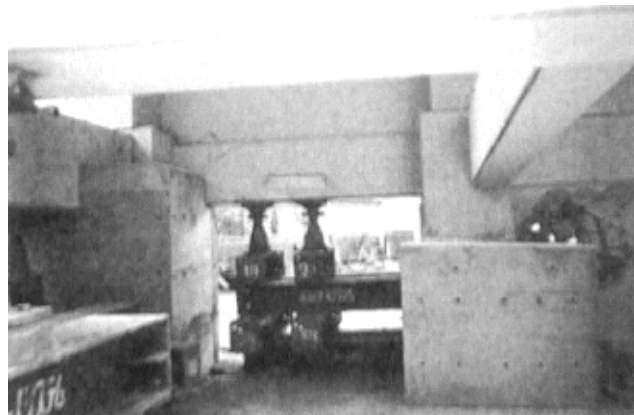
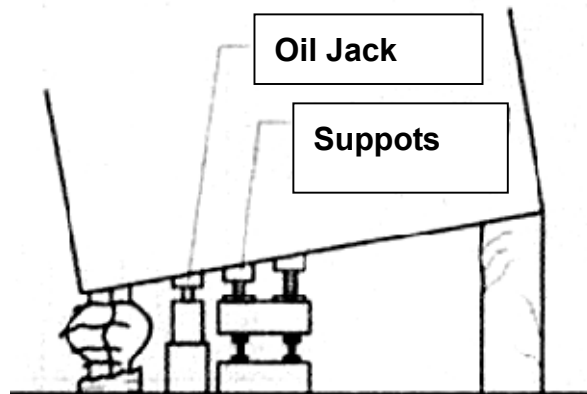
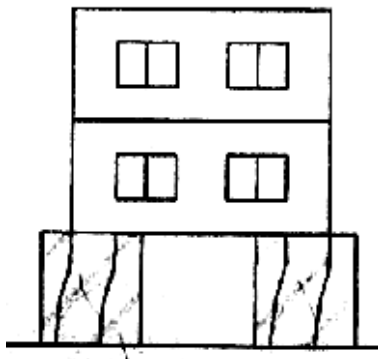
### EMERGENCY AND TEMPORARY RETROFIT EXAMPLES<sup>[1]</sup>



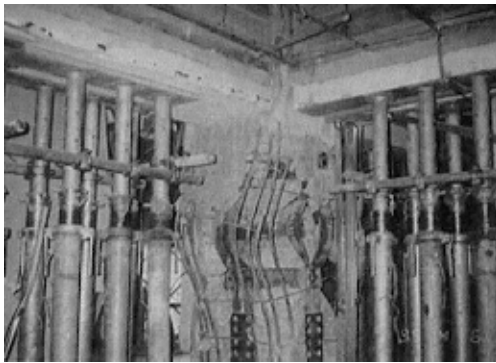
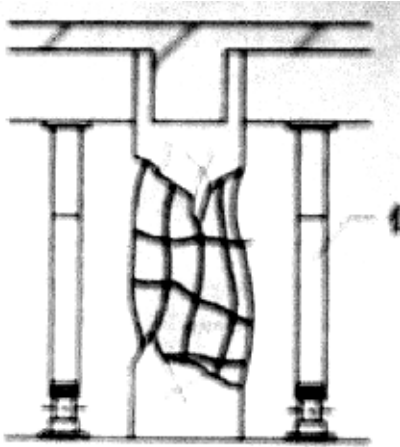
(1) Shoring upper stories with H-shaped Steels and Screw Jacks<sup>[1]</sup>



(2) Shoring with double crossed wooden layers<sup>[1]</sup>

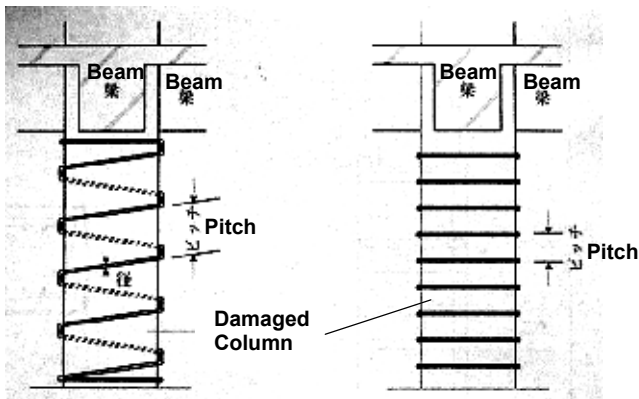


(3) Shoring by additional concrete sections through placing additional columns or wall<sup>[1]</sup>

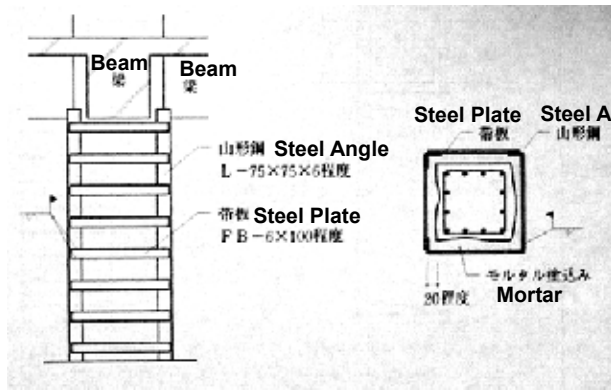


(4) Shoring with steel pipes or screw jacks around heavily damaged column<sup>[1]</sup>

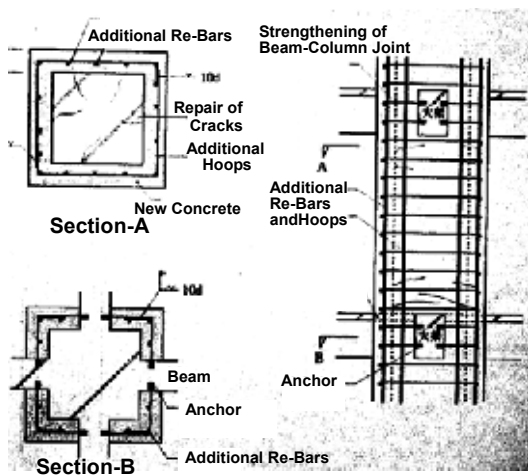
(Photo (bellow, right) is taken by authors at Istanbul after the 1999 Kocaeli Earthquake in Turkey)



(5) Jacketing of damaged column with steel wires<sup>[1]</sup>



(6) Jacketing of damaged column with steel sections<sup>[1]</sup>



(7) Jacketing with newly cast RC section<sup>[1]</sup>

(8) Barricade around the hazard striking area<sup>[1]</sup>



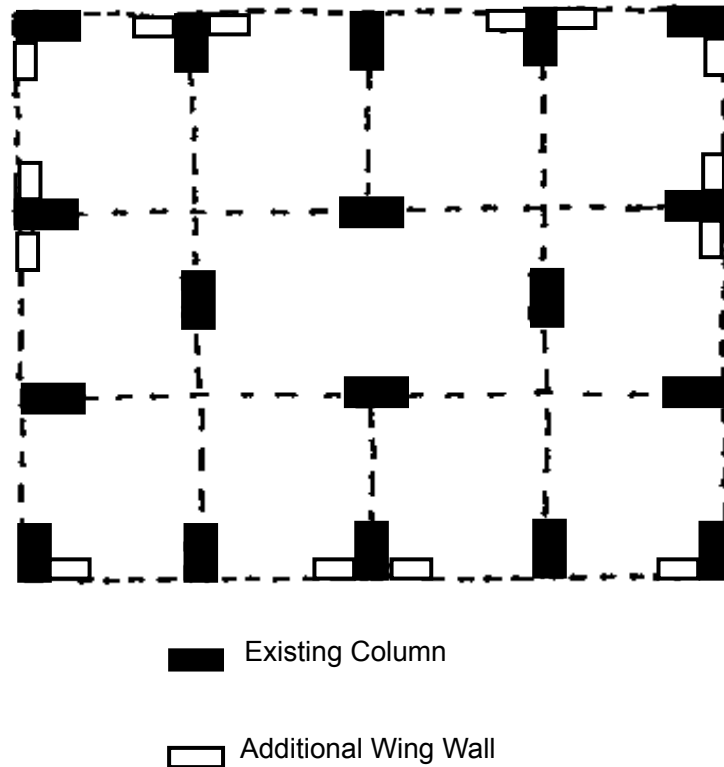
(9) Shoring with steel sections beside a column damaged due to pounding  
(left: before retrofit, right: after retrofit)

Photos are taken at Adapazari after the 1999 Kocaeli Earthquake in Turkey.

Left: by Dr. Toshibumi Fukuta,

Right: by authors

(10) Conceptual temporary retrofit design of damaged columns with wing walls



[COMMENTARY]

The most conventional retrofit strategy applied to existing reinforced concrete buildings, both for emergency or temporary use and long-term use, can be installation of new RC shear walls within bare frames. The scheme described above can be a primary candidate for damaged buildings.

It should be noticed that new RC shear walls can not be effective unless the shear wall panels are sufficiently confined by boundary members ( i.e. beams and columns) around the panel, since the seismic actions may concentrated on and around the newly placed wall members. As was often found in RC buildings damaged due to 1999 Kocaeli Earthquake, however, RC residential buildings in Turkey ordinarily have framing system with relatively low resistance, and the conventional scheme mentioned above may not be the best solution.

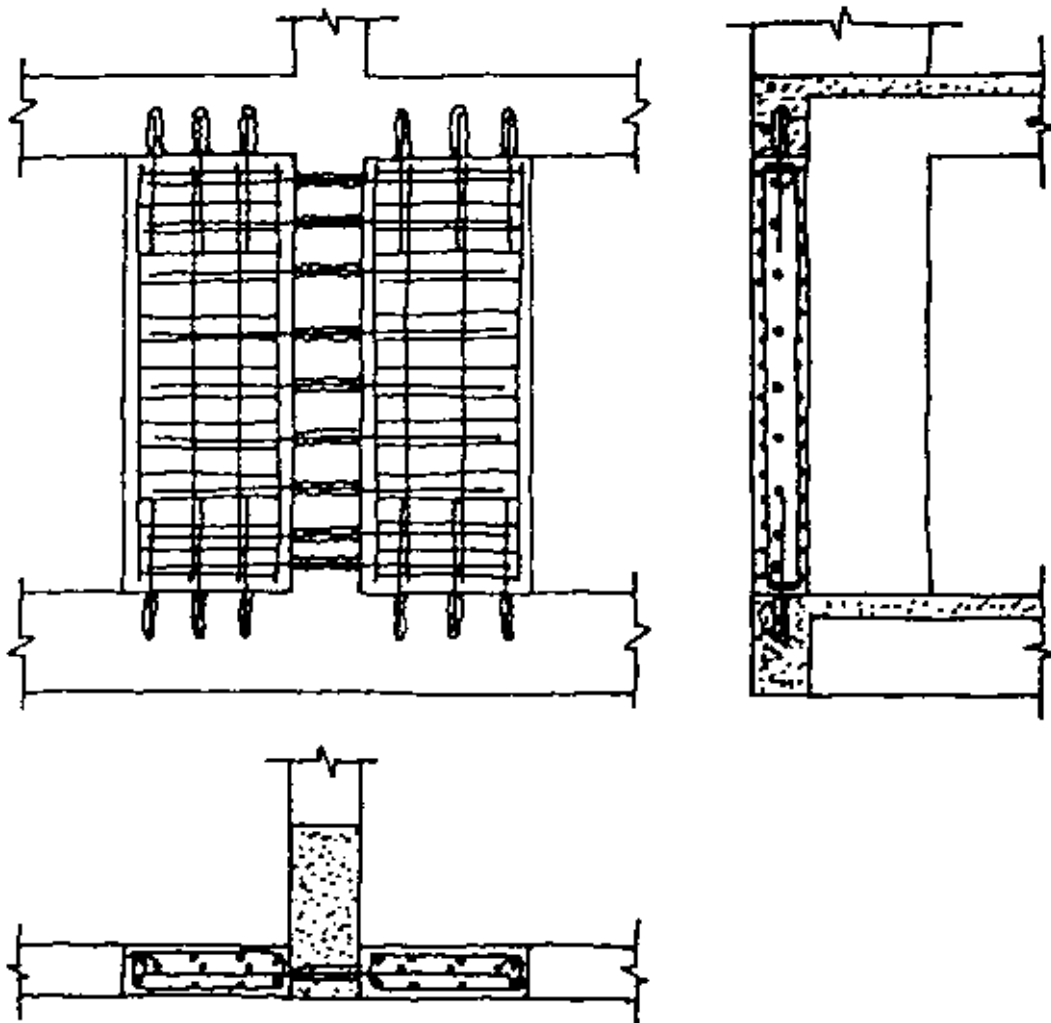
A sketch shown above is a conceptual retrofit design proposal to overcome such problems for temporary use that is believed to be applicable to buildings rated “LIMITED ENTRY”. This concept is based on the following considerations.

1. Wing walls can be distributed and placed adjacent to damaged columns. This may lead to seismic actions on structural members less concentrated than in the case of new RC walls.
2. New RC walls inevitable cause problems related to residential environment such as difficulties in providing natural light, ventilation etc. Wing wall system, however, may minimize such problems.

Although wing walls proposed herein may be provided primarily around the damaged members for temporary retrofit, it is of course favorable to place them in a well-balanced manner as shown in plan view above, if possible.

Although the detailed arrangement of reinforcement is not explicitly determined yet, it is strongly emphasized that the following general remarks should be carefully taken into account when this scheme is applied in practice.

1. Re-bars should be deformed bars. They would be placed through drilled holes in existing columns, and epoxy mortar should be injected into gaps around re-bars for smooth action transfer.
2. Longitudinal bars in wing walls should be properly confined with lateral reinforcement having 135 degree hooks. They should be jointed (lap splice joint) with anchoring bars embedded in upper and lower beams at the top and bottom of the wall. Bonded anchors (epoxy adhesive anchors) may be most preferable to connect anchoring bars with existing RC members. When honey-combs are found in existing members, repair them before installing anchors. It should be also noted that embedded length of anchors should be deeper than usual.
3. Quality of concrete for new wing walls should be carefully controlled.



---

#### REFERENCES

- [1] Shizuoka Prefecture “Temporary Retrofit Manual for Earthquake Damaged Reinforced Concrete Buildings,” March 1997.

## APPENDIX II

### BACKGROUND OF CRITERIA FOR BUILDING DAMAGE RATING

The Japanese quick inspection guideline<sup>[1]</sup> was first developed in 1985 after five-year National Research Project of Rehabilitation Techniques for Earthquake Damaged Structures which started in 1981. During its development, the guideline was applied to structures damaged by 1985 Mexico Earthquake and its effectiveness was confirmed.

To disseminate the knowledge and techniques of post-earthquake inspection, “Standard for Evaluation of Damage Level of Earthquake Damaged Buildings and Guideline for Repair Techniques<sup>[2]</sup>” was developed based on the guideline and published by the Japan Building Disaster Prevention Association in 1991. The Standard was applied to several hundred buildings affected by 1993 Kushiro-oki and 1994 Sanriku-haruka-oki Earthquakes. It was, however, the first time to apply the Standard to a huge number of damaged buildings immediately after the 1995 Hyogo-ken Nambu (Kobe) Earthquake and problems involved in the inspection system were revealed. After many discussions and much thought on lessons learned from Kobe Earthquake Disaster, the quick inspection procedure was revised and “Quick Inspection Manual for Earthquake Damaged Buildings<sup>[3]</sup>” was published in 199\*. A background history of Japanese quick inspection system and experiences after the 1995 Hyogo-ken Nambu Earthquake can be found in some literatures<sup>[4][5]</sup>.

The quick inspection procedure presented in this report is primarily based on the Quick Inspection Manual<sup>[3]</sup>, lessons learned from post-earthquake inspection activities in Japan, damage surveys and field trials after 1999 Kocaeli Earthquake. Although the basic concept and procedure developed for reinforced concrete residential buildings in Turkey is basically the same as Japanese procedure, criteria for potential hazard rank (Rank A through C) for columns are slightly modified as follows.

The Japanese procedure defines the rank as shown in **Table A1** depending on the damage observed in columns and its ratio. As was often found in damaged buildings after 1999 Kocaeli Earthquake, however, columns of typical RC residential buildings in Turkey generally have less lateral resistance and ductility than those in Japan, and visible clear cracks may lead to significant loss of residual capacity of columns.

Considering the above fact, the rank proposed in this report is modified as shown in **Table A2**. As can be found in the Table, damage ranks IV and V are categorized into one group and new criteria for rank III is additionally introduced. The new criteria for damage rank III (e.g. more than 30 % corresponds to Rank C) are tentatively determined according to the following assumptions.

1. Columns with damage rank IV or V are assumed to have no residual capacity while those with rank III 60 % of the original capacity.

2. A damaged building has therefore 90 % of the original lateral capacity when its 10 % columns are rated rank IV or V and the others have no damage (i.e. Rank C building).
3. A damaged building also has 90 % of the original lateral capacity when its 25 % (= 1/4 ) columns are rated rank III and the others have no damage. The residual capacity of this building is, therefore, equivalent to the building described in 2. and categorized into Rank C.
4. Less than half of the ratio, 12.5 % (= 1/8 ) of damage III is assumed Rank A.

It should be noted that the criteria described above, especially of rank III, are tentative proposal determined through discussions within a short period of time, and further experimental researches, literature surveys, field applications and calibrations are needed to set more rational criteria for buildings in Turkey.

**Table A1: Definitions of Potential Hazard Rank in Japanese Procedure[3]**

|                    | A          | B             | C          |
|--------------------|------------|---------------|------------|
| Ratio of Damage V  | [ ] < 1 %  | [ ] 1 - 10 %  | [ ] > 10 % |
| Ratio of Damage IV | [ ] < 10 % | [ ] 10 - 20 % | [ ] > 20 % |

**Table A2: Definitions of Potential Hazard Rank Proposed in This Report**

|                         | A            | B                | C          |
|-------------------------|--------------|------------------|------------|
| Ratio of Damage IV or V | [ ] < 1 %    | [ ] 1 %- 10 %    | [ ] > 10 % |
| Ratio of Damage III     | [ ] < 12.5 % | [ ] 12.5% - 25 % | [ ] > 25 % |

## REFERENCES

- [1] The Ministry of Construction “Manual for Rehabilitation Techniques for Earthquake Damaged Structures,” Report on the National Research Program on the Development of Rehabilitation Techniques for Earthquake Damaged Structures, March 1986.
- [2] The Japan Building Disaster Prevention Association “Standard for Evaluation of Damage Level of Earthquake Damaged Buildings and Guidelines for Repair Technique,” February 1991.
- [3] The Japan Building Disaster Prevention Association “Manual for Quick Inspection of Earthquake Damaged Buildings”, p.13, January 1998.
- [4] Masaya Murakami “Post-earthquake Inspection and Evaluation of Earthquake Damage in Buildings for Countermeasure,” Proceedings of the 8th International Research and Training Seminar on Regional Development Planning for Disaster Prevention Emergency Assessment System of Damaged Buildings, 16 January 1995, Osaka, Japan, United Nations Center for Regional Development.
- [5] Yoshiaki Nakano "Quick Inspections of Damaged Buildings Due to 1995 Jan. 17 Hyogoken-Nanbu Earthquake," Bulletin of ERS (Earthquake Resistant Structure Research Center), Institute of Industrial Science, the University of Tokyo, No. 29, pp. 45-49, March 1996.

