

**A METHODOLOGY FOR ASSESSING SEISMIC RISK
DEPREM RISKİNİN BELİRLENMESİ İÇİN BİR YÖNTEM**

Paolo Angeletti¹, Floriana Pergalani² and Vincenzo Petrini²

ABSTRACT

A methodology for assessing the seismic risk through standard and local hazard, vulnerability of physical environment and buildings is presented. As a first step standard hazard, as a probability of occurrence for done intensity earthquake, is evaluated. The local hazard, due to the influence of geological and geomorphological conditions, is taken in account through the amplification coefficients, that can modify the standard hazard. For the evaluation of the vulnerability of physical environment the recent and ancient landslides and zone affected by superficial instability producing active or potential landslide situations are considered. The vulnerability of buildings, defined such as the seismic performance v/s damages, is evaluated through some characteristic parameters. Finally the seismic risk due to the convolution of hazard and vulnerability is evaluated. In this paper the applied methodology and the results carried out for Toscolano Maderno (a small town of Lombardia Region, Italy) are presented.

METHODOLOGY

The present methodology for assessing the seismic risk can be usefull in incuding seismic risk in urban planning and in defining programs for its reduction.

As a first step standard hazard, as a probability of occurrence for done intensity earthquake, has been evaluated. The method for the hazard assessment is based on the following hypoteses:

- seismic hazard at site is fully described by the interoccurrence time distribution $F_I(t)$ and the local intensity distribution $F_I(i)$;
- interoccurrence times t and intensity I are assumed as indipendent random variables (Bernoulli model).

The earthquake occurrence process is represented by a renewal process with probability density function:

$$f_t(t) = p f_1(t) + (1-p) f_2(t) \quad (1)$$

The functions f_1 and f_2 may be different from site to site according the data and are chosen in a menu including Exponential, Lognormal, Weibul and Gamma distributions. The estimate of the parameters of equation 1, including p is directly performed site by site on the basis of available data.

¹ Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma, Italy

² Istituto di Ricerca sul Rischio Sismico, Milano, Italy

The sequence of events at site is derived from the epicentral parameters listed in an earthquake catalogue; only events producing at site an intensity I greater than or equal to a threshold I_s are used. The threshold value $I_s = VI$ MCS has been assumed in order to consider the events that may produce damage to the buildings. Attenuation models are needed in order to derive local intensity I from epicentral intensity I_0 , and, the attenuation model of Grandori et al. (1987) is assumed.

The evaluation of local intensity distribution is performed in three steps. The analysis of the seismotectonic model and the past seismicity leads to the identification of zone that can be characterized by the same distribution $F_{I_0}(i)$ on the epicentral intensity I_0 . For each group of zones, the type and parameters of the function $F_{I_0}(i)$ are determined on the basis of the earthquake catalogue. One of the three types of function is assumed in this analysis (Grandori et al., 1984; 1991):

$$F_{I_0}(i) = 1 - \exp [- \alpha (i - I_{0s})] \quad (2)$$

$$F_{I_0}(i) = 1 - \exp [\exp (\alpha I_{0s}) - \exp (\alpha i)] \quad (3)$$

$$F_{I_0}(i) = 1 - \exp [\exp (\alpha I_{0s} - \beta) - \exp (\alpha i - \beta)] \quad (4)$$

The parameters α and β are calculated through the data of catalogue.

Local intensity distribution $F_I(i)$, of the type shown in equations 2, 3 or 4 are determined subdividing each zone in an appropriate number of elementary cells, assuming an uniform space distribution of the events inside the zone and applying to each zone the relevant attenuation model. Finally the assumption of the relation:

$$\ln (y/g) = a I - b \quad (5)$$

between the ground acceleration y and the intensity I allows to derive the acceleration distribution $F_y(y)$ and the corresponding probability density function $f_y(y)$ from the intensity distribution $F_I(i)$, where g is the gravity acceleration, a is equal to .602 and b is equal to 7.073.

The local hazard, due to the influence of geological and geomorphological conditions, is taken in account through an amplification coefficient, that can modify the standard hazard. The geological and geomorphological conditions, producing variation on the expected motion, have been identified as: edge area and rocky ridge, producing amplification due to morphological condition; valley with inchoerent alluvium and slope deposits or talus cone producing amplification caused by loose soil overlying a bedrock, and showing high impedance contrast; area affected by lithologic discontinuities producing differential settlements in connection with characters of lithologies; very soft soil producing permanent deformations (Bressan et al., 1986). The evaluation of amplification coefficient or permanent deformation is due to the application of finite elements method with the use of program such as QUAD-4 (Idriss et al., 1973).

For the evaluation of vulnerability of physical environment we have considered the recent and ancient landslides, zone affected by superficial instability, excessive slope with debris mantle, and excessive slope with rock affected by fractures, that can produce active or potential landslide situations (Bressan et al., 1986; Keefer, 1984). The evaluation of the instability under dynamic condition is due to the application of simplified methods such as Newmark (1965), or to the application of finite elements me-

thods (Cividini and Pergalani, 1994). The results are expressed in terms of expected displacements (Pergalani and Luzi, 1994).

The vulnerability of buildings, defined as the seismic performance v/s damages, is evaluated through some characteristic parameters. In this case the vulnerability of buildings is assessed passing through a preliminary survey on the total amount of buildings and a specific survey on definite statistical significant samples. A conventional vulnerability index V (Benedetti and Petrini, 1984), ranging from 0 (building in accordance with the present code requirement) to 100 (very poor building) identifies the building quality (Corsanego, 1991). Damage models $d(V, y)$ relating damage index d , vulnerability index V and ground acceleration y are assumed (Angeletti et al., 1988; Guagenti and Petrini, 1989).