### 付録3. インドネシア国スマトラ島ブルクルー地震による住宅建築物の被害概要

平成14年度

建築研究発表・討論会

資 料

平成14年5月27日

構造部門



## 15 スマトラ島ブンクル-地震による住宅建築物の被害

国土技術政策総合研究所 後藤 哲郎

### 1. 目的

開発途上国の住宅建築物の地震被害軽減に資するため住宅建築構造形式、被害特性、震災復旧技術、施工技術等の調査研究を実施している。インドネシア共和国は地震発生地帯に属し、東南アジアの中でも大きな地震が発生する地域であること、しばしばの地震により住宅、建築物などの物的被害、人的被害が多数発生していること、当国の住宅・建築構造形式は東南アジアで共通点を有することなどから調査対象国としている。

本報告は2000年6月4日に発生したインドネシア国スマトラ島ブンクル-地震の住宅建築物の被害概要である。2002年3月6日-11日の現地調査では、調査活動の一貫としてブンクル市で「2000年6月4日のブンクル-地震の教訓に学ぶ会議」を実施した。本地震被害については最終的には住宅建築物の被害、復旧法、被災建築物の構造諸元などの実態についてとりまとめる。

### 2. 地勢・人口等

- 1)ブンクル州はスマトラ島の南西に位置し、インド洋に面している。スマトラ島には北西-東西方向に1,650kmに渡って活断層が縦断していることや、又、インド洋側のサブダクションなど活動によりこれまで大きな地震が発生している。
- 2)ブンクル州は州都のブンクル市、北ブンクル県、南ブンクル県、リジャン・レボン県の1市3県の行政区域なる。2000年での当州の人口は1,566,060人、ブンクル市281,666人、北ブンクル71,302人、南ブンクル370,69人、リジャン・レボン442,399人で、年に約3%の割合で増加している。尚、中央統計局による2000年7月時点でのインドネシア国の全人口は2億1,200万人とのことである。

### 3. 地震諸元

気象庁地球物理局(MGA)による地震諸元を以下に示す。震央はブンクル市から南西110kmに位置するインド洋である。尚、地震諸元については米国地質調査所、ハーバード大学、東京大学などからも発表されている。

- 1)発生日時：2000年6月4日23時28分24(インドネシア西部時間)
- 2)マグニチュード： $M=7.3$ (Richter Scale)
- 3)震央：04.7LS-102.0BT
- 4)深さ：33km
- 5)強震記録：観測されていない。

### 4. 震度階(MMI)

図1にMGA(Subardjo氏チーム：IISEEOB)発表による震度階を示す。MMの最大は震源に近いエンガノ島でIX-X、ブンクル州州都でVIII-IX、震源から約1,000kmの首都ジャカルタではII-IIIとなっている。

### 5. 住宅建築物の被害概要

- 1)人的被害：ブンクル州庁の発表による人的被害は死者が93名、重症者558名、軽症者1,507名である。(2000年7月1日時点の発表は、死者93名、重症者1,004名、軽傷者2,224名であった)
- 2)住宅建築物の被害数：住宅の被害棟数はブンクル州庁の発表では倒壊3,250棟、大破12,990棟、

軽微 28,203 棟で、事務所の倒壊 6 棟、大破 145 棟、軽微 235 棟で、学校は 70 棟倒壊、大破 330 棟、軽微 344 棟と発表されている。

### 3)被害の特徴

#### (1)教育施設

規模は2-4階建てで、主体構造はRC造であり、骨組み内にはインフィル壁(れんが壁)が配されている。写真 1a,b 及び写真 2a,b には柱の座屈や腰壁(れんが)の影響による短柱の脆性的破壊、インフィル壁の剪断破壊、面外への崩落などにより大破した2棟の学校(解体済み)を示す。写真 3a,b には枠組積造による平屋建て小学校の外観、妻壁の破壊状況の例を示す。写真 4a,b には液状化に伴い被害を生じた小学校の外観、被害状況を示す。

#### (2)医療施設

写真 5a,b にはブンクルーで一カ所のみの大規模な病院の外観と被災状況を示す。2階建RC造による当病院は写真に示す事務棟の他、別棟に手術棟、入院棟などの施設を有している。当病院の被害は多くのインフィル壁にせん断破壊や崩落が生じた。震災後、半年以上にわたり医療活動が屋外でなされた。(当病院は震災後、各国から医師の派遣や医療援助を受け、我が国も医療チームの派遣や支援物資が送られた)

#### (3)官庁・銀行施設

官庁・銀行施設は2-3階建てRC構造で、骨組み内にインフィル壁を有している。写真 6a,b,7a,b にはインフィル壁のせん断きれつ、せん断破壊状況を示す。れんが腰壁の影響でせん断破壊した短柱やエキスパンションジョイントの被害もあった。屋根瓦の被害はかなり見られた。

#### (4)宗教施設

インドネシアはイスラム教、キリスト教など5つの宗教の内、国民はどれかに入るが国民の約85%はイスラム教であるため大、小のモスクが多い。写真 8a,b にはRC造のモスクの外観及び建物内部のインフィルがせん断破壊した状況を示す。写真 9 には大破したモスクを示す。写真 10 には尖塔部分が崩落したRC造による教会の外観を示す。

#### (5)住宅

一般住家の構造は枠組積造(枠部:RC造又は木造、トタン屋根)が多く用いられている。写真 11-14 にはれんが壁の破壊、崩落例を示す。これらの被害により多くの人的被害が生じている。

写真 15 にはRC造の梁の定着がなく落下した梁を、写真 16 には接合部内にせん断補強筋が配されていない例を示す。

図2には住宅建築物の構造体被害の特徴を分類したものを示す。

## 6.結び

ブンクルー地震による住宅建築物の被害の特徴を以下に示す。

- 1) RC造の全般的に見られた被害はインフィル壁の被害が顕著であったこと(軽微なせん断きれつから面外崩壊に至るものまで)。れんが造腰壁の影響による柱のせん断破壊もみられたこと。
- 2) マンジコニ構造とされる無補強れんが造、枠組積造(枠柱:RCや木造との併用)などの住宅はれんが壁の破壊などにより多数倒壊したこと。これにより多数の人的被害が生じたこと。
- 3) インフィル壁の構造性状、代換え工法、配置計画など実務に反映するパッケージが不足していること。
- 4) 地震による被害軽減には地震発生地帯に居住する関係国機関との共同研究や情報交換等を持続的に行う必要があること。

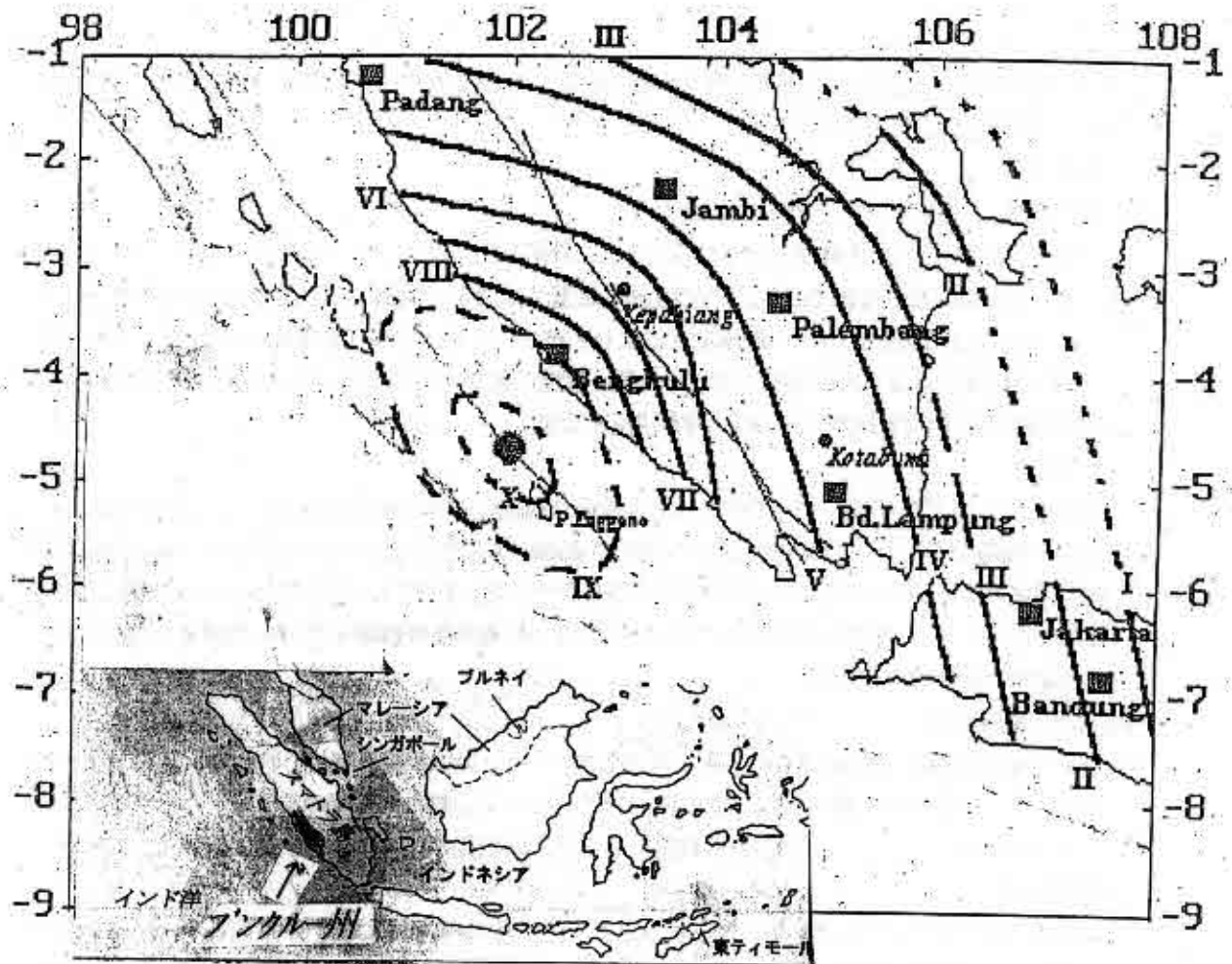


図1 インドネシア共和国気象・地球物理局によるアングル地震の震度階分布 (MM)

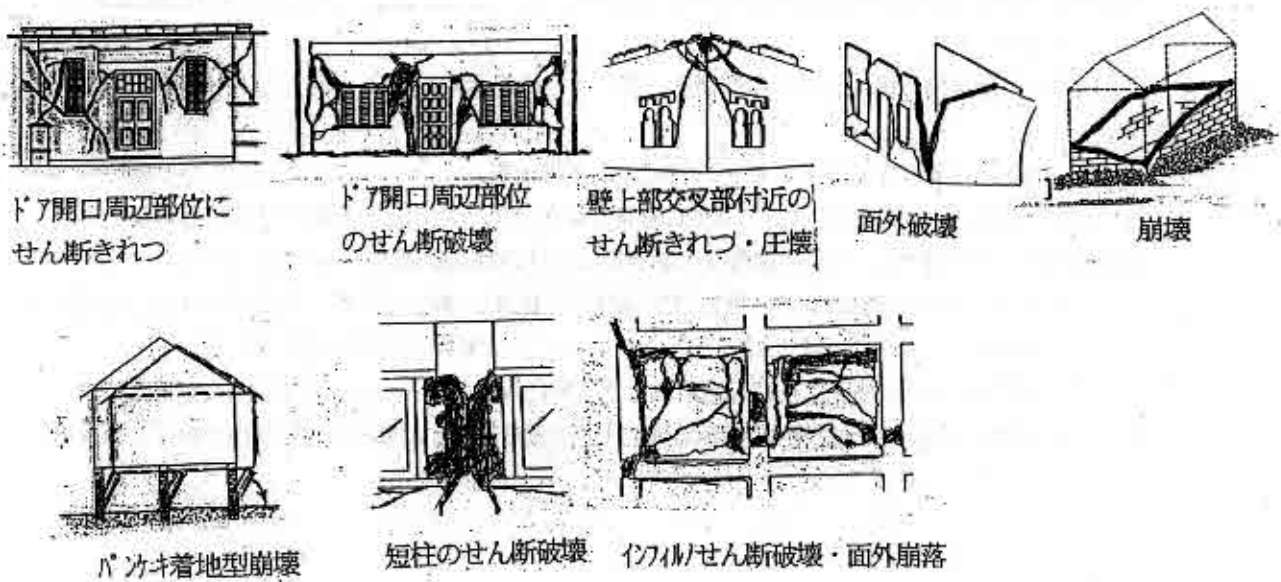


図2 アングル地震での住宅建築物の主な構造被害状況の概要



写真 1a 大破した RC 造 3 階建て高等学校の外観(解体)



写真 1b 同建物のエントランスの柱頭の座屈



写真 2a 柱がせん断破壊した RC 造 2 階建て小学校(解体)



写真 2b 同建物の内部の被害状況



写真 3a 枠組構造による平屋建て小学校の外観



写真 3b 同建物の表壁の被害状況



写真 4a 液状化に伴の被害を受けた学校の的外観



写真 4b 同建物の 1 階廊下部の沈下



写真 5a 被害を受けた2階建てRC造の病院の外観

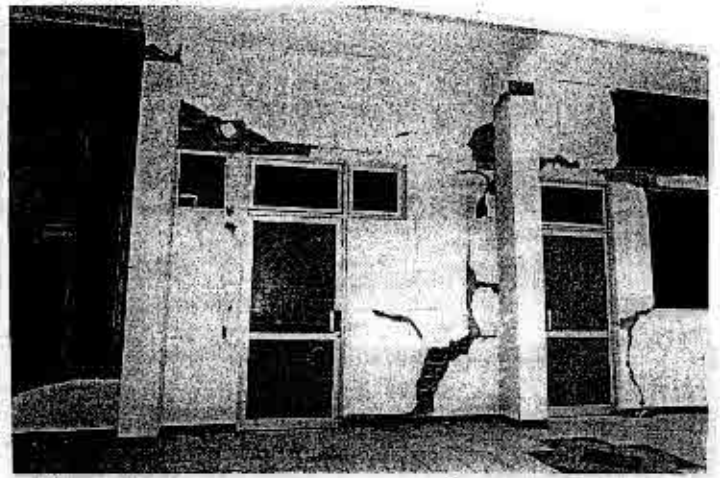


写真 5b 同建物のれんが壁(インフィル)の被害



写真 6a 3階建てRC造オフィスの外観

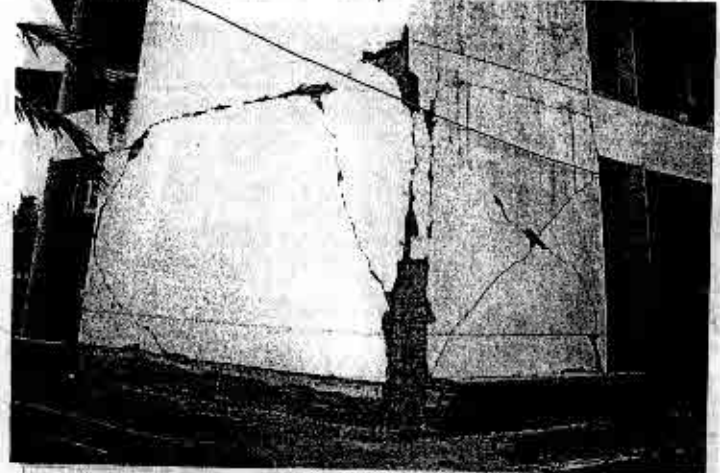


写真 6b 同建物のれんがインフィル壁のせん断破壊



写真 7a 2階建てRC造オフィスの外観



写真 7b 同建物のれんが壁のせん断破壊

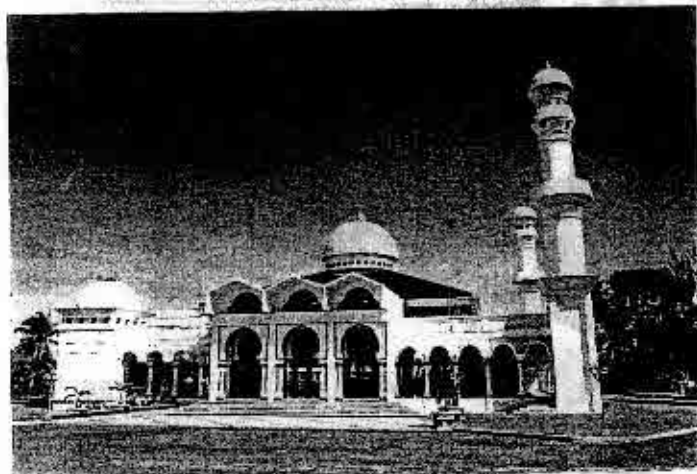


写真 8a RC造によるモスクの外観(骨組み被害なし)



写真 8b 同建物のインフィルのせん断破壊



写真9 被害を受けたRC造によるモスク (大破)



写真10 尖塔部分が崩落したRC造の教会



写真11 平屋建て住宅のれんか壁の崩落



写真12 住宅内部の上部のれんか壁の崩落

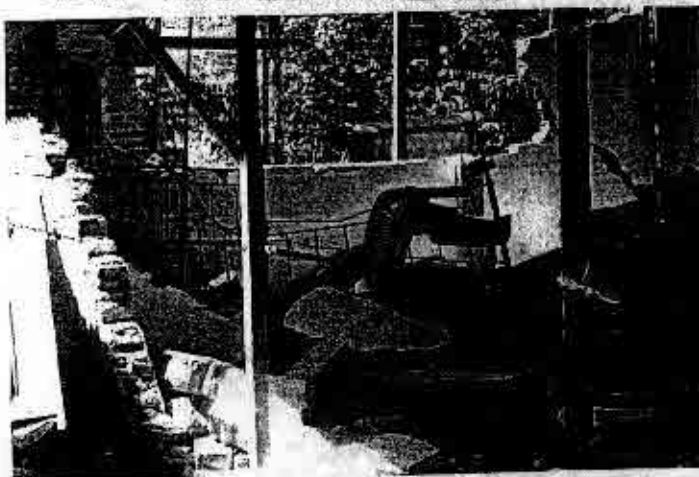


写真13 平屋建て住宅内部の被害状況



写真14 平屋建て住宅の崩壊



写真15 平屋建て住宅の玄関廻りの梁崩落(定着なし)

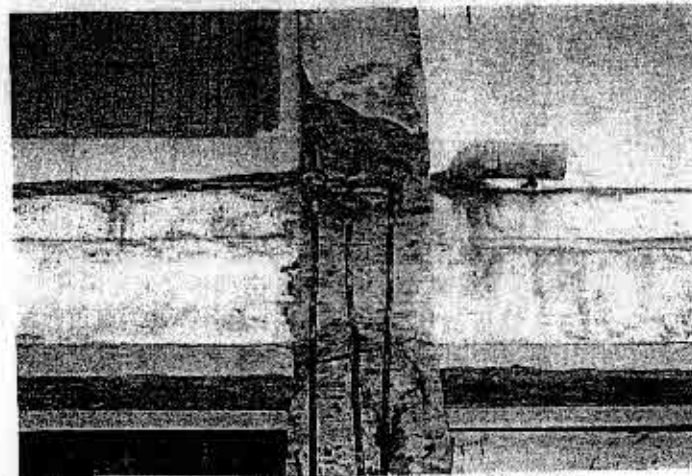


写真16 柱梁接合部内のせん断補強筋なし

## 付 4. 各国耐震設計基準の比較

### 付 4.1 概要

応急危険度判定技術指針作成にあたり、各国の設計方法や建物の特徴等を把握し、応急危険度判定を各国に適用する際の留意点等の適用性を検討するため、フィリピン・インドネシア・チリ・インド・トルコ・ペルー・台湾の耐震設計基準の調査を行った。

各国の耐震設計基準を比較するため、付 4.2 では各国で採用されている設計法および材料強度を示し、付 4.3 では設計用水平力算定式を示す。また、各国の耐震設計基準は、約 10～20 年前に制定された最近の耐震規定と、応急危険度判定の対象になると考えられる古い年代（約 30 年前）の耐震規定の調査を行った。なお、付 4.3 に示す算定式に用いられている地震地域係数や重要度係数などの係数を算定するための図表は、後述する付 4.6 モデル建物によるベースシア係数算定方法を参照されたい。

次に、各国の耐震設計基準による設計された建物の耐震性を比較するため、鉄筋コンクリート造ラーメン形式のモデル建物を設定し、付 4.3 の設計用水平力算定式をもとに、付 4.4 で各国で設計される建物のベースシア係数の試算結果を示す。試算結果の具体的な算定過程については、国ごとに付 4.6 に示す。なお、ベースシア係数とは、建物が地震力を受けた際、建物の総重量に対してどのくらいの割合の力が 1 階部分に作用するかを示す値である。つまり、耐震設計基準で設定されているベースシア係数が大きければ、より耐震性のある建物を設計することになり、各国で設計されている建物の耐震性を概略的に示すものと考えられる。ただし、各国で想定されている地震や設計法などを考慮すると、ベースシア係数のみで単純に各国の既存建物の耐震性を比較することはできない。しかしながら、ここでは各国の首都に設定した共通のモデル建物を設計すると想定して、各国の耐震設計基準に従って算定されたそのモデル建物のベースシア係数を、既存建物の耐震性の「目安」として示す。

付表 4.2.1 各国の設計法および材料強度一覧

| 国名<br>(首都)        | 制定年   | 設計法                        | 材料強度 (地震時検討用)<br>$F_c$ : コンクリート設計基準強度、 $\sigma_y$ : 鉄筋降伏点強度   | 応力の組み合わせ (地震時検討用)<br>D: 固定荷重、L: 積載荷重、E: 地震荷重        |
|-------------------|-------|----------------------------|---|---|
| 日本<br>(東京)        | 1980  | 許容応力度設計法<br>許容応力度計算 (1次設計) | ・コンクリート: $0.66F_c$<br>・鉄筋: $\sigma_y$   | D + L + E   |
|                   |       | 保有水平耐力計算 (2次設計)            | ・コンクリート: $F_c$<br>・鉄筋: $1.1\sigma_y$  | D + L + E   |
|                   | 1950  | 許容応力度設計法                   | ・コンクリート: $0.66F_c$<br>・鉄筋: $\sigma_y$   | D + L + E   |
| フィリピン<br>(マニラ)    | 1986  | 許容応力度設計法                   | ・コンクリート: $0.66F_c$<br>・鉄筋: $0.66\sigma_y$   | 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.87E)                          |
|                   |       | 終局強度設計法                    | 強度低減係数により低減率を見込む  | 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.87E)                          |
|                   | 1972  | 許容応力度設計法                   | ・コンクリート: $0.66F_c$<br>・鉄筋: $0.66\sigma_y$   | 1.4 (D + L + E)、0.9D + 1.25E の大きい方、且つ > 1.5D + 1.8L |
| インドネシア<br>(ジャカルタ) | 1983  | 許容応力度設計法                   | ・コンクリート: $0.45F_c$<br>・鉄筋: $0.50\sigma_y$   | 1.05 (D + L + E)                                    |
|                   |       | 終局強度設計法                    | 強度低減係数により低減率を見込む  | 1.05 (D + L + E)                                    |
| チリ<br>(サンチアゴ)     | 1996* | 許容応力度設計法                   | ・コンクリート: $0.38F_c$<br>・鉄筋: $0.76\sigma_y$   | D + L + E、D + E                                     |
|                   | 1973* | 許容応力度設計法                   | 不明  | 不明  |
| インド<br>(ニューデリー)   | 1984  | 許容応力度設計法                   | ・コンクリート: $0.44F_c$<br>・鉄筋: $0.75\sigma_y$   | 1.2 (D + L + E)、1.5 (D + E)、0.9D + 0.5E             |
|                   |       | 終局強度設計法                    | ・コンクリート: $F_c$<br>・鉄筋: $\sigma_y$   | 1.2 (D + L + E)、1.5 (D + E)、0.9D + 0.5E             |
|                   | 1970  | 許容応力度設計法                   | 不明  | 1.4 (D + L + E)                                     |
| トルコ<br>(アンカラ)     | 1998  | 終局強度設計法                    | ・コンクリート: $0.66F_c$<br>・鉄筋: $0.87\sigma_y$   | D + L + E、0.9D + 1.0E                               |
|                   | 1968  | 許容応力度設計法                   | 不明  | 不明  |
| ペルー<br>(リマ)       | 1977  | 許容応力度設計法                   | 不明  | 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.87E)                          |
|                   | 1968  | 許容応力度設計法                   | 不明  | 不明  |
| 台湾<br>(台北)        | 1997  | 許容応力度設計法                   | ・コンクリート: $0.6F_c$<br>・鉄筋: $4/3 \times 1400$ (kg/cm <sup>2</sup> ) ( $\sigma_y = 2800 \sim 3500$ kg/cm <sup>2</sup> の場合)<br>$4/3 \times 1700$ (kg/cm <sup>2</sup> ) ( $\sigma_y \geq 4200$ kg/cm <sup>2</sup> の場合) | D + L + E   |
|                   |       | 終局強度設計法                    | 荷重係数と強度低減係数により低減率を見込む   | 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.7 × 1.1E)、0.9D + 1.3 × 1.1E   |
|                   | 1974  | 許容応力度設計法                   | ・コンクリート: $0.6F_c$<br>・鉄筋: $4/3 \times 1400$ (kg/cm <sup>2</sup> ) ( $\sigma_y = 2800 \sim 3500$ kg/cm <sup>2</sup> の場合)<br>$4/3 \times 1700$ (kg/cm <sup>2</sup> ) ( $\sigma_y \geq 4200$ kg/cm <sup>2</sup> の場合) | D + L + E   |
|                   |       | 終局強度設計法                    | 荷重係数と強度低減係数により低減率を見込む   | 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.7 × 1.1E)、0.9D + 1.3 × 1.1E   |

\*チリは耐震基準の制定年が不明なため WORLD LIST の発行年版を記す (各国の耐震規定の改定年度ではない)

1973: EARTHQUAKE RESISTANT REGULATIONS A WORLD LIST - 1973、1996: REGULATIONS FOR SEISMIC DESIGN A WORLD LIST - 1996

付 4.3 設計用水平力算定式<sup>付 4.1) ~ 付 4.6)</sup>

付表 4.3.1(a) 各国の設計用水平力算定式一覧 (詳細は付 4.6 を参照)

| 国名 (首都)           | 設計用水平力算定式                         |  |   |   |
|-------------------|-----------------------------------|--|---|---|
| 日本<br>(東京)        | <1980> 許容応力度設計法<br>許容応力度計算 (1次設計) | $V = ZR_t A_i C_0 \cdot W$               | Z: 地震地域係数 <sup>[付図 4.6.2]</sup> (0.7~1.0)<br>R <sub>t</sub> : 振動特性係数<br>A <sub>i</sub> : 層せん断力係数分布<br>C <sub>0</sub> : 標準せん断力係数 (=0.2)                                  | $R_t = \begin{cases} 1 & T < T_c \\ 1 - 0.2(T/T_c - 1)^2 & T_c \leq T < 2T_c \\ 1.6T_c / T & 2T_c \leq T \end{cases}$<br>T: 固有周期 ( $T = 0.02h$ )<br>h: 建物の高さ<br>T <sub>c</sub> : 地盤周期 <sup>[付表 4.6.1]</sup> (0.4~0.8)   |
|                   | 保有水平耐力計算 (2次設計)                   | $Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud}$ | D <sub>s</sub> : 構造特性係数 <sup>[付表 4.6.2]</sup> (0.3~0.55)<br>F <sub>es</sub> : 形状特性係数 (1.0~3.0)<br>Q <sub>ud</sub> : 大地震による層せん断力   | F <sub>es</sub> = F <sub>e</sub> · F <sub>s</sub><br>F <sub>s</sub> : 剛性率による補正係数 (1.0~2.0)<br>F <sub>e</sub> : 偏心率による補正係数 (1.0~1.5)<br>$Q_{ud} = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0 \cdot W_i$<br>C <sub>0</sub> : 標準せん断力係数 (=1.0)<br>Z、R <sub>t</sub> 、A <sub>i</sub> : 許容応力度計算と同様            |
|                   | <1950> 許容応力度設計法                   | $V = ZRk_i \cdot W$                      | Z: 地震地域係数 <sup>[付図 4.6.3]</sup> (0.8~1.0)<br>R: 地盤・構造種別係数 <sup>[付表 4.6.3]</sup> (0.8~1.0)<br>k <sub>i</sub> : 標準水平設計震度 (=0.2)   |   |
| フィリピン<br>(マニラ)    | <1986> 許容応力度設計法                   | $V = \frac{ZIC}{R_w} \cdot W$            | Z: 地震地域係数 <sup>[付図 4.6.4]</sup> (0.2、0.4)<br>I: 重要度係数 <sup>[付表 4.6.4]</sup> (1.00、1.25)<br>C: 固有周期と地盤種別による係数<br>R <sub>w</sub> : 構造形式による係数 <sup>[付表 4.6.5]</sup> (4~12) | $C = \frac{1.25S}{T^{2/3}}$<br>S: 地盤種別による係数 <sup>[付表 4.6.6]</sup> (1.0~2.0)<br>T: 固有周期 ( $T = C_i(h)^{3/4}$ )   |
|                   | <1972> 許容応力度設計法                   | $V = ZKC \cdot W$                        | Z: 地震地域係数 <sup>[付図 4.6.5]</sup> (0.8~1.4)<br>K: 構造形式による係数 <sup>[付表 4.6.7]</sup> (0.67~3)<br>C: 固有周期 T による係数   | $C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}}$<br>T: 固有周期 ( $T = 0.10n$ )<br>n: 層数  |
| インドネシア<br>(ジャカルタ) | <1983> 許容応力度設計法                   | $V = CIK \cdot W$                        | C: 地震係数 <sup>[付図 4.6.6]、[付図 4.6.7]</sup><br>(固有周期 T と地震地域による係数)<br>I: 重要度係数 <sup>[付表 4.6.8]</sup> (1.0~2.0)<br>K: 構造形式による係数 <sup>[付表 4.6.9]</sup> (1.0~3.0)             | T: 固有周期 ( $T = h^{3/4}$ )   |
| チリ<br>(サンチアゴ)     | <1996*> 許容応力度設計法                  | $V = CI \cdot W$                         | C: 地震係数<br>I: 重要度係数 <sup>[付表 4.6.13]</sup> (0.6~1.2)  | $C = \frac{2.75A_0}{gR} \left( \frac{T'}{T^*} \right)^n$<br>T'、n: 地盤種別による係数 <sup>[付表 4.6.10]</sup><br>(0.2~1.35)、(1.00~1.80)<br>A <sub>0</sub> : 有効加速度 <sup>[付図 4.6.8]、[付表 4.6.11]</sup><br>(0.20g~0.40g)<br>R: 応答修正係数 <sup>[付表 4.6.12]</sup> (2~7)<br>T*: 固有周期 ( $T = 0.02h$ )<br>h: 建物の高さ |
|                   | <1973*> 許容応力度設計法                  | $V = K_1 K_2 C \cdot W$                  | K <sub>1</sub> : 用途種別による係数 <sup>[付表 4.6.14]</sup> (0.8~1.2)<br>K <sub>2</sub> : 構造形式による係数 <sup>[付表 4.6.15]</sup> (0.8~1.2)<br>C: 固有周期 T と地盤周期 T <sub>0</sub> による係数      | $C = 0.10 \quad T < T_0$ のとき<br>$C = 0.10 \cdot \frac{2TT_0}{T^2 + T_0^2} \quad T > T_0$ のとき<br>T: 固有周期 ( $T = 0.02h$ )<br>h: 建物の高さ<br>T <sub>0</sub> : 地盤周期 <sup>[付表 4.6.16]</sup> (0.2~0.9)   |

付表 4. 3. 1 (b) 各国の設計用水平力算定式一覧 (詳細は付 4. 6 を参照)

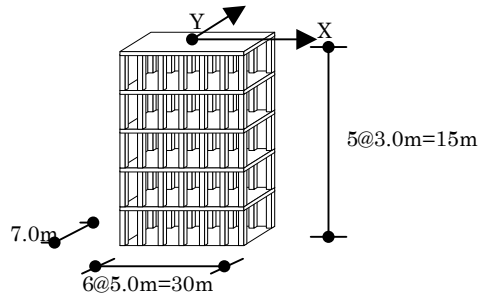
| 国名 (首都)         | 設計用水平力算定式  |   |  |
|-----------------|--|---|--|
| インド<br>(ニューデリー) | <1984> 許容応力度設計法 $V = \kappa C \alpha_h \cdot W$                        | $\kappa$ : 構造形式による係数 [付表 4. 6. 17] (1.0~1.6)<br>$C$ : 固有周期 T による係数 [付図 4. 6. 9]<br>$\alpha_h$ : 地震係数  | T: 固有周期 ( $T = 0.1n$ )<br>n: 層数<br>$\alpha_h = \beta I \alpha_0$<br>$\beta$ : 地盤種別と基礎による係数 [付表 4. 6. 18] (1.0~1.5)<br>I: 重要度係数 [付表 4. 6. 19] (1.0~3.0)<br>$\alpha_0$ : 標準水平力係数 [付図 4. 6. 10]、[付表 4. 6. 20] (0.01~0.08)   |
|                 | <1970> 許容応力度設計法 $V = C \alpha_h \beta \cdot W$                         | C: 固有周期 T による係数<br>$\alpha_h$ : 地震係数 [付図 4. 6. 11] [付表 4. 6. 21]<br>$\beta$ : 地盤種別と基礎による係数 [付表 4. 6. 22] (1.0~1.5)  | $C = \frac{0.5}{T^{1/3}}$ $0.33 \leq C \leq 1.333$<br>T: 固有周期 ( $T = 0.1n$ ) n: 層数   |
| トルコ<br>(アンカラ)   | <1998> 終局強度設計法 $V = A(T_1) / R_d(T_1) \cdot W \geq 0.10 A_0 I \cdot W$ | A(T): 応答加速度スペクトル係数<br>$A(T) = A_0 I S(T)$<br>$A_0$ : 有効地動加速度係数 [付表 4. 6. 22] (0.1~0.4)<br>I: 重要度係数 [付表 4. 6. 23] (1.0~1.5)<br>S(T): スペクトル係数<br>$R_d(T)$ : 地震荷重低減係数<br>$T_1$ : 固有周期 ( $T_1 \cong T_{1d} = C_t h^{3/4}$ ) | $S(T) = \begin{cases} 1 + 1.5T / T_A & 0 \leq T \leq T_c \\ 2.5 & T_A < T < T_B \\ 2.5(T_B / T)^{0.8} & T > T_B \end{cases}$ $R_d(T) = \begin{cases} 1.5 + (R - 1.5)T / T_A & (0 \leq T \leq T_A \text{ のとき}) \\ R & (T > T_A \text{ のとき}) \end{cases}$<br>$T_A, T_B$ : スペクトル特性周期 [付表 4. 6. 24] (0.10~0.20)、(0.30~0.90)<br>R: 振動特性係数 [付表 4. 6. 25] (4~8) |
|                 | <1968> 許容応力度設計法 $V = C \cdot W = C_0 \alpha \beta \gamma$              | $C_0$ : 地震地域係数 [付表 4. 6. 26] (0.02~0.06)<br>$\alpha$ : 地盤種別による係数 [付表 4. 6. 27] (0.80~1.20)<br>$\beta$ : 用途種別による係数 [付表 4. 6. 28] (1.00、1.50)<br>$\gamma$ : 振動特性係数  | $T \leq 0.5s$ のとき $\gamma = 1$<br>$T \geq 0.5s$ のとき $\gamma = 0.5 / T$<br>T: 固有周期 ( $T = 0.09h / \sqrt{D}$ )<br>h: 建物の高さ<br>D: 地震力の作用方向の建物長さ   |
| ペルー (リマ)        | <1977> 許容応力度設計法 $V = \frac{ZUSC}{R_d} \cdot W$                         | Z: 地震地域係数 [付図 4. 6. 12]、[付表 4. 6. 29] (0.3~1.0)<br>U: 重要度係数 [付表 4. 6. 30] (1.0~)<br>S: 地盤種別による係数 [付表 4. 6. 31] (1.0~1.4)<br>C: 地震係数<br>$R_d$ : 構造種別による係数 [付表 4. 6. 33] (1.5~6.0)  | $C = \frac{0.8}{T_s} + 1.0$ , $0.16 < C < 0.40$<br>T: 固有周期 ( $T = 0.09h / \sqrt{D}$ )<br>h: 建物の高さ<br>D: 地震力の作用方向の建物長さ<br>$T_s$ : 地盤周期 [付表 4. 6. 32] (0.3~0.9)  |
|                 | <1968> 許容応力度設計法 $V = UKC \cdot W$                                      | U: 地震地域と建物用途種別による係数 [付図 4. 6. 13] [付表 4. 6. 34] [付表 4. 6. 35] (0.6~1.2)<br>K: 構造形式による係数 [付表 4. 6. 36] (0.67~1.33)<br>C: 固有周期 T による係数  | $C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}}$<br>T: 固有周期 ( $T = 0.09h / \sqrt{D}$ )<br>h: 建物の高さ<br>D: 地震力の作用方向の建物長さ   |
| 台湾<br>(台北)      | <1997> 許容応力度設計法 $V = Z_d \cdot C \cdot W$                              | $Z_d$ : 設計用地表水平加速度係数<br>C: 規準化水平加速度スペクトル係数 [付表 4. 6. 41]  | $Z_d = \frac{Z \cdot I}{1.4 \cdot \alpha_y \cdot F_u}$<br>Z: 水平加速度係数 [付図 4. 6. 14] [付表 4. 6. 37] (0.18~0.33)<br>I: 用途係数 [付表 4. 6. 38] (1.0~1.5)<br>$\alpha_y$ : $P_y / P_d$<br>$F_u$ : 地震力の低減係数 [付表 4. 6. 39] [付表 4. 6. 40]  |
|                 | <1974> 許容応力度設計法 $V = Z \cdot K \cdot C \cdot W$                        | Z: 地区係数 [付図 4. 6. 15] [付表 4. 6. 42] (0.75~1.25)<br>K: 構造特性係数 [付表 4. 6. 43] (0.67~1.0)<br>C: 地震力係数   | $C = \frac{0.1}{\sqrt[3]{T}} \leq 0.1$<br>T: 固有周期 ( $T = 0.09h / \sqrt{D}$ )<br>h: 建物の高さ<br>D: 地震力の作用方向の建物長さ   |