The seismic risk due to the convolution of hazard and vulnerability has been evaluated in three different ways: in term of expected annual damage, in terms of expected value of the actual cost of first damage and in term of expected value of the actual cost of all future damage. Starting from the average value of the expected damage, given an earthquake, that is computed as:

$$D(V) = \int_0^{\infty} d(V, y) f_y(y) dy \quad (6)$$

- the expected annual damage is:

$$D_p(V) = \mu D(V) \quad (7)$$

where μ is the average annual number of events at site, evaluated from the relevant probability density function of the interoccurrence time $f_t(t)$. This quantity is obviously meaningful if the hypothesis of Poisson processes is assumed; it is still significant in a renewal process if the case of random entry in the process is considered:

- the expected value of actual cost of the first damage:

$$D_1(V, d, t_0) = D(V) \frac{e^{\delta t_0}}{1 - F_t(t_0)} \int_{t_0}^{\infty} f_t(t) e^{-\delta t} dt \quad (8)$$

where t_0 is the time elapsed between the last event at the site and the moment when the evaluation is done; δ is the discount rate (Guagenti et al., 1988);

- the expected value of the actual cost of all future damages:

$$D_1(V, d, t_0) = D(V) \frac{e^{\delta t_0}}{1 - F_t(t_0)} \int_{t_0}^{\infty} f_t(t) e^{-\delta t} dt \frac{1}{1 - \int_0^{\infty} f_t(t) e^{-\delta t} dt} \quad (9)$$

All the results can be drawn on maps for easier comprehension and use for non specialist technicians, such urban planners and politicians.

APPLICATIONS AND RESULTS

This methodology has been applied in several areas. In this paper the case of Toscolano Maderno, a small town of Lombardia Region (Italy) is shown, the site is characterized by low seismicity level.

The zones that can produce geological and geomorphological influence on the motion, derive from geological, lithotechnical and geomorphological maps. The area is characterized by limestones, marls, marls with clay, alluvial deposits cemented or not. For the geomorphological aspect we mapped the recent and ancient landslides and the area affected by potential instability conditions. The urban area are not directly interested by these problems. At last we did a map of seismic hazard situations. The most serious problems of the site is due to the presence of alluvial deposits in the urban area, that can produce an amplification due to the impedance contrast (fig. 1).

We did a numerical analysis, using QUAD-4 (Idriss et al., 1973), a finite elements program and an expected artificial accelerogram, for evaluating the possible amplifications. The investigated section is shown in fig. 2, and we did different analysis considering two geometry of alluvial deposits. The first one is characterized by damping equal to .05, density equal to 1.76, and S wave velocity equal to 300 m/sec. The second one is characterized by the same damping and density but by values of S wave velocity equal to 300 m/sec on the top and 700 m/sec on the bottom. In fig. 1 the results of this analysis are shown and the value of probable expected maximum amplification due to the analysis is presented.

For the evaluation of vulnerability of buildings, through a fast survey on total amount of buildings, using some characteristic parameters such as: structural typology, age of construction, number of floors, the statistical significant samples are identified. Then on the samples we did a specific survey, using characteristic parameters such as: type, organization and quality of resistant system, conventional resistance, foundations, diaphragms, configuration in plan and in elevation, non structural elements, damages and decay, and we calculated the vulnerability on such buildings using vulnerability models (Benedetti and Petrini, 1984; Gavarini and Angeletti, 1984). Passing through a classification of all buildings (more than 2.000) vulnerability values were extended to whole built. The results are presented in fig. 3, and show, in general, low values of vulnerability.

The results of the value of seismic risk are shown in fig. 4 for the expected annual damage, considering amplification, in fig. 5 and 6 for the expected value of actual cost of the first damages, considering amplification or not; in terms of ratio between expected damages and cost of new edification. The results show that the more frequent values in the case of annual damage with amplification are 1/10.000-1/1.000, in the case of expected value of actual cost of first damage with amplification are 1/1.000-1/100 and 1/100-1/10, in the same case without amplification are 1/10.000-1/1.000. As the maps show, the value is higher if in the analysis is considered the influence of amplification, and this influence is more higher in the case of low vulnerability.

AKNOWLEDGMENTS

The Lombardia Regional Government financially contributed to a project, the authors wish to thank S. De Andrea and N. Padovan for the help furnished in selecting and arranging basic documents used for this paper.