付 4.4 モデル建物による設計用水平力の試算

付表 4.4.1 各国の設計用水平力の試算

| 国名 (首都)           | 設計用水平力算定用係数一覧                |   | ベースシア係数試算結果   |
|-------------------|------------------------------|---|---|
| 日本<br>(東京)        | <1980><br>許容応力度計算法<br>(1次設計) | Z =1.0<br>A <sub>i</sub> =1.0<br>R <sub>t</sub> =1.0<br>C <sub>0</sub> =0.2 | T =0.3<br>T <sub>c</sub> =0.6<br><br>0.20   |
|                   | 保有水平耐力計算法<br>(2次設計)          | D <sub>s</sub> =0.4<br>F <sub>es</sub> =1.0<br>Q <sub>ud</sub> =1.0         | Z =1.0<br>R <sub>t</sub> =1.0<br>A <sub>i</sub> =1.0<br>C <sub>0</sub> =1.0<br><br>0.40<br>(必要保有水平耐力) |
|                   | <1950><br>許容応力度設計            | Z =1.0<br>R =1.0<br>k <sub>i</sub> =0.2                                     | 0.20  |
| フィリピン<br>(マニラ)    | <1986><br>許容応力度設計            | Z =0.4<br>I =1.0<br>C =2.7<br>R <sub>w</sub> =5.0                           | S =1.5<br>T =0.57<br><br>0.22   |
|                   | <1972><br>許容応力度設計            | Z =1.2<br>K =1.33<br>C =0.063   | T =0.50<br><br>0.10   |
| インドネシア<br>(ジャカルタ) | <1983><br>許容応力度設計            | C =0.05<br>I =1.0<br>K =1.0   | T =0.46<br><br>0.05   |
| チリ<br>(サンチアゴ)     | <1996*><br>許容応力度設計           | C =0.14<br>I =0.6   | T <sup>r</sup> =0.35<br>n =1.33<br>A <sub>0</sub> =0.30g<br>R =7.0<br>T* =0.3<br>0.09                 |
|                   | <1973*><br>許容応力度設計           | K <sub>1</sub> =0.8<br>K <sub>2</sub> =0.8<br>C =0.10                       | T =0.3<br>T <sub>0</sub> =0.3<br><br>0.06   |

| 国名 (首都)         | 設計用水平力算定用係数一覧     |   | ベースシア係数試算結果   |
|-----------------|-------------------|---|---|
| インド<br>(ニューデリー) | <1984><br>許容応力度設計 | κ =1.0<br>C =0.75<br>α <sub>h</sub> =0.05                     | T =0.5<br>n =5.0<br>β =1.0<br>I =1.0<br>α <sub>0</sub> =0.05<br><br>0.05  |
|                 | <1970><br>許容応力度設計 | C =0.63<br>α <sub>h</sub> =0.05<br>β =1.0                     | T =0.5<br>n =5.0<br><br>0.03  |
| トルコ<br>(アンカラ)   | <1998><br>終局強度設計  | A(T) =0.80<br>R <sub>a</sub> (T) =4.0<br>T <sub>1</sub> =0.53 | A <sub>0</sub> =0.40<br>I =1.0<br>S(T) =2.5<br>T <sub>A</sub> =0.15<br>T <sub>B</sub> =0.60<br>R =4.0<br><br>0.25 |
|                 | <1968><br>許容応力度設計 | C <sub>0</sub> =0.60<br>α =1.0<br>β =1.0<br>γ =1.0            | T =0.25<br><br>0.06   |
| ペルー<br>(リマ)     | <1977><br>許容応力度設計 | Z =1.0<br>U =1.0<br>S =1.2<br>C =0.40<br>R <sub>d</sub> =6.0  | T =0.25<br>T <sub>s</sub> =0.60<br><br>0.08   |
|                 | <1968><br>許容応力度設計 | U =0.80<br>K =0.80<br>C =0.08                                 | T =0.25<br><br>0.05   |
| 台湾<br>(台北)      | <1997><br>許容応力度設計 | Z <sub>d</sub> =0.05<br>C =2.0                                | Z =0.23<br>I =1.0<br>α <sub>y</sub> =1.5<br>F <sub>u</sub> =2.2<br><br>0.10                                       |
|                 | <1974><br>許容応力度設計 | Z =1.0<br>K =0.67<br>C =0.1                                   | T =0.25<br><br>0.07   |

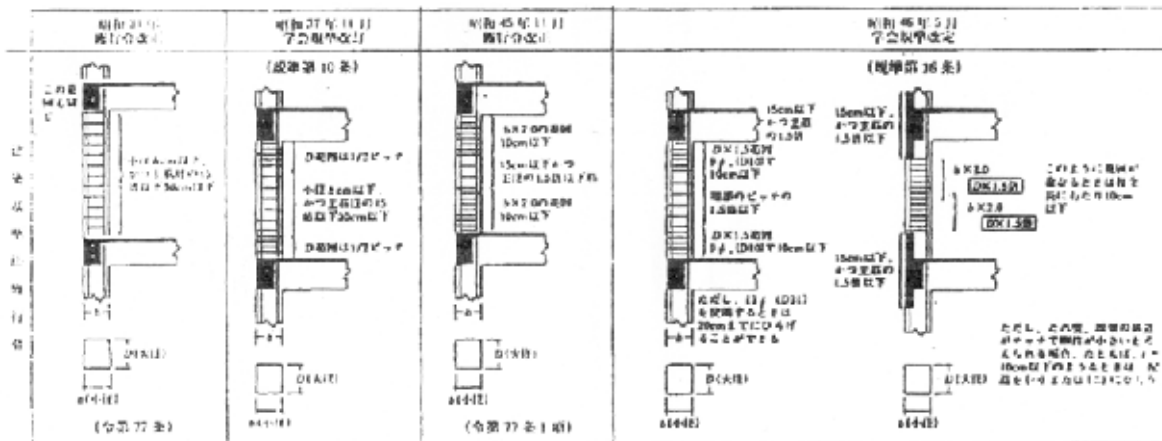


- |  |                  |
|--|------------------|
| ○モデル建物   | ・鉄筋コンクリート造ラーメン構造 |
| ・X方向 5m×6 スパン、Y方向 7m×1 スパン                       | ・用 途：集合住宅        |
| ・5階建て、階高 3m                                      | ・所在地：首都          |
| ・床の単位面積あたり質量 1.0t / m <sup>2</sup> (各階質量 200t/階) |                  |

付 4.5 補足

付 4.2 と付 4.3 により試算した各国の基準について、1973 年と 1996 年の建物の耐震性を比較するため、付 4.4 においてベースシア係数による比較を示したが、その年代間には構造規定の改正による耐震性の向上が考えられ、必ずしもベースシア係数による比較が適当であるとは言えない。例えば、日本の場合、1973 年と 1996 年の建物の耐震性を許容応力度設計法におけるベースシア係数で比較すると、同じ 0.2 となる。しかしながら、1968 年十勝沖地震の被害を踏まえ、1971 年には鉄筋コンクリート柱の帯筋最小間隔の規定を強化する建築基準法施行令が改正され、1981 年には、終局強度および靱性ならびに非線形地震応答を考慮した耐震設計法（新耐震設計法）が建築基準法施行令に取り入れられ、耐震設計のレベルは向上している。阪神大震災の被害率をみると、旧基準によって設計された建物に比べこの新耐震設計法により設計された建物の被害率が低く、靱性を確保するための構造規定の改定（せん断破壊の防止）が耐震安全性の向上に大きく寄与していることが示されている。付図 4.5.1 には、1950 年（昭和 25 年）以降の耐震規定と柱の帯筋の規定についてその変遷を示す。

- |                 |                                 |
|-----------------|---------------------------------|
| 1950 年（昭和 25 年） | 建築基準法制定<br>設計震度 0.2+許容応力度設計法    |
| 1970 年（昭和 45 年） | 建築基準法施行令改正<br>せん断補強筋の規定強化       |
| 1981 年（昭和 56 年） | 建築基準法施行令改正<br>新耐震設計法<br>保有耐力の検定 |



付図 4.5.1 柱帯筋の規定の変遷

#### 付 4.6 モデル建物によるベースシア係数算定方法

日本・フィリピン・インドネシア・チリ・インド・トルコ・ペルー・トルコ・台湾について、約 10～20 年前の耐震設計基準と約 30 年前の耐震設計基準を調査し、**図 4.6.1** に示すモデル建物についてそれぞれベースシア係数を算定し、その耐震性の比較を行った。

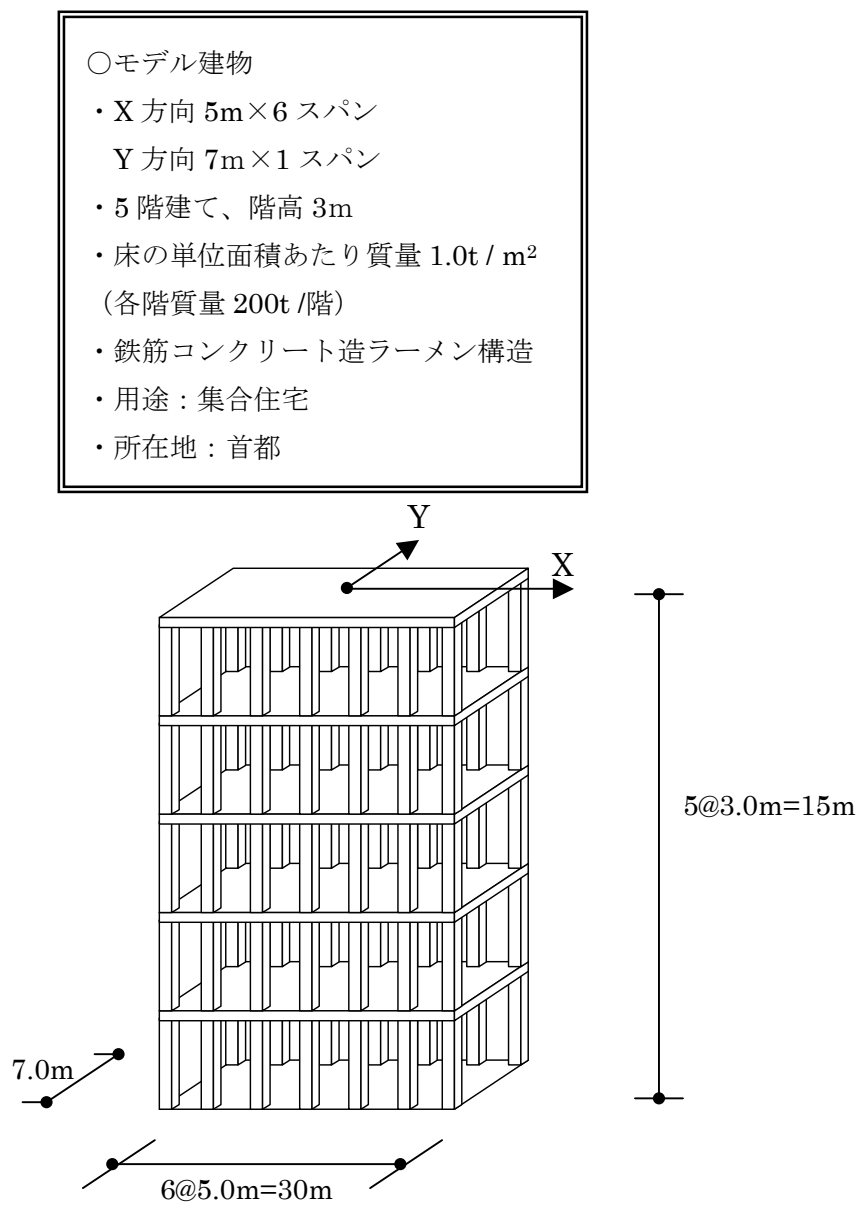


図 4.6.1 モデル建物

#### 付 4.6.1 日本

日本では、1950年に建築基準法が制定され、1947年の「日本建築規格 3001」と同様に水平震度 0.2 が採用された。その後、1968年の十勝沖地震後、1971年に基準法施行令の改正が行われ、RC造柱の帯筋間隔規定の強化改正が行われた。また、1980年には基準法施行令の耐震規定が改正され、中地震に対する許容応力度設計（1次設計）と大地震に対する終局耐震性の検討（2次設計）の2段階方式がとられた。ここでは、水平震度 0.2 が取り入れられた 1980年以降の耐震基準と、1950年の建築基準法の耐震基準を示す。

##### (1) 1980年以降の耐震基準

###### ① 設計法

・許容応力度設計法

許容応力度計算（1次設計）

保有水平耐力計算（2次設計）

###### ② 材料強度

（1次設計）

・コンクリート：0.66F<sub>C</sub>

・鉄筋：σ<sub>y</sub>

（2次設計）

・コンクリート：F<sub>C</sub>

・鉄筋：1.1σ<sub>y</sub>

###### ③ 設計用水平力

###### 1) 許容応力度計算（1次設計）

1次設計で用いる層せん断力は式(1.1)により与えられる。

$$V = C_i \cdot W = ZR_t A_i C_0 \cdot W \quad (1.1)$$

###### a) 地震地域係数 Z

付図 4.6.2 に示す分布図により定められる。付図 4.6.2 より、東京は A 地域に属するため、地震地域係数は Z=1.0 である。

###### b) 振動特性係数 R<sub>t</sub>

建物の固有周期 T と建物の建つ地盤の性質による地震動の増幅との関係を示す。この係数は式(1.2)により与えられる。

$$R_t = \begin{cases} 1 & T < T_c \\ 1 - 0.2(T/T_c - 1)^2 & T_c \leq T < 2T_c \\ 1.6T_c / T & 2T_c \leq T \end{cases} \quad (1.2)$$

RC造建物の設計用 1次固有周期 T は式(1.3)により与えられる。

$$T = 0.02h \quad (1.3)$$

対象建物の 1次固有周期は式(1.3)より、T=0.02×15m=0.3s である。また、地盤周期 T<sub>c</sub>

は付表 4.6.1 より、第 2 種地盤では  $T_c=0.6$  である。

したがって、振動特性係数は  $R_t=1.0$  である。

- c) 層せん断力係数の建物高さ方向分布を表す値  $A_i$   
式(1.4)により与えられる。

$$A_i = 1 + \left( \frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T}{1+3T} \quad (1.4)$$

$\alpha_i$  は最上階から  $i$  階までの重量の和を地上部分の全重量で割った値で、式(1.5)で与えられる。

$$\alpha_i = \sum_{j=i}^N \omega_j / \sum_{j=1}^N \omega_j \quad (1.5)$$

式(1.5)より、1 階では  $\alpha_1=200 \times 5/1000=1.0$  である。

したがって、式(1.4)より、 $A_1=1.0$  である。

- d) 標準せん断力係数  $C_0$

$C_0=0.2$  とする。

以上より、ベースシア係数は式(1.1)より、 $C_1=1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 0.2=0.2$  である。したがって、ベースシアは  $V=0.2W$  となる。

## 2) 保有水平耐力計算 (2 次設計)

終局強度設計法による必要保有水平耐力は式(1.6)により与えられる。

$$Q_{um} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud} \quad (1.6)$$

- a) 構造特性係数  $D_s$

RC 造の構造特性係数は架構の形式・性状により与えられる。付表 4.6.2 より、モデル建物の構造特性係数は  $D_s=0.4$  とする。

- b) 形状特性係数  $F_{es}$

形状特性係数  $F_{es}$  は式(1.7)により与えられる。

$$F_{es} = F_s \cdot F_e \quad (1.7)$$

$F_s$ 、 $F_e$  はそれぞれ剛性率  $R_s$ 、偏心率  $R_e$  に応じて定まる補正係数で、対象建物は  $F_s=1.0$ 、 $F_e=1.0$  であるので、 $F_{es}=1.0$  である。

- c) 大地震による層せん断力  $Q_{ud}$

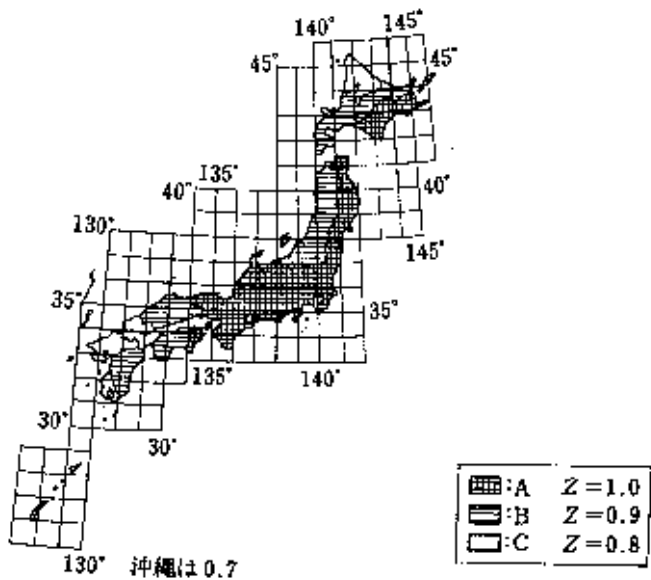
大地震による層せん断力  $Q_{ud}$  は、式(1.8)により与えられる。

$$Q_{ud} = C_i \cdot W_i = Z \cdot R_i \cdot A_i \cdot C_0 \cdot W_i \quad (1.8)$$

$Z$ 、 $R_i$ 、 $A_i$ 、 $C_0$  の定義は前述の通りである。標準せん断力係数  $C_0$  は 1.0 とする。

以上より、ベースシア係数は式(1.8)より、 $C_1=1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0=1.0$  である。

したがって、必要保有水平耐力は  $Q_{um} = 0.40W$  となる。



付図 4.6.2 地震地域係数 Z

付表 4.6.1 地盤種別

| 地盤種別 | $T_c$ |
|------|-------|
| 第1種  | 0.4   |
| 第2種  | 0.6   |
| 第3種  | 0.8   |

付表 4.6.2 RC 構造等の  $D_s$

| 架構の形状 |   | (い)                | (ろ)                     | (は)  |
|-------|---|--------------------|-------------------------|--|
|       |   | 剛節架構またはこれに類する形式の架構 | (い) 欄および (は) 欄に掲げる以外のもの | 各階に生ずる水平力のうち当該階の耐力壁または筋かいによって大部分を負担する形式の架構 |
| (1)   | 架構を構成する部材に生ずる応力に対してせん断破壊その他の耐力が急激に低下する破壊が著しく生じ難いこと等のため、塑性変形の度がとくに高いもの                 | 0.3                | 0.35                    | 0.4  |
| (2)   | (1) に掲げるもの以外のもので架構を構成する部材に生ずる応力に対してせん断破壊その他の耐力が急激に低下する破壊が生じ難いこと等のため、塑性変形の度が高いもの       | 0.35               | 0.4                     | 0.45                                       |
| (3)   | (1) および (2) に掲げるもの以外のもので架構を構成する部材に塑性変形を生じさせる応力に対して当該部材にせん断破壊が生じないこと等のため、体力が急激に低下しないもの | 0.4                | 0.45                    | 0.5  |
| (4)   | (1) から (3) までに掲げるもの以外のもの  | 0.45               | 0.5                     | 0.55                                       |

(2) 1950～1971年の耐震基準

① 設計法

・許容応力度設計法

② 材料強度

・コンクリート： $0.66F_c$

・鉄筋： $\sigma_y$

③ 設計用水平力

設計で用いる層せん断力は式(1.9)により与えられる。

$$V = Z \cdot R \cdot k_i \cdot W \quad (1.9)$$

a) 地域別低減係数  $Z$

付図 4.6.3 に示す分布図により定められる。付図 4.6.3 より、東京の地域別低減係数は  $Z=1.0$  である。

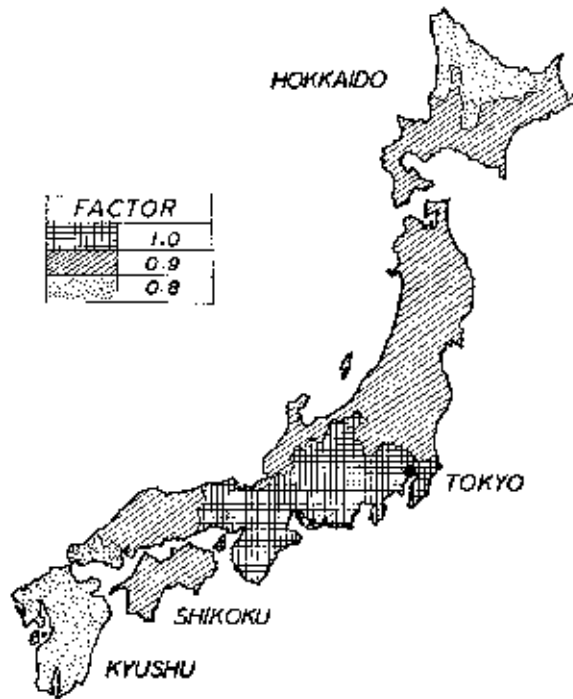
b) 地盤・構造種別係数  $R$

付表 4.6.3 より、第3種地盤のRC造建物の地盤・構造種別係数は  $R=1.0$  である。

c) 標準水平設計震度  $k_i$

標準水平設計震度は地上 16m まで 0.2 以上、16m 以上は 4m ごとに 0.01 を加える。したがって、対象建物の標準水平設計震度は全層で 0.2 であり、1階の標準水平設計震度は  $k_i=0.2$  である。

以上より、ベースシアは  $V=1.0 \times 1.0 \times 0.20W = 0.20W$  となる。



付図 4.6.3 地域別低減係数 Z

付表 4.6.3 地盤・構造種別係数 R

| 地盤種別  | 木造  | 鉄骨造 | RC 造<br>SRC 造 |
|-------|-----|-----|---------------|
| 第 1 種 | 0.6 | 0.6 | 0.8           |
| 第 2 種 | 0.8 | 0.8 | 0.9           |
| 第 3 種 | 1.0 | 1.0 | 1.0           |
| 第 4 種 | 1.5 | 1.0 | 1.0           |

#### 付 4.6.2 フィリピン<sup>付 4.1) ~付 4.4)</sup>

フィリピンでは、アメリカの AIC や ISC、UBC などの規準をもとに、1972 年に建築・土木構造物の構造設計基準である National Structural Code of the Philippines が制定された。1981 年にメートル法への変換等の修正が加えられ、1986 年には構造物水平地震力係数の修正、地震地域係数の見直し等を含め第三版が制定されるに至った。ここでは、1986 年以降の耐震基準（第三版）と 1972 年～1982 年の耐震基準（第一版）を示す。

##### (1) 1986 年以降の耐震基準

###### ① 設計法

- ・許容応力度設計法
- ・終局強度設計法

###### ② 材料強度<sup>付 4.5)</sup>

(許容応力度設計法)

- ・コンクリート：0.66F<sub>C</sub>
- ・鉄筋：0.66σ<sub>y</sub>

(終局強度設計法)

\*終局強度設計法では、荷重係数と強度低減係数を用いて適切な材料強度を算定する。

###### ③ 設計用水平力

###### 1) 許容応力度設計法

設計用ベースシアは式(2.1)により与えられる。

$$V = \frac{ZIC}{R_w} \cdot W \quad (2.1)$$

###### a) 地震地域係数 Z

付図 4.6.4 よりマニラは Zone 4 に属するため、Z=0.4 である。

###### b) 建物の用途種別による重要度係数 I

付表 4.6.4 より対象建物は標準建物に属するため、I=1.0 である。

###### c) 構造形式による係数 R<sub>w</sub>

対象建物はラーメン形式であるため、付表 4.6.5 より構造形式による係数は R<sub>w</sub>=5 とする。

###### d) 固有周期 T と地盤種別 S による係数 C

式(2.2)により与えられる。

$$C = \frac{1.25S}{T^{2/3}} \quad (2.2)$$

建物の固有周期 T は式(2.3)により与えられる。

$$T = C_t(h)^{3/4} \quad (2.3)$$

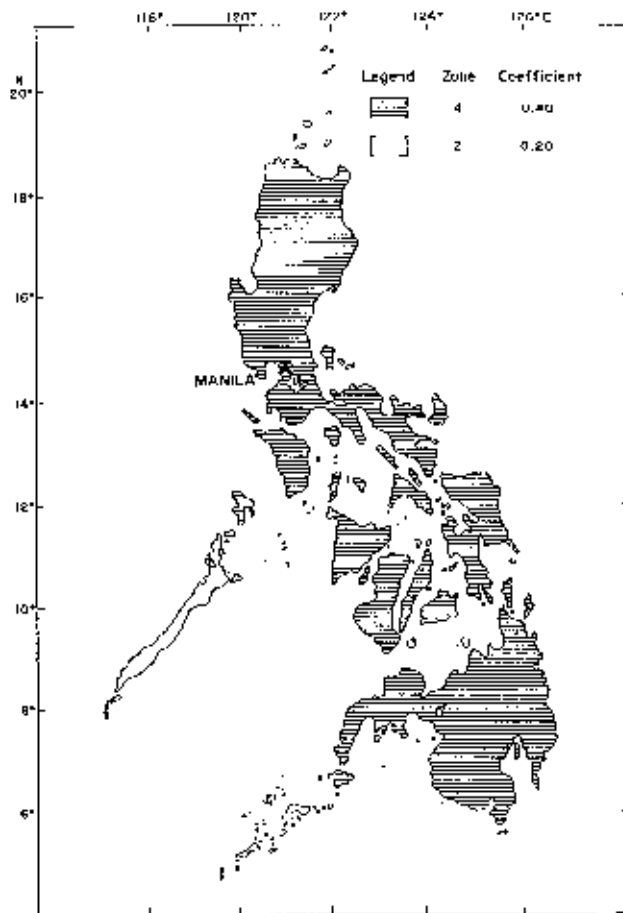
RC 造建物では C<sub>t</sub>=0.075 であるため、T=0.075×15m<sup>3/4</sup>=0.57s である。また、地盤種別による係数 S は付表 4.6.6 より、第 3 種地盤では S=1.5 である。

したがって、式(2.2)より  $C = \frac{1.25 \times 1.5}{0.57^{2/3}} = 2.72$  である。

以上より、ベースシアは式(2.1)より、 $V = \frac{0.40 \times 1.0 \times 2.72}{5.0} W = 0.22W$  となる。

## 2) 終局強度設計法

コンクリートの圧縮強度および鋼材の降伏強度に低減率を見込む。対象建物は RC 造曲げ型フレーム形式であるため、低減率は 0.90 である。



付図 4.6.4 地震地域係数 Z

付表 4.6.4 重要度係数

| 用途種別                       | I    |
|----------------------------|------|
| I. 必要不可欠な施設<br>(病院、消防等)    | 1.25 |
| II. 危険な施設<br>(有毒物・危険物取扱施設) | 1.25 |
| III. 特殊建物<br>(議会、学校、刑務所等)  | 1.00 |
| IV. 標準建物                   | 1.00 |

付表 4.6.5 構造形式

| 構造形式    | 詳細                  | R <sub>w</sub> | H             | 構造形式   | 詳細                         | R <sub>w</sub>                   | H     |      |
|---------|---------------------|----------------|---------------|--------|----------------------------|----------------------------------|-------|------|
| 耐力壁形式   | 1.せん断パネル付軽量壁        | 8              | 20m           | ラーメン形式 | 1.特殊モーメント抵抗立体骨組(SMRSF)     | 12                               | N.L.* |      |
|         | a. 3層以下の合板壁         |                |               |        | a. 鉄骨                      |                                  | N.L.  |      |
|         | b. その他軽量壁           | 6              | 20m           |        | b. コンクリート                  | 10                               | —     |      |
|         | 2.耐震壁               | 6              | 50m           |        | 2.コンクリート中間モーメント立体骨組(IMRSF) | 7                                | —     |      |
|         | a. コンクリート           |                |               |        | 3.一般のモーメント抵抗立体骨組           | 6                                | 50m   |      |
|         | b. 組積造              |                |               |        | a. 鉄骨                      | 5                                | —     |      |
|         | 3.ブレース付軽量鉄骨フレーム壁    | 4              | 20m           |        | b. コンクリート                  |                                  |       |      |
|         | 4.ブレースフレーム          | 6              | 50m           |        | 1.耐震壁                      |                                  |       |      |
|         | a. 鉄骨               |                |               |        | a. SMRSF 付コンクリート           | 12                               | N.L.  |      |
|         | b. コンクリート           |                |               |        | b. コンクリート IMRSF 付コンクリート    | 9                                | 50m   |      |
| c. 重量木材 | 4                   | 20m            | c. SMRSF 付組積造 | 8      | 50m                        |                                  |       |      |
| 躯体形式    | 1.鉄骨偏心ブレースフレーム(EBF) | 10             | 70m           | 二重形式   | d. コンクリート IMRSF 付組積造       | 7                                | —     |      |
|         | 2.せん断パネル付軽量フレーム壁    |                |               |        | 20m                        | 2.鉄骨 SMRSF 付鉄骨 EBF               | 12    | N.L. |
|         | a. 3層以下の合板壁         | 9              | 20m           |        | 3.コンクリートブレースフレーム           |                                  |       |      |
|         | b. その他軽量壁           | 7              | 20m           |        | a. 鉄骨 SMRSF 付鉄骨            | 10                               | N.L.  |      |
|         | 3.耐震壁               | 8              | 70m           |        | b. コンクリート SMRSF 付コンクリート    | 9                                | —     |      |
|         | a. コンクリート           |                |               |        | 15m                        | c. コンクリート IMRSF 付コンクリート          | 6     | —    |
|         | b. 組積造              | 8              | 15m           |        |                            |                                  |       |      |
|         | 4.集中ブレースフレーム        | 8              | 50m           |        | その他                        | 実験データに基づき相当する R <sub>w</sub> を判断 |       |      |
|         | a. 鉄骨               |                |               |        |                            |                                  | —     |      |
|         | b. コンクリート           |                |               |        |                            |                                  | 20m   |      |
| c. 重量木材 | 8                   |                |               |        |                            |                                  |       |      |

\*N.L. : No Limit

付表 4.6.6 地盤種別

| 地盤種別 | S   |
|------|-----|
| 第1種  | 1.0 |
| 第2種  | 1.2 |
| 第3種  | 1.5 |
| 第4種  | 2.0 |

(2) 1972～1981年の耐震基準

① 設計法

許容応力度設計法

② 材料強度<sup>付4.5)</sup>

・コンクリート：0.66F<sub>c</sub>

・鉄筋：0.66σ<sub>y</sub>

③ 設計用水平力

設計用ベースシアは式(2.4)により与えられる。

$$V = ZKC \cdot W \quad (2.4)$$

a) 地震地域と地盤種別による地震地域係数 Z

付図 4.6.5 よりマニラは第 2 種地盤であるため、Z=1.2 である。

b) 構造形式による係数 K

対象建物は RC 造建物であるため付表 4.6.7 より、K=1.33 である。

c) 固有周期 T による係数 C

式(2.5)により与えられる。

$$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}} \quad (2.5)$$

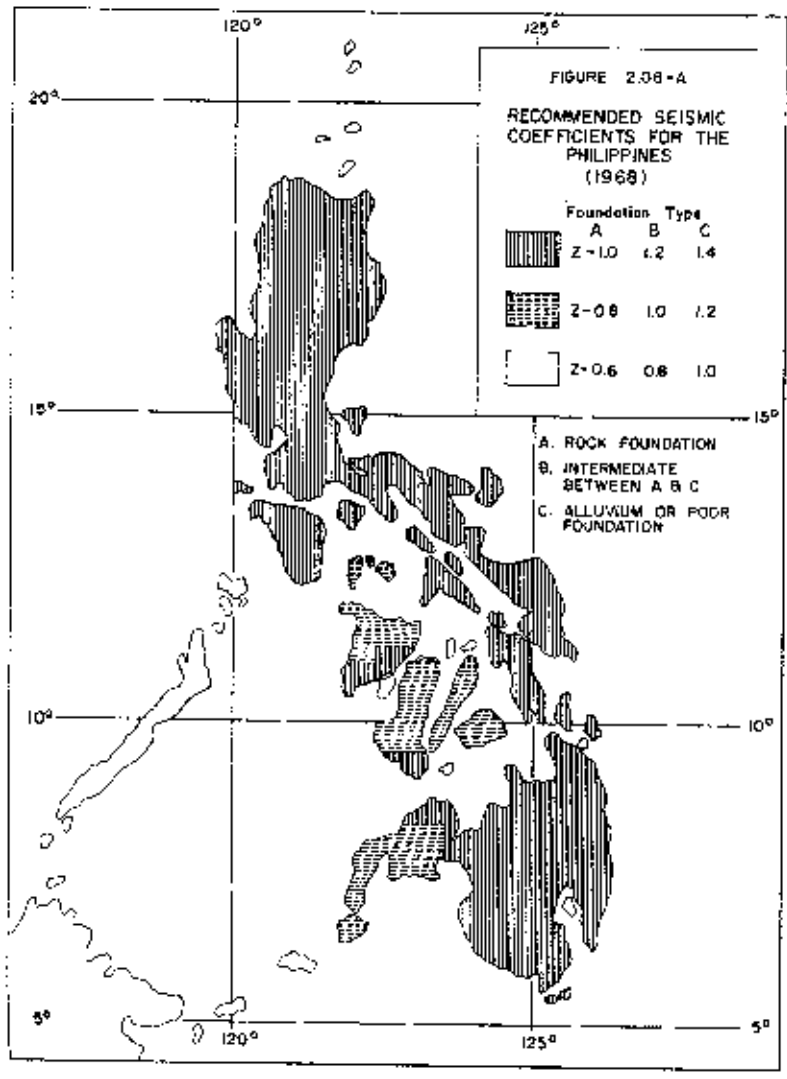
RC 造の建物の固有周期 T は式(2.6)により与えられる。

$$T = 0.10n \quad (2.6)$$

式(2.6)より、対象建物の固有周期は T=0.50s である。

したがって、式(2.5)より  $C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{0.5}} = 0.063$  である。

以上より、ベースシアは式(2.4)より、V=1.2×1.33×0.063W=0.10W となる。



付図 4.6.5 地震地域係数

付表 4.6.7 構造形式

| 構造形式                          | K    |
|-------------------------------|------|
| その他                           | 1.00 |
| 一般的な立体骨組                      | 1.33 |
| 曲げモーメント抵抗型と耐震壁の2重の補強システムを持つ建物 | 0.80 |
| 全ての水平力を負担する曲げモーメント抵抗型立体骨組み    | 0.67 |
| 建物に接続していない高架タンク               | 3.00 |
| 建物以外の構造物                      | 2.00 |

### 付 4.6.3 インドネシア<sup>付 4.1) ~付 4.4)</sup>

インドネシアは 1983 年に規定された耐震基準のみを示す。

#### (1) 1983 年以降の耐震基準

##### ① 設計法

- ・許容応力度設計法
- ・終局強度設計法

##### ② 材料強度

(許容応力度設計法)

- ・コンクリート：0.45 $F_c$
- ・鉄筋：0.50 $\sigma_y$

(終局強度設計法)

\*終局強度設計法では、荷重係数と強度低減係数を用いて適切な強度を算定する。

##### ③ 設計用水平力

###### 1) 許容応力度設計法

設計用ベースシアは式(3.1)により与えられる。

$$V = C_d \cdot W = CIK \quad (3.1)$$

a) 固有周期  $T$  と地震地域 Zone による係数  $C$

付図 4.6.6 より与えられる。

固有周期  $T$  は式(3.2)により与えられる。

$$T = 0.06h^{3/4} \quad (3.2)$$

対象建物の固有周期は式(3.2)より、 $T=0.06 \times 15^{0.75}=0.46s$  である。また、付図 4.6.7 より、ジャカルタは Zone 4 に属す。

したがって、軟弱地盤では付図 4.6.6 より  $C=0.05$  である。

b) 建物の用途種別による重要度係数  $I$

付表 4.6.8 より対象建物はその他に属するため、 $I=1.0$  である。

c) 構造形式による係数  $K$

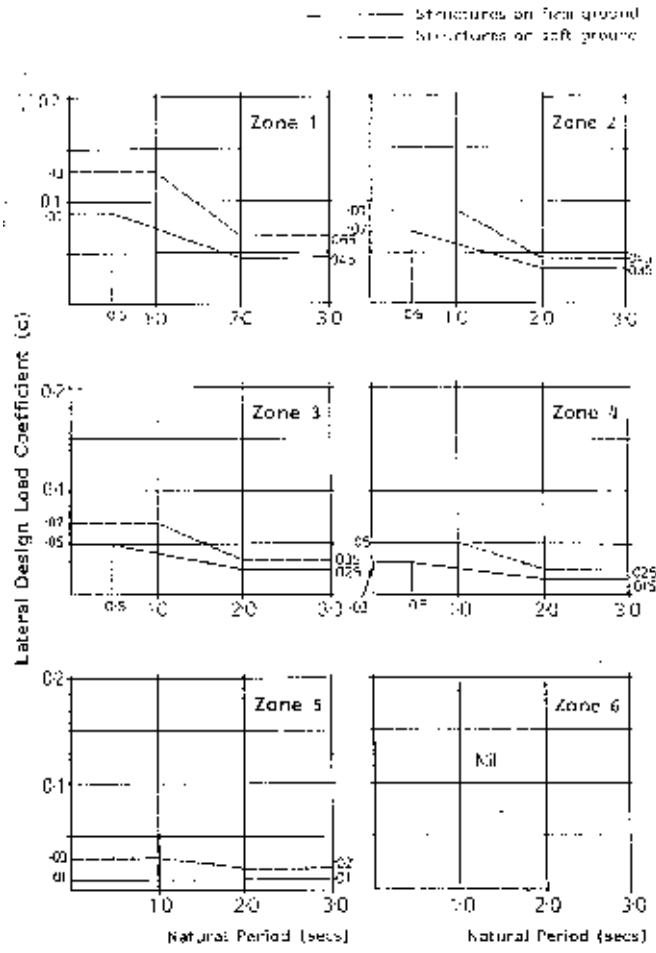
付表 4.6.9 より対象建物は曲げ型フレームであるため、 $K=1.0$  である。

以上より、ベースシア係数は式(3.1)より、 $C_d = 0.05 \times 1.0 \times 1.0 = 0.05$  である。したがって、ベースシアは  $V = 0.05W$  となる。

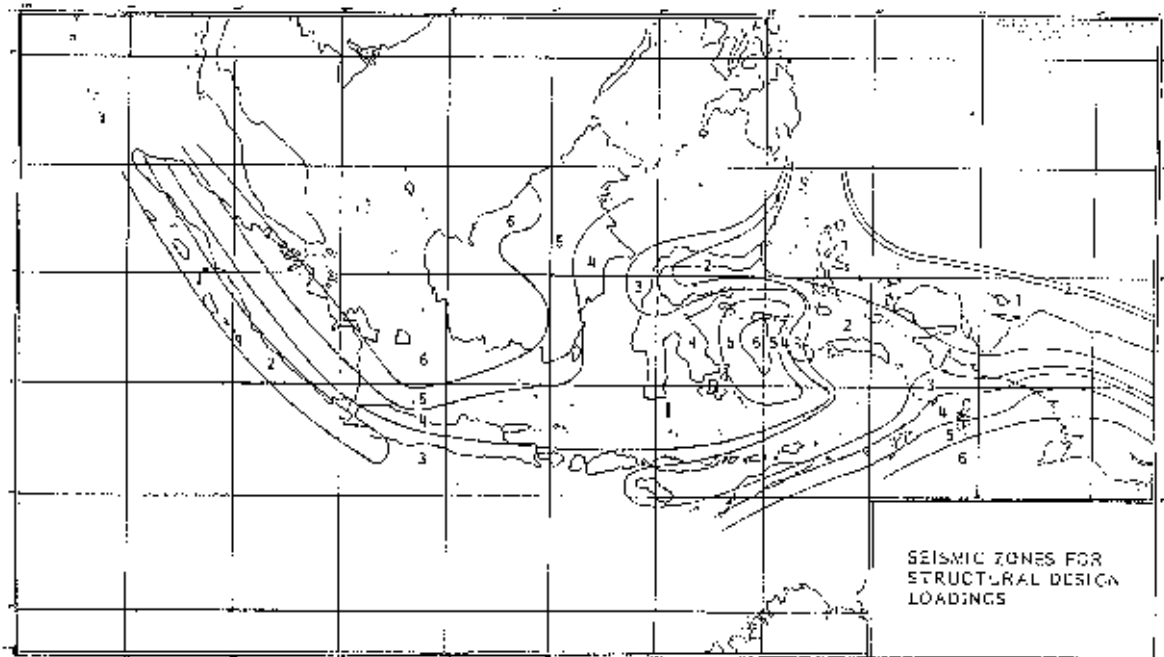
###### 2) 終局強度設計法

コンクリートの圧縮強度および鋼材の降伏強度に低減率を見込む。

対象建物は RC 造曲げ型フレーム形式であるため、低減率は 0.80 である。



付图 4.6.6 地震系数 C



付图 4.6.7 地震地域 Zone

付表 4.6.8 重要度係数

| 用途種別                                      | I   |
|---|-----|
| (a) 象徴的な建物                                | 1.5 |
| (b) 地震後機能保持すべき必要不可欠な建物<br>(病院、水道、放送局、議会等) | 1.5 |
| (c) 都市部のガス・石油供給施設                         | 2.0 |
| (d) 危険物質を含む建物                             | 2.0 |
| (e) その他                                   | 1.0 |