Fig. 1 - Map of seismic hazard situations and isoamplification zones

Legend

 alluvial deposits

 maximum values of amplification coefficients
due to the analysis

 section's line

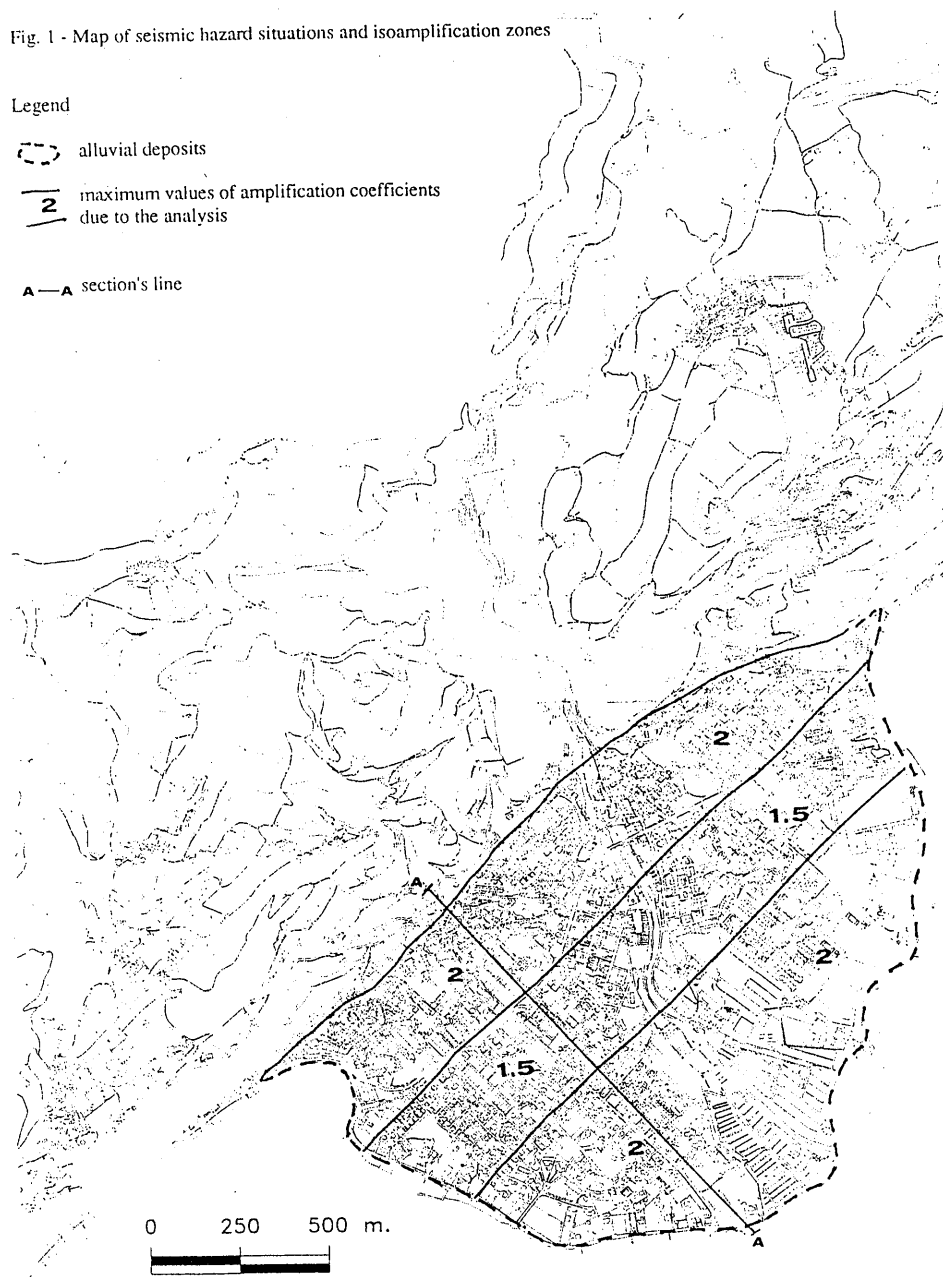
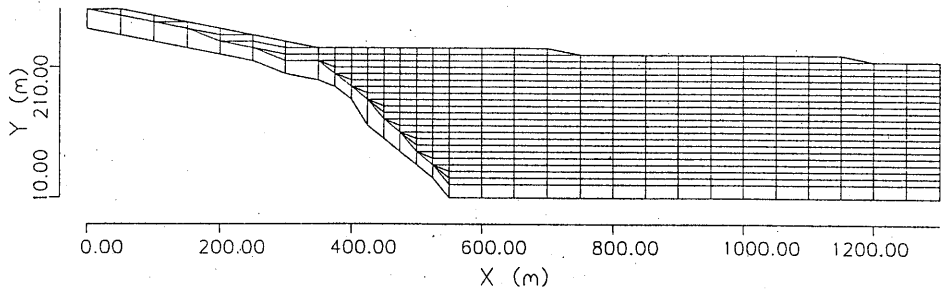


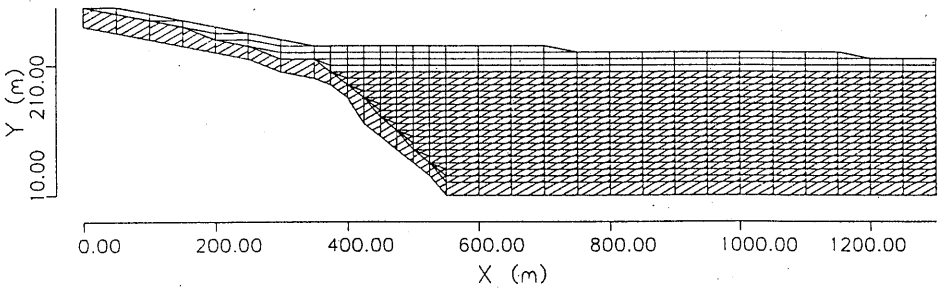
Fig. 2 - Geometry of the investigated section



damping
0.05

density
1.76 t/mc

S wave velocity
300 m/sec



damping
0.05

density
1.76 t/mc

S wave velocity
300 m/sec

0.05

1.76 t/mc

700 m/sec

Fig. 3 - Map of vulnerability of buildings

(v : vulnerability normalized to 1)

- $v < 0.20$
- $0.20 \leq v < 0.40$
- ▲ $0.40 \leq v < 0.60$
- ✕ $0.60 \leq v < 0.80$
- $v \geq 0.80$



Fig. 4 - Map of risk: expected annual damage, with amplification

(r : ratio expected damages/cost of new building)

- $r < 0.0001$
- $0.0001 \leq r < 0.001$
- ▲ $0.001 \leq r < 0.01$
- ✕ $0.01 \leq r < 0.1$
- $r \geq 0.1$



Fig. 5 - Map of risk: expected value of actual cost of the first damages, with amplification

(r : ratio expected damages/cost of new building)

- $r < 0.0001$
- $0.0001 \leq r < 0.001$
- ▲ $0.001 \leq r < 0.01$
- ⌘ $0.01 \leq r < 0.1$
- $r \geq 0.1$