付表 4.6.9 構造形式による係数

| 構造形式         | 地震エネルギー吸収要素の構造材料                     | K   |
|--------------|--------------------------------------|-----|
| 曲げ型フレーム      | RC 造                                 | 1.0 |
|              | プレストレスコンクリート造                        | 1.4 |
|              | 鉄骨造                                  | 1.0 |
|              | 木造                                   | 1.7 |
| せん断壁&曲げ壁     | RC 造                                 | 1.0 |
| 片持ち曲げせん断壁    | RC 造                                 | 1.2 |
|              | 補強中空レンガ                              | 2.5 |
|              | 木造                                   | 2.0 |
| 曲げ拘束型片持ちせん断壁 | RC 造                                 | 1.5 |
|              | 補強中空レンガ造                             | 3.0 |
|              | 木造                                   | 2.5 |
| 斜めブレース       | RC 造                                 | 2.5 |
|              | 鉄骨造                                  | 2.5 |
|              | 木造                                   | 3.0 |
| 片持ち一層フレーム    | RC 造                                 | 2.5 |
|              | 鉄骨造                                  | 2.5 |
| 煙突、小さいタンク    | RC 造                                 | 3.0 |
|              | 鉄骨造                                  | 3.0 |
| その他          | 構造物の靱性・エネルギー分散性能の比較により適切な K の値を割り当てる |     |

#### 付 4.6.4 チリ<sup>付 4.1) ~付 4.4)</sup>

チリは、1996年版 WORLD LIST に記載されている 1993 年以降の耐震基準と 1973 年版 WORLD LIST に記載されている耐震基準を示す。

(1) 1993 年以降

##### ① 設計法

・許容応力度設計法

##### ② 材料強度

(許容応力度設計法)

・コンクリート：0.38F<sub>c</sub>

・鉄筋：0.76σ<sub>y</sub>

\*短期許容応力度は 15%増の許容応力度とする。

##### ③ 設計用水平力

1) 許容応力度設計法

設計用ベースシアは式(4.1)により与えられる。

$$V = CI \cdot W \quad (4.1)$$

a) 地震係数 C

式(4.2)により与えられる。

$$C = \frac{2.75A_0}{gR} \left( \frac{T'}{T^*} \right)^n \quad (4.2)$$

1次固有周期 T\*は T\*=0.02h=0.3s である。

地盤種別による係数 T'と nは付表 4.6.10 より、第2種地盤では T'=0.35s と n=1.33 である。

有効加速度 A<sub>0</sub>は地震地域による係数である。付図 4.6.8 よりサンチアゴは Zone 2 に属するため、付表 4.6.11 より、A<sub>0</sub>=0.30g である。

応答修正係数 Rは構造形式による係数で、付表 4.6.12 より対象建物は R=7 である。

したがって、 $C = \frac{2.75 \times 0.30g}{g \times 7} \left( \frac{0.35}{0.3} \right)^{1.33} = 0.14$  である。

b) 建物の用途種別による重要度係数 I

付表 4.6.13 より対象建物は I=0.6 である。

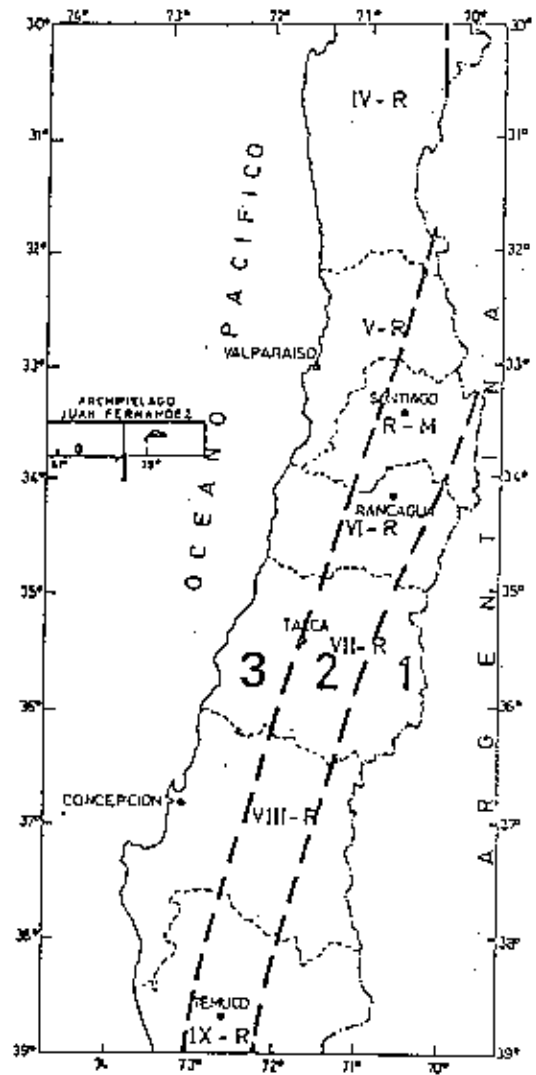
以上より、ベースシアは式(4.1)より V=0.14×0.6W=0.09W となる。

付表 4.6.10 地盤種別

| 地盤種別 | T'   | n    |
|------|------|------|
| I    | 0.20 | 1.00 |
| II   | 0.35 | 1.33 |
| III  | 0.85 | 1.80 |
| IV   | 1.35 | 1.80 |

付表 4.6.11 有効加速度

| 地震地域 | A <sub>0</sub> |
|------|----------------|
| 1    | 0.20g          |
| 2    | 0.30g          |
| 3    | 0.40g          |



付図 4.6.8 地震地域

付表 4.6.12 構造形式による係数

| 構造形式   | 構造材料   | R   |
|--|--|-----|
| ラーメン形式   | 鉄骨造  | 7   |
|  | RC造  | 7   |
| 耐震壁や<br>ブレース形式   | 鉄骨造  | 7   |
|  | RC造  | 7   |
|  | RC造と拘束された組積造                                   | 6   |
|  | - RC耐震壁が各層50%以上の層せん断力を負担する                     | 4   |
|  | - RC耐震壁が各層50%以上の層せん断力を負担しない                    | 5.5 |
|  | 木造   | 4   |
|  | 拘束された組積造                                       | 4   |
|  | 補強組積造  | 4   |
|  | - コンクリートブロックまたは全体に接着された二重組積造の幾何学的ユニットからなる補強組積造 | 3   |
| - 部分的または全体的に接着された粘土レンガとコンクリートブロックまたは部分的に接着された幾何学的ユニットからなる補強組積造 | 3  |     |
| 上記以外   |  | 2   |

付表 4.6.13 重要度係数

| 用途種別                                   | I   |
|--|-----|
| A.政府、自治体、公共施設、災害時特に重要な施設               | 1.2 |
| B.図書館、美術館のような価値のあるものを収容する施設、大人数を収容する施設 | 1.2 |
| C.危険な建物                                | 1.0 |
| D.上記以外                                 | 0.6 |

(2) 1973年版(WORLD LISTより)

① 設計法

許容応力度設計法

② 材料強度

不明

③ 設計用水平力

設計用ベースシアは式(4.3)により与えられる。

$$V = K_1 K_2 C \cdot W \quad (4.3)$$

a) 建物の用途種別による係数  $K_1$

付表 4.6.14 により与えられる。対象建物は(c)に属するため、 $K_1=0.8$  である。

b) 構造形式による係数  $K_2$

付表 4.6.15 により与えられる。対象建物は(f)に属するため、 $K_2=0.8$  である。

c) 固有周期  $T$  と地盤周期  $T_0$  による係数  $C$

式(4.4)により与えられる。

$$C = 0.10 \quad T < T_0 \text{ のとき}$$
$$C = 0.10 \cdot \frac{2TT_0}{T^2 + T_0^2} \quad T > T_0 \text{ のとき} \quad (4.4)$$

対象建物の固有周期  $T$  は  $T=0.02h=0.3s$  である。

地盤周期  $T_0$  は付表 4.6.16 より、 $T_0=0.3s$  である。

したがって、式(4.4)より  $C=0.10$  である。

以上より、ベースシア係数は式(4.3)より、 $V = 0.8 \times 0.8 \times 0.10 W = 0.06W$  となる。

付表 4. 6. 14 重要度係数

| 用途種別   | K <sub>1</sub> |
|--|----------------|
| (a)公共サービスの施設（電話局、発電所、警察署）<br>災害時特に重要な施設（病院）<br>価値あるものを所蔵する施設（図書館、美術館）<br>大人数を収容する施設（学校、寺院、駅） | 1.2            |
| (b)公共性の低い大人数を収容する施設（デパート、ホテル、レストラン）  | 1.0            |
| (c)(a)、(b)に所属しないもの   | 0.8            |

付表 4. 6. 15 構造形式

| 用途種別      | K <sub>2</sub> |
|-----------|----------------|
| (d)一般的な建物 | 1.2            |
| (e)剛構造の建物 | 1.0            |
| (f)柔構造の建物 | 0.8            |

付表 4. 6. 16 地盤種別による係数

| 地盤種別     | T <sub>0</sub> (s) |
|----------|--------------------|
| 1. 硬質地盤  | 0.20               |
| 2. 緻密な地盤 | 0.30               |
| 3. 軟弱地盤  | 0.90               |

#### 付 4.6.5 インド<sup>付 4.1) ~付 4.4)</sup>

インドでは、ヒマラヤ地域やヒンドスタン平原、インド西部、カッチの地質学的に不安定な地域で過去に大きな地震が起き、その時に得られた研究データをもとに、1962年に **Recommendations for earthquake resistant design of structures** として、耐震基準が制定され、その後 1966 年に改訂された。1970 年には、それまでの研究成果や経験を踏まえ、地震地域や震源の地図など、建物の設計や橋の構造に対してより合理的なアプローチを追加した第二版の耐震基準が制定された。また、1975 年には改訂された地震地域係数や重要度係数の導入、多層建物の設計のための靱性指標などを取り入れた第三版が制定され、1984 年には荷重係数や地盤の N 値、ベースシアやモーダルアナリシスが導入され、第四版となる耐震基準が制定された。ここでは、1984 年以降の耐震基準（第四版）と 1970~1974 年の耐震基準（第三版）を示す。

##### (1) 1984 年以降の耐震基準

###### ① 設計法

- ・許容応力度設計法
- ・終局強度設計法

###### ② 材料強度

(許容応力度設計法)

- ・コンクリート：0.44F<sub>C</sub>
- ・鉄筋：0.75σ<sub>y</sub>

(終局強度設計法)

- ・コンクリート：F<sub>C</sub>
- ・鉄筋：σ<sub>y</sub>

\*終局強度設計法は鉄骨造において用いられる。

###### ③ 設計用水平力

###### 1) 許容応力度設計法

設計用ベースシアは式(5.1)により与えられる。

$$V = \kappa C \alpha_h \cdot W \quad (5.1)$$

###### a) 構造形式による係数 κ

付表 4.6.17 より対象建物は RC 造ラーメン形式であるため、κ=1.0 である。

###### b) 固有周期 T による係数 C

付図 4.6.9 より与えられる。

固有周期 T は式(5.2)により与えられる。

$$T=0.1n \quad (5.2)$$

対象建物の固有周期は式(5.2)より、T=0.1×5 層=0.5s である。

したがって、付図 4.6.9 より C=0.75 である。

c) 地震係数  $\alpha_h$

式(5.3)により与えられる。

$$\alpha_h = \beta I \alpha_0 \quad (5.3)$$

地盤種別と基礎による係数  $\beta$  は付表 4. 6. 18 より第 2 種地盤および杭基礎では  $\beta = 1.0$  である。

建物の用途種別による重要度係数  $I$  は、付表 4. 6. 19 より対象建物はその他に属するため、 $I = 1.0$  である。

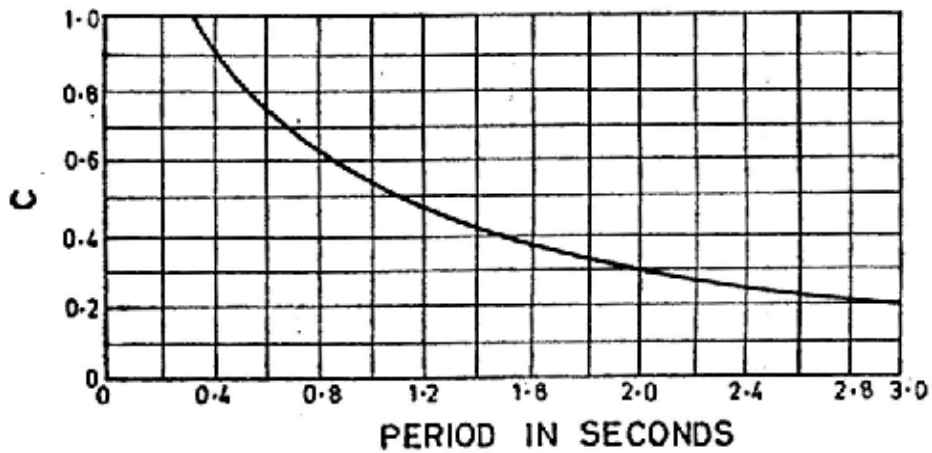
標準水平力係数  $\alpha_0$  は付表 4. 6. 20 より与えられる。付図 4. 6. 10 よりニューデリーは Zone 4 に属するため、 $\alpha_0 = 0.05$  である。

したがって、 $\alpha_h = 1.0 \times 1.0 \times 0.05 = 0.05$  である。

以上より、ベースシアは式(5.1)より、 $V = 1.0 \times 0.75 \times 0.05W = 0.04 \sim 0W$  となる。

付表 4.6.17 構造形式による係数

| 構造形式                           | $\kappa$ |
|--------------------------------|----------|
| i) a) RC 造または S 造ラーメン形式        | 1.0      |
| b) RC 造耐震壁または鉄骨ブレース付ラーメン形式     | 1.0      |
| ii) a) 鉄骨ブレースまたは RC パネル付 i) a) | 1.3      |
| b) 充填組積造付 i) a)                | 1.6      |
| iii) i) ii) に含まれない RC 造ラーメン形式  | 1.6      |



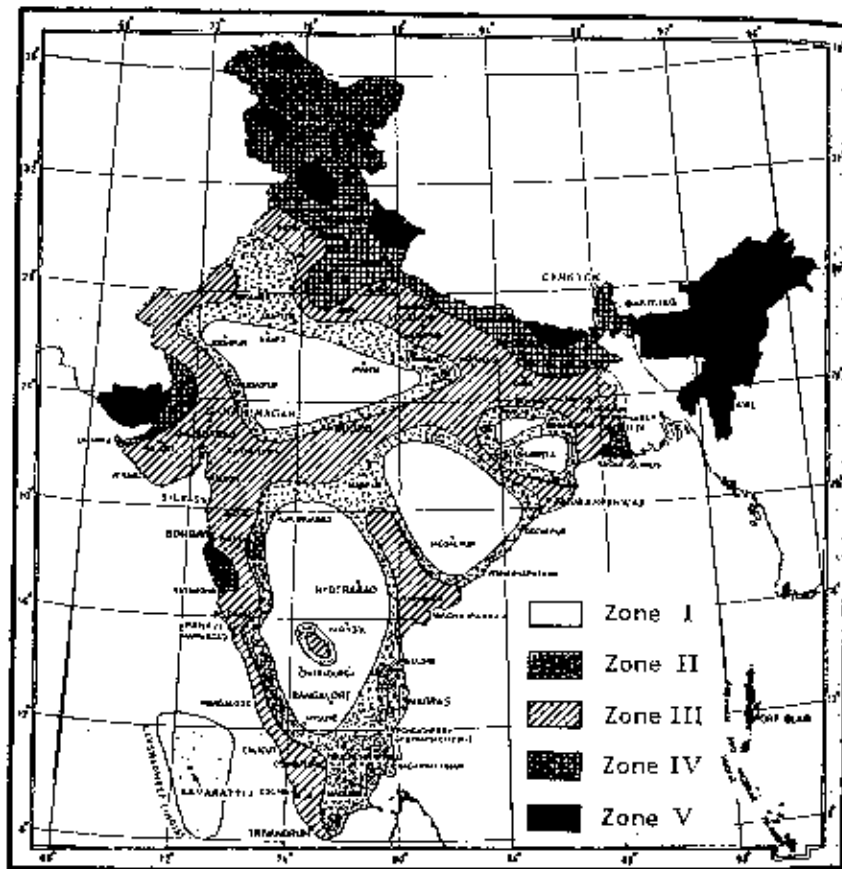
付図 4.6.9 固有周期 T による係数 C

付表 4.6.18 地盤種別と基礎による係数 ( $\beta$ )

| 地盤種別    | 杭基礎 | 左以外の杭基礎 | べた基礎 | タイビーム付 RCC フーチング | タイビーム無し分離 RCC フーチング | 井筒基礎 |
|---------|-----|---------|------|------------------|---------------------|------|
| 第 I 種   | 1.0 | —       | 1.0  | 1.0              | 1.0                 | 1.0  |
| 第 II 種  | 1.0 | 1.0     | 1.0  | 1.0              | 1.2                 | 1.2  |
| 第 III 種 | 1.0 | 1.2     | 1.0  | 1.2              | 1.5                 | 1.5  |

付表 4.6.19 重要度係数

| 用途種別                    | I   |
|-------------------------|-----|
| i) ダム                   | 3.0 |
| ii) 可燃・有毒ガスまたは液体の入った施設  | 2.0 |
| iii) 重要な公共サービス (病院、学校等) | 1.5 |
| iv) その他                 | 1.0 |



付図 4. 6. 10 地震地域

付表 4. 6. 20 標準水平力係数

| Zone | $\alpha_0$ |
|------|------------|
| V    | 0.08       |
| IV   | 0.05       |
| III  | 0.04       |
| II   | 0.02       |
| I    | 0.01       |

(2) 1970～1974年の耐震基準

① 設計法

許容応力度設計法

② 材料強度

不明

③ 設計用水平力

設計用ベースシアは式(5.4)により与えられる。

$$V = C\alpha_h\beta \cdot W \quad (5.4)$$

a) 固有周期 T による係数 C

式(5.5)により与えられる。

$$C = \frac{0.5}{T^{1/3}} \quad 0.33 \leq C \leq 1.333 \quad (5.5)$$

RC造ラーメン形式では、固有周期 T は式(5.6)により与えられる。

$$T = 0.1n \quad (5.6)$$

対象建物の固有周期は式(5.6)より、 $T = 0.1 \times 5 \text{層} = 0.5\text{s}$  である。

したがって、式(5.5)より  $C = 0.63$  である。

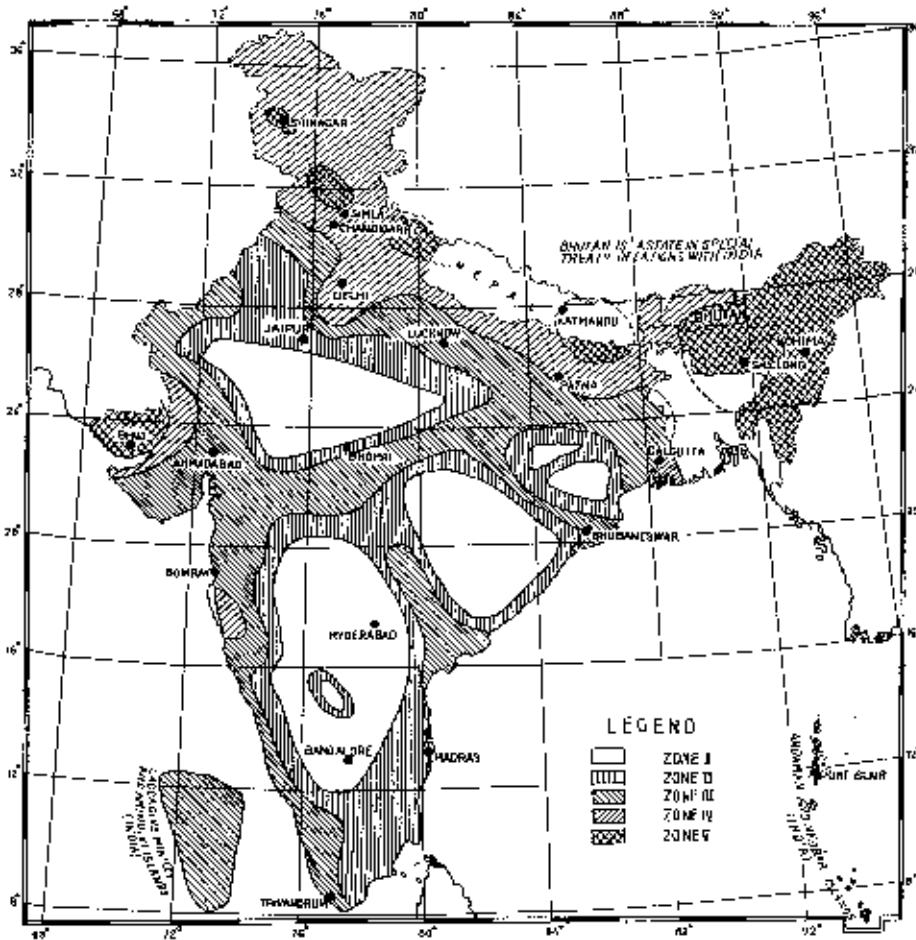
b) 地震地域と建物用途種別による係数  $\alpha_h$

付表 4.6.21 により与えられる。付図 4.6.11 よりニューデリーは Zone 4 に属するため、 $\alpha_h = 0.05$  である。

c) 地盤種別と基礎による係数  $\beta$

付表 4.6.22 により与えられる。第 2 種地盤および杭基礎では  $\beta = 1.0$  である。

以上より、ベースシアは式(5.4)より、 $V = 0.63 \times 0.05 \times 1.0W = 0.03W$  となる。



付図 4.6.11 地震地域

付表 4.6.21 水平力係数

| Zone | $\alpha_h$ |
|------|------------|
| V    | 0.08       |
| IV   | 0.05       |
| III  | 0.04       |
| II   | 0.02       |
| I    | 0.01       |

付表 4.6.22 地盤種別と基礎による係数 ( $\beta$ )

| 地盤種別    | 杭基礎 | タイビーム付 RCC<br>フーチング | タイビーム無し分離<br>RCC フーチング | 井筒基礎 |
|---------|-----|---------------------|------------------------|------|
| 第 I 種   | 1.0 | 1.0                 | 1.0                    | 1.0  |
| 第 II 種  | 1.0 | 1.0                 | 1.2                    | 1.2  |
| 第 III 種 | 1.0 | 1.2                 | 1.5                    | 1.5  |

#### 付 4.6.6 トルコ<sup>付 4.1) ~付 4.4)</sup>

トルコでは 1944 年に最初の耐震規定が制定された。その後 1949 年、1953 年に地震地域区分の変更による改正が行われ、1961 年の改正ではゾーンごとに設計用せん断力係数を定める方法から基本せん断力係数と地域係数に分離する方法に変更された。1968 年には 1963 年の Zone Map の改正を受けて、耐震基準が改正された。さらに 1975 年には 1972 年の Zone Map の改正を受けて、耐震基準が改正された。また、1996 にも Zone Map の改正が行われ、1998 年に耐震基準が改正された。ここでは、1998 年の耐震基準と 1968~1974 年の耐震基準を示す。

##### (1) 1998 年の耐震基準

###### ① 設計法

・終局強度設計法

\*RC 造建物の設計は終局強度設計、S 造建物の設計は許容応力度設計を基にしている。

###### ② 材料強度

・コンクリート： $0.66F_c$

・鉄筋： $0.87\sigma_y$

###### ③ 設計用水平力

###### 1) 終局強度設計法

設計用ベースシアは式(6.1)により与えられる。

$$V = A(T_1) / R_a(T_1) \cdot W \geq 0.10 A_0 I \cdot W \quad (6.1)$$

###### a) 固有周期 $T_1$

式(6.2)により与えられる。

$$T_1 \cong T_{1A} = C_t h^{3/4} \quad (6.2)$$

対象建物は RC 造建物であるため  $C_t=0.07$  である。

したがって、対象建物の固有周期は  $T_1=0.07 \times 15\text{m}^{3/4}=0.53\text{s}$  である。

###### b) 応答加速度スペクトル係数 $A(T)$

式(6.3)により与えられる。

$$A(T) = A_0 I S(T) \quad (6.3)$$

有効地動加速度係数  $A_0$  は付表 4.6.22 より与えられる。アンカラの地震地域が不明のため、対象建物における有効地動加速度係数は最大値  $A_0=0.40$  とする。

建物の用途種別による重要度係数  $I$  は、付表 4.6.23 より対象建物はその他に属するため、 $I=1.0$  である。

スペクトル係数  $S(T)$  は式(6.4)により与えられる。

$$S(T) = \begin{cases} 1 + 1.5T/T_A & 0 \leq T \leq T_c \\ 2.5 & T_A < T < T_B \\ 2.5(T_B/T)^{0.8} & T > T_B \end{cases} \quad (6.4)$$

スペクトル特性周期  $T_A$ 、 $T_B$  は、**付表 4.6.24** より与えられる。第 3 種地盤では  $T_A=0.15$ 、 $T_B=0.60$  であるため、 $S(T)=2.5$  となる。

したがって、 $A(T)=0.40 \times 1.0 \times 2.5=1.0$  である。

c) 地震荷重低減係数  $R_a$

式(6.5)により与えられる。

$$R_a(T) = \begin{cases} 1.5 + (R - 1.5)T / T_A & 0 \leq T \leq T_A \\ R & T > T_A \end{cases} \quad (6.5)$$

振動特性係数  $R$  は、構造形式による係数である。**付表 4.6.25** より対象建物は、フレーム構造非靱性 RC 造に属するとし、 $R=4$  である。

したがって、 $R_a(T)=4$  となる。

以上より、式(6.1)より  $V=1.0W/4=0.25W \geq 0.04W$  となり、ベースシアは  $V=0.25W$  となる。

付表 4.6.22 有効地動加速度係数

| 地震地域 | $A_0$ |
|------|-------|
| 1    | 0.40  |
| 2    | 0.30  |
| 3    | 0.20  |
| 4    | 0.10  |

付表 4.6.23 重要度係数

| 用途種別                            | I   |
|---------------------------------|-----|
| 1. 地震後利用する建物、危険物質の入った建物         | 1.5 |
| 2. 集中的に長期間使用する建物、価値のあるものを収蔵する建物 | 1.4 |
| 3. 集中的に短期間使用する建物                | 1.2 |
| 4. その他                          | 1.0 |

付表 4.6.24 スペクトル特性周期

| 地盤種別 | $T_A$ | $T_B$ |
|------|-------|-------|
| Z1   | 0.10  | 0.30  |
| Z2   | 0.15  | 0.40  |
| Z3   | 0.15  | 0.60  |
| Z4   | 0.20  | 0.90  |

付表 4.6.25 振動特性係数 (R)

| 構造形式          | 非靱性 RC 造 | 高靱性 RC 造 |
|---------------|----------|----------|
| フレーム構造        | 4        | 8        |
| Coupled 耐震壁構造 | 4        | 7        |
| Solid 耐震壁構造   | 4        | 6        |
| 耐震壁付フレーム構造    | 4        | 7        |

(2) 1968～1974年の耐震基準

① 設計法

許容応力度設計法

② 材料強度

不明

③ 設計用水平力

設計用ベースシアは式(6.6)より与えられる。

$$V = C \cdot W = C_0 \alpha \beta \gamma \cdot W \quad (6.6)$$

a) 地震地域係数  $C_0$

付表 4.6.26 より与えられる。アンカラの地震地域が不明のため、最大値  $C_0=0.06$  とする。

b) 地盤種別による係数  $\alpha$

付表 4.6.27 より与えられる。付表 4.6.27 より第2種地盤では、 $\alpha=1.0$  である。

c) 建物の用途種別による重要度係数  $\beta$

付表 4.6.28 より与えられる。付表 4.6.28 より対象建物は集合住宅に属するため、 $\beta=1.0$  である。

d) 振動特性係数  $\gamma$

式(6.7)より与えられる。

$$\begin{aligned} T \leq 0.5s \text{ のとき } \gamma &= 1 \\ T \geq 0.5s \text{ のとき } \gamma &= 0.5/T \end{aligned} \quad (6.7)$$

固有周期  $T$  は式(6.8)より与えられる。

$$T = 0.09h / \sqrt{D} \quad (6.8)$$

$D$  は地震入力方向における建物の長さであるので、対象建物は  $D=30\text{m}$  である。したがって対象建物の固有周期は、式(6.8)より  $T = \frac{0.09 \times 15}{\sqrt{30}} = 0.25\text{s}$  である。

したがって、 $\gamma=1.0$  となる。

以上より、ベースシアは  $V = 0.06 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 W = 0.06W$  となる。

付表 4. 6. 26 地震地域係数

| 地震地域 | $C_0$ |
|------|-------|
| 1    | 0.06  |
| 2    | 0.04  |
| 3    | 0.02  |

付表 4. 6. 27 地盤種別による係数

| 地盤種別     | $\alpha$ |
|----------|----------|
| 1. 硬質地盤  | 0.80     |
| 2. 緻密な地盤 | 1.00     |
| 3. 軟弱地盤  | 1.20     |

付表 4. 6. 28 重要度係数

| 用途種別  | $\beta$ |
|---|---------|
| 1 地震後利用する建物（郵便局、消防署、発電所、報道機関、水道局、病院）<br>価値のあるものを所蔵する建物(美術館)<br>大人数を収容する施設（学校、競技場、劇場、映画館、寺院、駅） | 1.50    |
| 2 少人数を収容する施設（個人住居、集合住宅、ホテル、オフィスビル、レストラン、工業ビル）   | 1.00    |

#### 付 4.6.7 ペルー<sup>付 4.1) ~付 4.4)</sup>

ペルーは 1977 年に制定された耐震基準と 1968 年に制定された耐震基準を示す。

##### (1) 1977 年以降の耐震基準

###### ① 設計法

・許容応力度設計法

###### ② 材料強度

・コンクリート：不明

・鉄筋：不明

###### ③ 設計用水平力

設計用ベースシアは式(7.1)により与えられる。

$$V = \frac{ZUSC}{R_d} \cdot W \quad (7.1)$$

###### a) 地震地域係数 Z

付図 4.6.12 よりリマは Zone 1 に属するため、付表 4.6.29 より Z=1.0 である。

###### b) 建物の用途種別による重要度係数 U

付表 4.6.30 より対象建物は一般的な建物に属するため、U=1.0 である。

###### c) 地盤種別による係数 S

付表 4.6.31 より第 2 種地盤では S=1.2 である。

###### d) 固有周期 T と地盤周期 T<sub>s</sub> による係数 C

式(7.2)により与えられる。

$$C = \frac{0.8}{\frac{T}{T_s} + 1.0} \quad 0.16 \leq C \leq 0.40 \quad (7.2)$$

建物の固有周期 T は式(7.3)により与えられる。

$$T = \frac{0.09h}{\sqrt{D}} \quad (7.3)$$

D は地震入力方向における建物の長さであるので、対象建物は D=30m である。したがって対象建物の固有周期は、式(7.3)より  $T = \frac{0.09 \times 15}{\sqrt{30}} = 0.25s$  である。

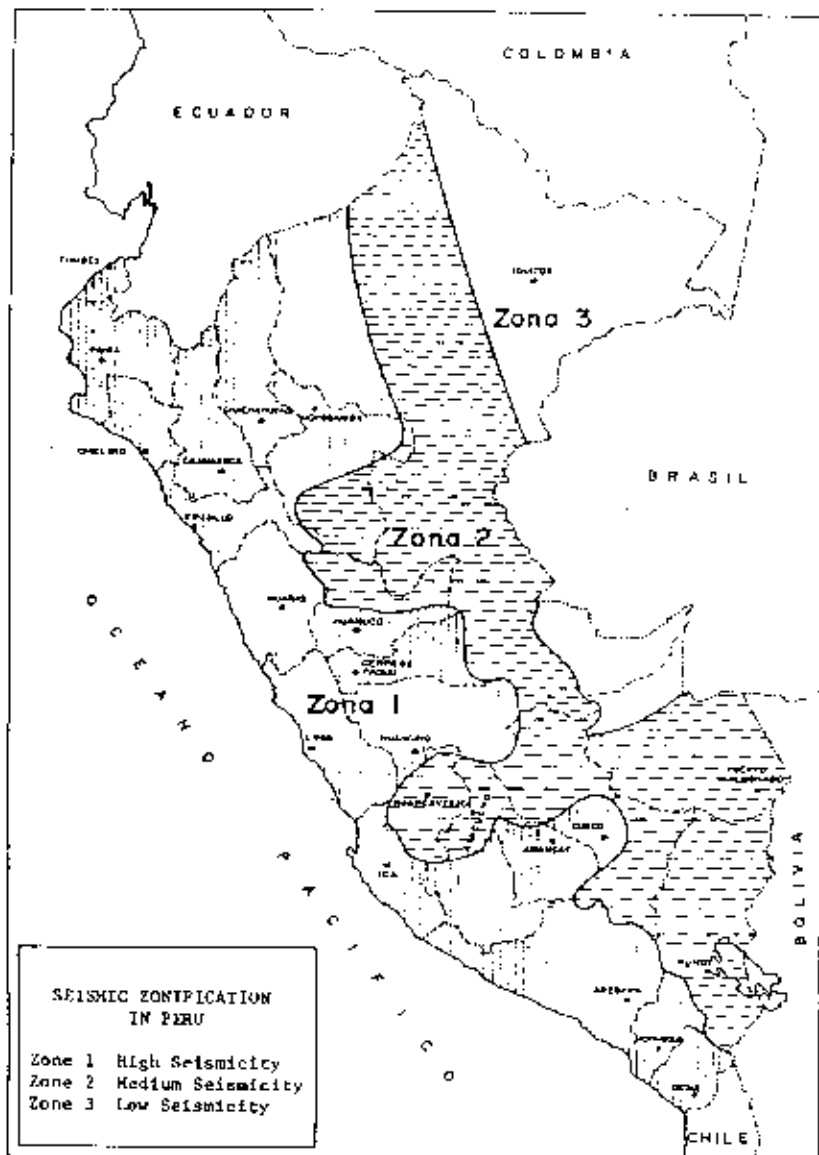
地盤周期 T<sub>s</sub> は付表 4.6.32 より、第 2 種地盤では T<sub>s</sub> = 0.6s である。

したがって、 $C = \frac{0.8}{\frac{0.25}{0.6} + 1.0} = 0.56$  となる。ただし、 $0.16 \leq C \leq 0.40$  より、C = 0.40 である。

###### e) 構造種別による係数 R<sub>d</sub>

付表 4.6.33 より対象建物は、RC 造フレーム形式に属するため、R<sub>d</sub>=6.0 である。

以上より、ベースシアは式(7.1)より、 $V = \frac{1.0 \times 1.0 \times 1.2 \times 0.40}{6.0} W = 0.08W$  となる。



付図 4.6.12 地震地域 Zone

付表 4.6.29 地震地域係数

| Zone | Z   |
|------|-----|
| 1    | 1.0 |
| 2    | 0.7 |
| 3    | 0.3 |

付表 4.6.30 重要度係数

| 用途種別             | U    |
|------------------|------|
| A : 危険物質を含む建物    | >1.3 |
| B : 必要不可欠な建物     | 1.3  |
| C : 一般的な建物       | 1.0  |
| D : 耐震設計の必要の無い建物 | —    |

付表 4. 6. 31 地盤種別

| 地盤種別 | S   |
|------|-----|
| I    | 1.0 |
| II   | 1.2 |
| III  | 1.4 |

付表 4. 6. 32 地盤周期

| 地盤種別 | $T_s$ |
|------|-------|
| I    | 0.3   |
| II   | 0.6   |
| III  | 0.9   |

付表 4. 6. 33 構造形式による係数

| 構造形式  | $R_d$ |
|---|-------|
| E1 - RC 造フレーム形式<br>- 鉄骨造フレーム形式  | 6.0   |
| E2 RC 造フレームと耐震壁、i)、ii)に従う<br>i)フレームと耐震壁の相互作用を考慮した相対的な剛性に従ってフレームと耐震壁が全地震水平力に抵抗する<br>ii)フレームは単独でも少なくとも 25%の水平力抵抗性能を持つ | 5.0   |
| E3 - フレームと耐震壁が曲げ性能を十分満足しないことを除いては、上記と似た形式<br>- 他のケースに含まれない木造と鉄骨の構造物   | 4.0   |
| E4 水平力に耐震壁のみで抵抗する建物   | 3.0   |
| E5 拘束された組積造または補強組積造の建物  | 2.5   |
| E6 非拘束組積造、アドベ造、その他の建物   | 1.5   |

(2) 1968～1976年の耐震基準

① 設計法

許容応力度設計法

② 材料強度

不明

③ 設計用水平力

設計用ベースシアは式(7.4)により与えられる。

$$V = UKC \cdot W \quad (7.4)$$

a) 地震地域と建物用途種別による係数 U

付図 4.6.13 よりリマは REGION 2 に属し、付表 4.6.34 より対象建物は一般建物に属するため、表 4.6.35 より  $U=0.8$  である。

b) 構造形式による係数 K

付表 4.6.36 より RC ラーメン形式は Type R に属するため、 $K=0.80$  である。

c) 固有周期 T による係数 C

式(7.5)により与えられる。

$$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}} \quad (7.5)$$

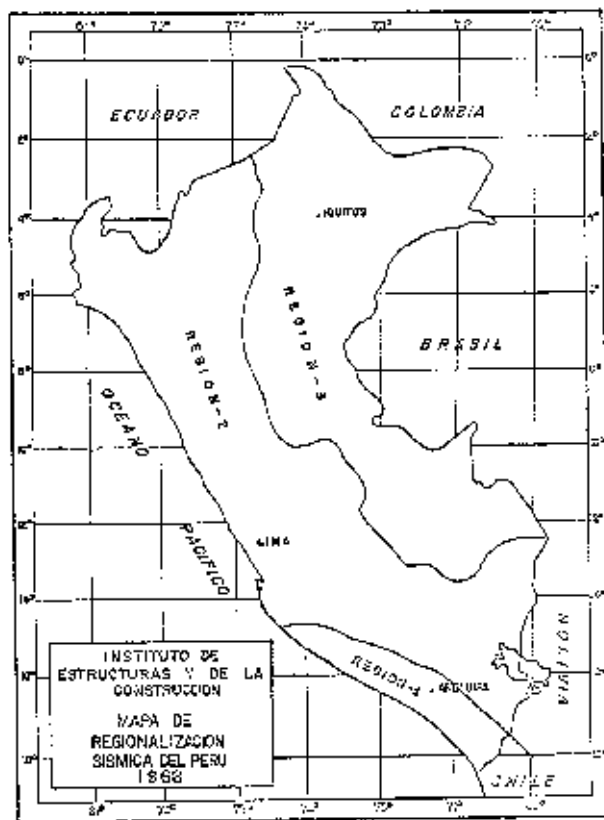
建物の固有周期 T は式(7.6)により与えられる。

$$T = \frac{0.09h}{\sqrt{D}} \quad (7.6)$$

D は地震入力方向における建物の長さであるので、対象建物は  $D=30\text{m}$  である。したがって対象建物の固有周期は、式(7.6)より  $T = \frac{0.09 \times 15}{\sqrt{30}} = 0.25\text{s}$  である。