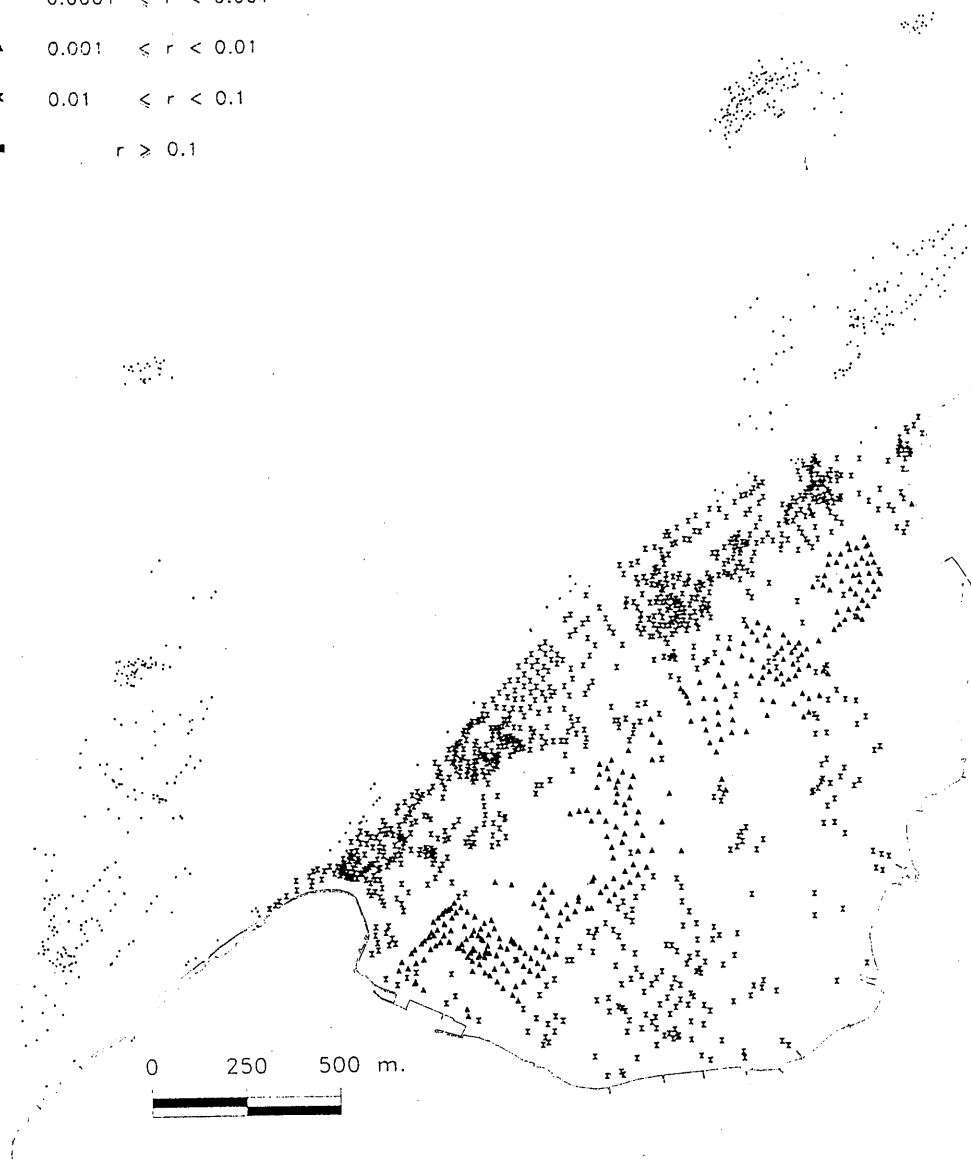


Fig. 6 - Map of risk: expected value of actual cost of the first damages, without amplification
 (r : ratio expected damages/cost of new building)



REFERENCES

1. Angeletti P., Bellina A., Guagenti E., Moretti A., Petrini V. (1988) "Comparison between vulnerability assessment and damage index, some results", Proc. 9th World Conf. on Earthquake Engineering, 7, Tokyo-Kyoto.
2. Benedetti D., Petrini V. (1984) "On seismic vulnerability of masonry buildings: proposal of an evaluation procedure", L'Industria delle Costruzioni, 18.
3. Bressan G., Poli G., Sani M., Stucchi M. (1896) "Preliminary, low cost, urban planning oriented investigations in seismic areas: a methodology and some applications", Engineering Geology Problems in Seismic Areas - IAEG - vol. 4, Bari.
4. Cividini A., Pergalani F. (1994) "Alcuni aspetti della modellazione numerica dei mezzi plurifase", III Convegno dei ricercatori di Ingegneria Geotecnica, Mondovì.
5. Corsanego A. (1991) "Seismic vulnerability evaluation for risk assessment in Europe", Fourth International Conference on Seismic Zonation, Stanford.
6. Gavarini C., Angeletti P. (1984) "Assessing seismic vulnerability in view of developing cost-benefit ratios for existing r.c. building in Italy", Proc. 8th World Conf. on Earthquake Engineering, 1, San Francisco.
7. Grandori G., Guagenti E., Petrini V. (1984) "On the use of renewal processes in seismic hazard analysis", Proc. 8th World Conf. on Earthquake Engineering, 1, San Francisco.
8. Grandori G., Perotti F., Tagliani A. (1987) "On the attenuation of macroseismic intensity with epicentral distance", Ground Motion and Engineering Seismology, A.S. Cakmak Ed., Elsevier.
9. Grandori G., Garavaglia E., Petrini V. (1991) "Analysis of some of uncertainties in the statistical elaboration of historical data for local seismic hazard evaluation", Proc. 6th International Conf. on Application of Statistic and Probability in Civil Engineering, Mexici City.
10. Guagenti E., Molina C., Mulas G. (1988) "Seismic risk analysis with predictable models", Earthquake Engineering and Structural Dynamics.
11. Guagenti E., Petrini V. (1989) "Il caso delle vecchie costruzioni: verso una legge danni intensità", Proc. 4th Italian National Conference on Earthquake Engineering, 1, Milano.
12. Idriss I., Lysmer J., Hwang R., Seed H. (1973) "QUAD-4: a computer program for evaluating the seismic response of soil structure by variable damping finite element procedure", Rep. E.E.R.C., Earthquake Engineering Research Center, Univ. California, Berkeley.
13. Keefer D.K., (1984) "Landslides caused by earthquakes", Geological Society of American Bulletin, vol. 95.
14. Newmark N.M. (1965) "Effect of earthquake on dams and embankments", Geotechnique, vol. 23.
15. Pergalani F., Luzi L. (1994) "Influenza di alcuni parametri geotecnici e sismici sulla risposta dei pendii instabili attraverso un modello semplificato", Ingegneria Sismica, vol. 3.

EARTHQUAKE HAZARD MICROZONATION METHODS

DEPREM TEHLİKESİNİN MİKROBÖLGELENDİRİLMESİ METODLARI

J.S. Avcı¹ and M. Erdik²

SUMMARY

The purpose behind a review of earthquake hazard microzonation practices lies in ascertaining the potential applications and favored methodologies of this type of research. Microzonation has been used as a way to subdivide a small region into areas or zones that have a relatively similar degree of exposure to various earthquake-related dangers. Hazards can be clearly illustrated in microzonation maps, which in turn, with vulnerabilities, can be used for conducting risk assessments. Such maps can be utilized for the earthquake resistant design of structures and can form the basis for development of local land-use policies at the government level, in order to reduce loss of life and property from future disasters.

ÖZET

Deprem tehlikesinin belirlenmesi için kullanılan mikrobölgelendirme yöntemlerini inceleyen bu makalenin amacı bu konu ile ilgili potansiyel uygulamaları ve önemli metodolojileri tanıtmaktır. Mikrobölgelendirme verilen bir sahanın herbiri kendi içerisinde benzer deprem tehlikesi seviyesine maruz küçük bölgelere ayrılması işlemidir. Hasargörebilirlik bilgileri ile beraber, mikrobölgelendirme haritaları deprem riskinin belirlenmesinde kullanılır. Mikrobölgelendirme haritaları yapıların depreme dayanıklı olarak projelendirilmesine yönelik bilgileri sağlar ve depremlerdeki can ve mal kayıplarını azaltmak maksadıyla yerel yönetim tarafından uygulanan arazi kullanım politikalarının temelini teşkil eder.

INTRODUCTION

Microzonation has been described by many authors as a technique for defining geographic areas that have different potential severity for each geologic hazard, thus permitting improvement of estimates for design through an awareness of local site

¹ Research. Asst. Dept. of Earthquake Engineering, B.Ü.-K.O.E.R.I., Çengelköy, İstanbul

² Prof.Dr. Dept. of Earthquake Engineering, B.Ü.-K.O.E.R.I., Çengelköy, İstanbul

conditions. A thorough review of the literature shows that most studies are conducted specifically with regard to earthquake-induced hazards. Microzonation maps depicting individual or groups of earthquake hazards are usually the primary goal of seismic hazard assessments, while vulnerability and risk assessments are often valuable extensions of microzoning studies. Microzoning is most definitive and useful when the effort is multidisciplinary, combining information and interpretations from the geologic, seismologic, tectonic, geotechnical, and engineering disciplines. The objective of a review of microzonation practices is to ascertain not only the potential applications of this type of investigation, but what are the favored methodologies to date and how and why they are implemented in practice. Microzonation evolved in the 1970's as an application of relatively simple methods for approximating the potential for seismic disaster, into an effective tool in the 1990's for mitigating such disasters. Today microzoning is a fundamental tool used in preparation of earthquake hazard scenarios, for conducting vulnerability and risk assessments, and ultimately for planning land-use strategies. Based on microzonation maps as well as historical (or recent) earthquake information, it should be possible to recognize urban areas which should either be bypassed or carefully planned and designed for where damage to constructed areas is expected to be the worst.

Most investigations begin with the identification of variations in local geologic and seismic conditions, and a subsequent classification of natural hazards. Various microzoning methods have been proposed and attempted to accomplish these ends (UNESCO, 1978; NSF and UNESCO, 1982; Vaciago, 1989; TIT, 1991). Microzonation usually results in the production of maps depicting the areal limits of the potential for any one or a combination of earthquake-related hazards, including surface rupture, amplification, ground shaking, soil failure, peak ground acceleration (PGA), velocity (PGV) or displacement (PGD), or damage to the built environment. From experience with past earthquakes, it is evident that the most severe damage to urban areas is caused by soil-structure resonance, liquefaction and surface displacements, and factors related to the quality, design and arrangement of the structures involved (Hays, 1992). Thus according to most authors, microzoning should ascertain and incorporate the applicable ground motion parameters and geologic information into maps. Ideally, these maps should also designate the location, relative severity, recurrence interval, and probability of exceedance of an earthquake (of a particular magnitude) for the study area (Cluff, 1978; Coburn et al., 1992). Many researchers are recommending that the use of microzonation be increased in building codes, in pre-earthquake hazard mitigation and post-earthquake preparedness, countermeasure and land-use planning, even so far as suggesting litigation for extremely high risk areas. Integration of technical databases which include the results of microzonation studies on local, national and international levels is also recommended.