したがって、 $C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{0.25}} = 0.079$  となる。

以上より、ベースシアは  $V = 0.8 \times 0.8 \times 0.079W = 0.05W$  となる



付図 4.6.13 地震地域 Zone

付表 4.6.34 用途種別

|                        |
|------------------------|
| A : 2層以下の耐震設計の必要ない建物   |
| B : 一般的な建物             |
| C : 公共建物 (劇場、消防署、病院など) |
| D : 特殊建物 (危険建物)        |

付表 4.6.35 地震地域係数 U

|   | REGION 1 | REGION 2 | REGION 3 |
|---|----------|----------|----------|
| A | —        |          |          |
| B | 1.0      | 0.8      | 0.6      |
| C | 1.2      | 1.0      | 0.7      |
| D | 詳細な検討を要す |          |          |

付表 4.6.36 構造形式による係数 K

| 構造形式                                    | K    |
|---|------|
| Type P : 壁式建物                           | 1.33 |
| Type Q : その他                            | 1.00 |
| Type R : ラーメン形式建物                       | 0.80 |
| Type S : 靱性フレームが水平力に抵抗し剛な要素はその自由振動を妨げない | 0.67 |

#### 付 4.6.8 台湾 <sup>付 4.6)</sup>

台湾では 1945 年以前は日本の市街地建築物法に定める震度法  $K=0.1$  が用いられていた。1974～1982 年の耐震基準ではアメリカの UBC コードをもとにベースシア係数法により地震力の規定がなされた。1982 年には用途係数  $I$  が取り入れられ、1989 年には台北盆地の  $C$  に関する規定が追加された。1997 年には地震力に関する主要な規定を削除し、中央主管建築機関で別に定める「建築物耐震設計規範及解説」によるものとした。また、構造特性係数をやめ、靱性指標を考慮した低減率  $F_u$  の概念を導入した。1999 年には、台湾集集地震を受けて、地震地区区分など地震力に関する規定が改正された。ここでは、1997 年以降の耐震基準と 1974～1982 年の耐震基準を示す。

##### (1) 1997 年以降の地震力に関する規定

###### ① 設計法

- ・許容応力度設計法
- ・終局強度設計法

###### ② 材料強度

(許容応力度設計法)

- ・コンクリート :  $0.6 F_c$
- ・鉄筋 :  $4/3 \times 1400$  (kg/cm<sup>2</sup>) ( $\sigma_y = 2800 \sim 3500$  kg/cm<sup>2</sup> の場合)
- $4/3 \times 1700$  (kg/cm<sup>2</sup>) ( $\sigma_y \geq 4200$  kg/cm<sup>2</sup> の場合)

(終局強度設計法)

\* 終局強度設計法では、荷重係数と強度低減係数を用いて適切な材料強度を算定する。

###### ③ 設計用水平力

###### 1) 許容応力度設計法

設計用ベースシアは式(8.1)により与えられる。

$$V = Z_d \cdot C \cdot W \quad (8.1)$$

###### a) 設計用地表水平加速度係数 $Z_d$

式(8.2)により与えられる。

$$Z_d = \frac{Z \cdot I}{1.4 \cdot \alpha_y \cdot F_u} \quad (8.2)$$

各地域における水平加速度係数  $Z$  は、当該地域における再現期間 475 年の地表水平化速度期待値の重力加速度  $G$  に対する比率である。付図 4.6.14 より台北は地震二区であるため、付表 4.6.37 より、 $Z=0.23$  である。

用途係数  $I$  は、付表 4.6.38 より対象建物は一般建物に属するため、 $I=1.0$  である。

$\alpha_y$  は弾性限荷重の設計地震荷重に対する比率  $P_y/P_d$  で、ここでは  $\alpha_y=1.5$  とする。

地震力の低減係数  $F_u$  は、構造形式、地盤種別および建物の固有周期  $T$  によって決まる。建物の固有周期  $T$  は式(8.3)により与えられる。

$$T = 0.070(hn)^{3/4} \quad (8.3)$$

対象建物の固有周期  $T$  は式(8.3)より、 $T=0.070 \times 15^{0.75}=0.53s$  である。したがって、付表 4. 6. 39 より、地盤種別が台北盆地地区の地震力低減係数  $F_u$  は、式(8.4)により与えられる。

$$F_u = \sqrt{2Ra - 1} \quad (8.4)$$

許容塑性容量  $R_a$  は、式(8.5)により与えられる。

$$R_a = 1 + \frac{(R-1)}{2.0} \quad (8.5)$$

塑性容量  $R$  は付表 4. 6. 40 より、RC 造ラーメン形式は  $R=4.8$  である。

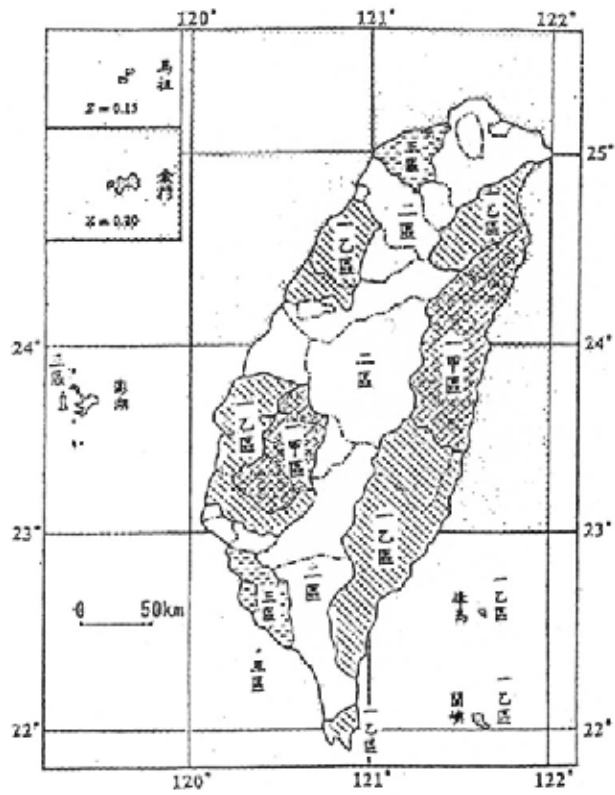
したがって、式(8.5)より  $R_a=2.9$  となり、式(8.4)より  $F_u=2.2$  である。

以上より、式(8.2)より  $Z_d = \frac{0.23 \cdot 1.0}{1.4 \cdot 1.5 \cdot F_u} = \frac{0.23 \cdot 1.0}{1.4 \cdot 1.5 \cdot 2.2} = 0.050$  となる。

b) 規準化水平加速度スペクトル係数  $C$

地盤および建物の固有周期によって決まり、地盤種別が台北盆地地区で、固有周期  $T=0.53s$  の対象建物は、付表 4. 6. 41 より  $C=2.0$  である。

以上より、ベースシアは  $V = 0.05 \times 2.0W = 0.10W$  となる。



付図 4. 6. 14 地震地区区分

付表 4. 6. 37 水平加速度係数 Z

|       |      |
|-------|------|
| 地震一甲区 | 0.33 |
| 地震一乙区 | 0.28 |
| 地震二区  | 0.23 |
| 地震三区  | 0.18 |

付表 4. 6. 38 用途係数 I

|                        |      |
|------------------------|------|
| 重要な建物（消防・警察署・病院・発電所など） | 1.5  |
| 公共性の高い建物（学校・劇場・集会場など）  | 1.25 |
| 一般建物                   | 1.0  |

付表 4. 6. 39 地震力低減係数  $F_u$

| 地盤種別       | 建物の固有周期 T      | 地震力低減係数 $F_u$   |
|------------|----------------|---|
| 第一類<br>堅実  | 0.03sec 以下     | $F_u = 1.0$   |
|            | 0.03~0.15sec   | $F_u = \sqrt{2Ra-1} + (\sqrt{2Ra-1}-1)\frac{(T-0.15)}{0.12}$      |
|            | 0.15~0.242sec  | $F_u = \sqrt{2Ra-1}$  |
|            | 0.242~0.333sec | $F_u = \sqrt{2Ra-1} + (Ra - \sqrt{2Ra-1})\frac{(T-0.242)}{0.091}$ |
|            | 0.333sec 以上    | $F_u = Ra$  |
| 第二類<br>普通  | 0.03sec 以下     | $F_u = 1.0$   |
|            | 0.03~0.15sec   | $F_u = \sqrt{2Ra-1} + (\sqrt{2Ra-1}-1)\frac{(T-0.15)}{0.12}$      |
|            | 0.15~0.308sec  | $F_u = \sqrt{2Ra-1}$  |
|            | 0.308~0.465sec | $F_u = \sqrt{2Ra-1} + (Ra - \sqrt{2Ra-1})\frac{(T-0.308)}{0.157}$ |
|            | 0.465sec 以上    | $F_u = Ra$  |
| 第三類<br>軟弱  | 0.03sec 以下     | $F_u = 1.0$   |
|            | 0.03~0.2sec    | $F_u = \sqrt{2Ra-1} + (\sqrt{2Ra-1}-1)\frac{(T-0.2)}{0.17}$       |
|            | 0.2~0.406sec   | $F_u = \sqrt{2Ra-1}$  |
|            | 0.406~0.611sec | $F_u = \sqrt{2Ra-1} + (Ra - \sqrt{2Ra-1})\frac{(T-0.406)}{0.205}$ |
|            | 0.611sec 以上    | $F_u = Ra$  |
| 台北盆地<br>地区 | 0.03sec 以下     | $F_u = 1.0$   |
|            | 0.03~0.2sec    | $F_u = \sqrt{2Ra-1} + (\sqrt{2Ra-1}-1)\frac{(T-0.2)}{0.17}$       |
|            | 0.2~0.8sec     | $F_u = \sqrt{2Ra-1}$  |
|            | 0.8~1.4sec     | $F_u = \sqrt{2Ra-1} + (Ra - \sqrt{2Ra-1})\frac{(T-0.8)}{0.6}$     |
|            | 1.4sec 以上      | $F_u = Ra$  |

付表 4. 6. 40 塑性容量 R

各構造形式に応じて 1.6～4.8。以下代表例、構造形式に応じて高さ制限有り。

|     |                                |
|-----|--------------------------------|
| 2.4 | RC 造壁構造、S 造ブレース構造等             |
| 3.2 | RC 造耐震壁構造及び部分靱性ラーメン構造(IMRF)等   |
| 3.6 | RC 造耐震壁+部分靱性ラーメン構造等            |
| 4.0 | S 造偏心ブレース構造、靱性ラーメンで非構造壁を有するもの等 |
| 4.8 | 靱性ラーメン構造(SMRF)で非構造壁を有さないもの等    |

付表 4. 6. 41 規準化水平加速度スペクトル係数 C

| 地盤種別       | 建物の固有周期 T      | 地震力低減係数 Fu            |
|------------|----------------|-----------------------|
| 第一類<br>堅実  | 0.03sec 以下     | $C = 1.0$             |
|            | 0.03～0.15sec   | $C = 1.25T + 0.625$   |
|            | 0.15～0.242sec  | $C = 2.5$             |
|            | 0.242～0.333sec | $C = 1.2 / T^{2/3}$   |
|            | 0.333sec 以上    | $C = 1.0$             |
| 第二類<br>普通  | 0.03sec 以下     | $C = 1.0$             |
|            | 0.03～0.15sec   | $C = 1.25T + 0.625$   |
|            | 0.15～0.308sec  | $C = 2.5$             |
|            | 0.308～0.465sec | $C = 1.2 / T^{2/3}$   |
|            | 0.465sec 以上    | $C = 1.0$             |
| 第三類<br>軟弱  | 0.03sec 以下     | $C = 1.0$             |
|            | 0.03～0.2sec    | $C = 8.824T + 0.7352$ |
|            | 0.2～0.406sec   | $C = 2.5$             |
|            | 0.406～0.611sec | $C = 1.8 / T^{2/3}$   |
|            | 0.611sec 以上    | $C = 1.0$             |
| 台北盆地<br>地区 | 0.03sec 以下     | $C = 1.0$             |
|            | 0.03～0.2sec    | $C = 5.882T + 0.824$  |
|            | 0.2～0.8sec     | $C = 2.0$             |
|            | 0.8～1.4sec     | $C = 3.3 / T$         |
|            | 1.4sec 以上      | $C = 1.0$             |

(2) 1974～1982年以降の地震力に関する規定

① 設計法

- ・許容応力度設計法
- ・終局強度設計法

② 材料強度

(許容応力度設計法)

- ・コンクリート：0.6  $F_c$
- ・鉄筋： $4/3 \times 1400$  (kg/cm<sup>2</sup>) ( $\sigma_y = 2800 \sim 3500$  kg/cm<sup>2</sup>の場合)
- $4/3 \times 1700$  (kg/cm<sup>2</sup>) ( $\sigma_y \geq 4200$  kg/cm<sup>2</sup>の場合)

(終局強度設計法)

\*終局強度設計法では、荷重係数と強度低減係数を用いて適切な材料強度を算定する。

③ 設計用水平力

1) 許容応力度設計法

設計用ベースシアは式(8.6)により与えられる。

$$V = Z \cdot K \cdot C \cdot W \quad (8.6)$$

a) 地区係数 Z

付図 4.6.15 より台北は中度地震地区であるため、付表 4.6.42 より、Z=1.0である。

b) 構造特性係数 K

付表 4.6.43 より、RC造ラーメン形式は K=0.67 である。

c) 地震力係数 C

式(8.7)により与えられる。

$$C = \frac{0.1}{\sqrt[3]{T}} \leq 0.1 \quad (8.7)$$

建物の一次固有周期 T は、式(8.8)により与えられる。

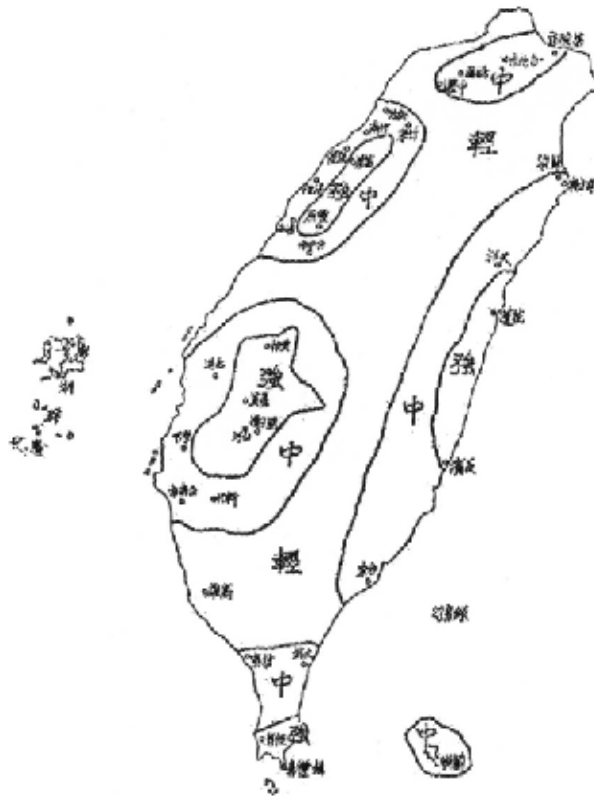
$$T = \frac{0.09hn}{\sqrt{D}} \quad (8.8)$$

hn は地面から屋根面までの高さであるので、対象建物は hn=15m である。D は地震力の作用方向に平行な建物の長さであるので、対象建物は D=30m である。したがって対象建物の固有周期は、式(8.8)より  $T = \frac{0.09 \times 15}{\sqrt{30}} = 0.25s$  である。

したがって、対象建物の地震力係数は  $C = \frac{0.1}{\sqrt[3]{0.25}} = 0.16 \geq 0.1$  より、C=0.1 となる。

したがって、対象建物の地震力係数は  $C = \frac{0.1}{\sqrt[3]{0.25}} = 0.16 \geq 0.1$  より、C=0.1 となる。

以上より、ベースシアは  $V = 1.0 \times 0.67 \times 0.1W = 0.07W$  となる。



付図 4. 6. 15 地震地区区分

付表 4. 6. 42 地区係数 Z

|        |      |
|--------|------|
| 強烈地震地区 | 1.25 |
| 中度地震地区 | 1.0  |
| 軽度地震地区 | 0.75 |

付表 4. 6. 43 構造特性係数 K

|  |      |
|--|------|
| 靱性のある立体ラーメン構造                              | 0.67 |
| 耐力壁を併用した靱性のある立体ラーメン構造でラーメンの地震力負担が 25%以上のもの | 0.80 |
| 耐力壁が全地震力を負担する構造                            | 1.33 |
| 上記以外の構造                                    | 1.00 |

以上より、約 30 年前と約 10～20 年前に制定された各国の耐震基準に基づく、図 4.6.1 のモデル建物のベースシア係数の算定結果を付表 4.6.44 に示す。

付表 4.6.44 各国のベースシア係数比較表

| 国名<br>(首都)        | 約 10～20 年前                         |                       | 約 30 年前                            |
|-------------------|------------------------------------|-----------------------|------------------------------------|
|                   | 許容応力度設計法                           | 終局強度設計法               | 許容応力度設計法                           |
| 日本<br>(東京)        | 1980 年以降                           |                       | 1950～1971 年                        |
|                   | 0.20                               | 0.40<br>(必要保有水平耐力の係数) | 0.20                               |
| フィリピン<br>(マニラ)    | 1986 年以降                           |                       | 1972～1981 年                        |
|                   | 0.22                               |                       | 0.10                               |
| インドネシア<br>(ジャカルタ) | 1983 年以降                           |                       |                                    |
|                   | 0.05                               |                       |                                    |
| チリ<br>(サンチアゴ)     | 制定年代不明<br>(1993 年版 WORLD LIST に記載) |                       | 制定年代不明<br>(1973 年版 WORLD LIST に記載) |
|                   | 0.09                               |                       | 0.06                               |
| インド<br>(ニューデリー)   | 1984 年以降                           |                       | 1970～1974 年                        |
|                   | 0.05                               |                       | 0.03                               |
| トルコ<br>(アンカラ)     | 1998 年以降                           |                       | 1968～1974 年                        |
|                   |                                    | 0.25                  | 0.06                               |
| ペルー<br>(リマ)       | 1977 年以降                           |                       | 1968 年～1977 年                      |
|                   | 0.08                               |                       | 0.05                               |
| 台湾<br>(台北)        | 1997 年以降                           |                       | 1974～1982 年                        |
|                   | 0.10                               |                       | 0.07                               |

参考文献

- 付 4.1) 「REGULATIONS FOR SEISMIC DESIGN A WORLD LIST - 1996」、IAEE、June 1996
- 付 4.2) 「REGULATIONS FOR SEISMIC DESIGN A WORLD LIST - 1996、Supplement - 2000」、IAEE、January 2000
- 付 4.3) 「EARTHQUAKE RESISTANT REGULATIONS A WORLD LIST - 1973」、IAEE、April 1973
- 付 4.4) 「EARTHQUAKE RESISTANT REGULATIONS A WORLD LIST - 1973、Supplement - 1976」、IAEE、July 1976
- 付 4.5) 日本建築学会、「1990年フィリピン地震 災害調査報告」、1992年3月
- 付 4.6) 日本建築学会、「1999年台湾・集集地震災害調査報告および応急復旧技術資料」、2000年11月