EARLY MICROZONATION MAPS

Microzonation began in the 1970's as a way to quantitatively assess the potential damage which could be caused by seismic activity on a site-by-site basis (Kaneko et al., 1992). For microzoning purposes, this was accomplished primarily by considering parameters of seismic intensity, damage to structures, and the number of deaths and injuries (Figure 1). Initial methodologies for regional scale seismic zonation concentrated mainly on the identification and delineation of soils likely to amplify ground motion, or to fail via landslides or liquefaction (Hays, 1992). The resultant maps were often limited in regards to information on regional seismic wave propagation (i.e. strong ground motion at the base rock in relation to epicentral distance), duration of strong shaking, source parameters (i.e. magnitude), spacial and temporal approach to earthquake recurrence, and uncertainty (UNDP and UNESCO, 1974; Hays, 1992). These early maps presented primarily ground shaking hazard, showing variations of the local site response based on the effects of the most recent earthquakes. Although some early investigators were concerned about the lack of application of microzonation results to the actual design of structures, the scope of many of these initial studies was substantial considering the available resources (i.e. computers).

Frequently notable advances in the state of practice of microzonation have been accomplished only after damaging earthquakes, since usually it is only then that public officials desire competent scientific knowledge (as well as prompt monetary investment) to reconstruct the affected communities, so that the chances of repeating the catastrophe are diminished. Post-earthquake investigations typically included geological, seismological, engineering and sociological studies, either individually or in combination. One of the most important developments in microzoning has been the tendency for these studies to be interdisciplinary, and integrate the various geoscience and engineering disciplines in all aspects of the seismic hazard assessment. Gradually over the years the possibilities have increased with improved scientific techniques, individual project organization, and international cooperation; the inclusion of risks (i.e. damage to lifelines) into these studies has also opened up the range of obtainable objectives (Kaneko et al., 1992).

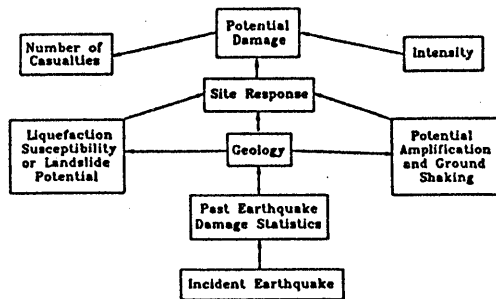


Figure 1. Early microzonation input information and results. *Önceki mikrobölgelendirme girdi bilgileri ve sonuçları.*

CURRENT UNDERSTANDING

Presently investigators all over the world are acting on the premise that pre-earthquake microzonation studies are an effective weapon toward mitigation of earthquake disasters (Figure 2). In the initial stages of a microzonation study, most researchers are primarily concerned with identifying variations in local ground conditions, which can be used to distinguish zones of differing degrees of earthquake hazard potential. These conditions usually directly influence the practicality of a site for a particular structure or urban development. The following list comprises the ground conditions cited by many authors (Cluff, 1978; Coburn et al., 1992; Erdik, 1993) as to be the most important: 1) Types and thicknesses of surficial soil deposits; 2) Variable topography; 3) Sites prone to soil failure; 4) Areas susceptible to permanent ground deformations; and 5) Coastal sites vulnerable to wave inundation from tsunamis, seiches, or dam failures.

Soil conditions of the most concern are those which can cause amplification (or relative shaking response between different geologic units) of ground motions, over particular frequency ranges (i.e. in narrow bands), or simply in general. It is well documented that for any one earthquake, the distribution of damage is usually site-dependent, and the amplification effects of soft, unconsolidated ground can be much higher than those of hard rock or well-consolidated material. Hence, the built environment residing on unconsolidated, reclaimed or alluvial deposits repeatedly suffers the greater damage than those on firmer land. The thickness of surficial soil layers also affects the amplitude and frequency content of the ground motions; thick deposits of softer soil overlying more rigid formations can trap the seismic waves to an even greater extent than would a thin surficial cover, again causing significant amplification. In addition, the contact zones and lateral discontinuities between highly contrasting geologic units (i.e. possessing high impedance contrast) are other areas where significant amplification may be anticipated. It is important to consider whether correlation between such semi-quantitative parameters and damage is appropriate between different localities with analogous but not identical attributes. Variations in topography can also cause significant amplification due to focusing and diffraction of earthquake vibrations, especially along the top of isolated hills, elongated crests and the edges of plateaus and cliffs.

The most destructive soil failures due to earthquakes include liquefaction, densification and loss of shear strength. Liquefaction and landsliding processes include rock falls, topples, slumps, slides, subsidence, lateral spreads and flow failures of soil and rock, etc... Liquefaction occurs when the shear stress generated by seismic motion during and earthquake causes and increase in the pore pressure within loose, fine grained soils (usually sand), and the soil layers ultimately lose their strength to the point where the ground behaves as a liquid. Strong shaking can cause densification (or settlement) of loose soils, involving compaction and sinking. Liquefaction can in turn can also result in settlement and subsequent tilting of structures on a site-by site basis as well as initiate large-scale landsliding events (i.e. the Nigata earthquake of 1964). Large permanent ground

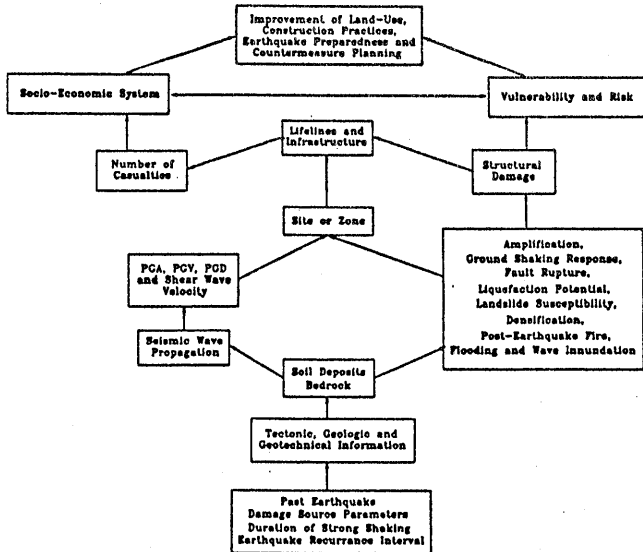


Figure 2. Current microzonation input information and possible output. *Şuanki mikrobölgelendirme girdi bilgileri ve muhtemel sonuçları.*

deformations are often associated with surface faulting or shallow faulting. If such features show evidence of Quaternary motion, most researchers consider them to be active with a possibility of rupture. Other types of permanent soil failures which may occur as a result of an earthquake include torsional and lateral displacements, and compaction of loose granular soils, which can result in large and differential settlements of the ground surface.

Tsunamis, seiches and dam failures may immediately proceed an earthquake in many seismically active regions; each event alone might comprise an additional major catastrophe whose damage would probably rival the initial destruction caused only by the earthquake. Tsunami zonation requires data on long term-tsunami hazard, such as run-up heights and distances for estimating recurrence. High resolution mapping of areas susceptible to inundation necessitates accurate prediction of water run-up heights and water velocities affected by the interaction of onshore structures and topography (Sanchez et al., 1991). In regards to failures of earthen and concrete dams due to earthquakes, the historical percentage is low. Most failures are the result of inadequate site selection, deficient design and/or poor construction practices. Criteria must be generated for any specific dam inundation area regarding the relative failure risk, in order to regulate site-selection and construction.

Approaches to Microzonation

Urban (or microzonation) scale probabilistic seismic zonation maps were not produced until after the 1970's, yet by the 1990's they began to replace deterministic maps on urban,

regional, and national scales. The strategy employed for any one particular microzonation study is usually a function of the resources of the investigators (i.e. funding, field expertise, scientific knowledge base), how recently a damaging earthquake occurred, accessibility of the earthquake-prone area, and the socio-economic and political situation. In order to make microzoning more feasible to those of limited resources, several alternative methods which have been proposed by various investigators (i.e. Vaciago, 1989) are outlined herein.

One strategy for determining ground motion characteristics is to record microtremors and other low amplitude ground motions (i.e. aftershocks) and investigate them across the region or zone of interest. A pioneer in this research area, Kanai (et al., 1961) determined that the time and frequency domain wave shapes of microtremors are distinctly different for different soil conditions. This method is commonly used for estimating amplification factors between a hard rock reference location and another site of interest, which can be calculated via several different methods. This information can provide some understanding about what portions of a region or zone should expect the most significant ground motion during future earthquakes. In studies conducted in Turkey (UNDP and UNESCO, 1974), for example, there was close agreement between areas of high amplification determined through weak motion instrumentation and localities of significant damage from the associated earthquakes. In another case in Greece, investigators were able to compare the results of a microzonation study (based on microtremor measurements and small earthquake records) conducted in 1977 in the Corinth-Loutraki area with the damage caused by the February 24, 1981 (M6.7) earthquake; the authors found that the soil classification presented in their microzonation map of the Corinth-Loutraki area was in good agreement with the earthquake damage distribution. However, methods employing the use of weak ground motions in order to predict the local effects of strong ground motions have been disapproved of, since the waves may originate at the surface and follow different propagation paths from earthquakes, leading to sampling of shallow site characteristics. Also, if the low amplitude vibration sources are located at the ground surface, measurements can be nonstationary over different periods of the day and provide more detail about the sources of excitation than about the ground conditions. Due to the nature of these sources, the weak ground motions display low-strain behavior and require careful interpretation if the intention is to estimate the strong motion performance of a site. Many authors believe that existing techniques based on consideration of local site conditions resolved from previous structural damage, microtremor and small earthquake studies are not reliable enough for determination of seismic design parameters without additional evidence of the effects of different levels of excitation on the local geology, i.e. multiple recordings of ground motions caused by earthquakes or explosions.

One of the most credible methods for mapping factors relevant to engineering purposes is, of course, use of strong motion records, since these provide direct measurements of the site response of local (site-specific) geologic conditions to representative earthquake ground motions. Engineers and seismologists have recognized the significance of utilizing response spectra in the characterization of strong ground motions and their effects on structures since

the 1940's. Either direct extrapolation (i.e. by scaling a set of statistically normalized acceleration spectral curves representative of different site conditions (Seed et al., 1976)) or probabilistic methods can then be used for predicting the ground motion characteristics of an earthquake of a particular size, for instance by modeling the expected response spectra based on known geologic, tectonic and seismic conditions and previously recorded strong motion records. Microzonation maps portraying the distribution of parameters of engineering significance (i.e. peak recorded ground acceleration, velocity and displacement) can be prepared specifically for seismic design purposes. Seismic impedance pertaining to site geology can be promptly determined using the known propagation velocity of body waves, especially if records exist along profiles crossing the area of interest (Medvedev, 1965). Nevertheless, there are major obstacles to this approach: 1) It is obviously not very practical to wait several decades for a sizable earthquake, 2) Even if records of multiple events exist there is no way to discern the homogeneity of the sources, and 3) Strong motion instrumentation is expensive and requires trained maintenance staff. At present these applications are often hindered due to a lack of applicable data, i.e. base rock records with respect to magnitude, hypocentral distance, depth of focus, and earthquake mechanisms.

Another method involves defining individual seismic hazard scenarios based primarily on characterization of phenomena triggered by a natural hazard, such as those interpreted from current geological information and field observations (Erdik, 1993). For example, Bressan (et al., 1986) describes four groups of qualitative scenarios: 1) Amplification of ground motion due to soil behaviour; 2) Amplification of ground motion due to morphological features; 3) The potential for permanent ground deformations; 4) The potential for (or active) conditions of slope instability; and 5) Simulation of post-earthquake wave inundation and fire. Due to the relative simplicity of these approaches, they are recommended only for use in preliminary microzoning.

A fourth approach to microzonation mapping involves an empirical estimation of the impact of subsurface geology on an intensity parameter determined for each specific measurement location. In the 1960's, for example, Medvedev (1965) attempted to relate an increment of seismic intensity to water table elevation and seismic site rigidity, where a site impedance parameter is found for each individual site which equals the product of subsoil density and longitudinal wave velocity. Today, many researchers are correlating empirically or experimentally derived parameters such as transfer functions and shear wave velocity to provide a first approximation of relative shaking response. In recent studies by Boore and Joyner (1994) and Borchardt (1994), utilizing estimated site amplification factors, peak accelerations and response spectra, sites were characterized by dividing the site geology into different classes, depending on the average shear-wave velocity in the upper 30 m. This technique can be applied directly to the assessment of intensity variations.

Microzonation Mapping

Many researchers are advocating the compilation of microzonation information into GIS maps and databases, which would ultimately be accessible to other professionals (i.e.

engineers, city planners) who require the material for siting, design and land-use planning purposes. Microzonation projects usually produce one or more maps showing the potential for any of the following circumstances: 1) Ground rupture due to faulting; 2) Buried faults; 3) Peak ground acceleration, velocity, or displacement; 4) Ground shaking; 5) MSK intensity; 6) Ground motion amplification; 7) Shear wave velocity; 8) Liquefaction potential; 9) Potential densification and settlement; 10) Landslide susceptibility; 11) Damage to particular buildings or types of structures; 12) Damage to lifelines; 13) Post-earthquake flooding or wave inundation; 14) Post-earthquake fire; and 15) Casualty statistics. The spacial extent of any one (or a combination) of these parameters or events should be explicitly portrayed on the respective map. The maps cited above may be based on the damage distribution of historical earthquakes, current geologic information and analogous ground motion measurements, or on the probability of a particular earthquake occurring in a certain location sometime in the future. The latter map might indicate the variation of damage at the location of interest from an earthquake of a particular size, depending on the site conditions as well as the distance from a major fault. Thus, these maps can help identify the most vulnerable areas within a specified region.

RECOMMENDATIONS AND CONCLUSIONS

When microzonation maps are used to quantify and illustrate primary earthquake-related hazards, generally some combination of the following is accomplished using the current approaches: 1) Categorization of geologic and geotechnical information, with particular emphasis on seismic vibration and soil dynamics; 2) Determination of local and/or regional amplification of ground motion; 3) Evaluation of attenuation relationships on a regional scale, using strong ground motion, weak ground motion, and intensity data; 4) Calculation of the intensity of ground shaking using probabilistic methods; 5) Estimation the probability of exceedance of an earthquake of a particular magnitude for the entire study area; 6) Survey of earthquake catalogues and historical damage statistics; and 7) Construction of maps depicting individual or combinations of hazards, based on the occurrence of a hypothetical earthquake (Bresson et al., 1986).

In the current state of practice in seismic microzoning, maps which provide estimates of parameters necessary for the siting and earthquake resistant design of civil engineering systems are generally the main goal. These maps describe either specific conditions which may be triggered by an earthquake, or provide geologic, geotechnical or seismic parameters of similar relative magnitude for the given zones, or a combination of several such elements (as cited above). Recent studies have established reliable correlations between semi-quantitative geotechnical parameters and damage sustained by structures during earthquakes, indicating that their usefulness for seismic microzoning purposes (Hodder et al., 1993). Researchers conducting pre- as well as post-earthquake investigations are usually interested in whether the majority of the damage caused by ground motion could be due primarily to tectonic and geologic (soil) conditions, construction practices, or a combination of both.

In general, the state of microzonation practices today requires the following: 1) Extensive seismic and strong motion data bases; 2) Comprehensive geologic and geotechnical data bases, including tectonic (i.e. structural geology, geodetics) and structural engineering information; and 3) Ability to analytically model the principal physical processes such as nonlinear soil behaviour and earthquake source mechanisms (Hays, 1992). However, meeting these requirements is sometimes difficult for communities in developing countries.

Unfortunately, at present many countries consider seismic zonation on any scale to be a local research problem, not a practice accepted on an international scale. Efforts are now under way toward a worldwide network of organizations which will cooperate together in order to encourage the practice of seismic zonation (on a regional scale) as part of the International Decade for Natural Disaster Reduction (IDNDR). The network includes such organizations as the International Forum on Seismic Zonation (IFSZ) (sponsored by the USGS and UNESCO), the Hazard Mapping Program in California (State of California, 1990), and the Cooperative program for Seismic Risk Reduction (SEISMED). These organizations promote technical activities such as post-earthquake investigations, a significant source of basic information and an incentive for increasing the professional ability to perform seismic zonation as a part of earthquake risk management. It would be beneficial to many countries with limited resources to be able to collaborate and coordinate their research with such organizations, for example by organizing periodic seminars and workshops.

Other recommendations for the future include legislation of pre-earthquake preparedness programs and emergency response measures, with microzonation as a viable tool, in seismically active areas. Microzoning could decrease potential disasters by improving building regulations at a local level for areas known to be at high risk, if requirements were included in construction and design regulations for specific hazard information. Perhaps microzonation studies may also be used to promote pre-earthquake inspection of structures at risk. According to many authors, during the 21st century worldwide zonation practices should be based on integrated technical databases, perhaps employing expert systems, to perform pre- as well as post-earthquake zonation studies.

REFERENCES

1. Boore, D.M and Joyner, W.B. (1994) "Prediction of Ground Motion in North America", in Proc., Seminar on New Developments in Earthquake Ground Motion Estimation and Implications for Engineering Design Practice, ATC-35-1 (İngilizce).
2. Borchardt, R.D. (1994) "New Developments in Estimating Site effects on Ground Motion", in Proc., Seminar on New Developments in Earthquake Ground Motion Estimation and Implications for Engineering Design Practice, ATC-35-1 (İngilizce).
3. Bressan, G., Poli, G., Sani, G., and Stucchi, M. (1986) "Preliminary low-cost urban planning-oriented investigations in seismic areas: A methodology and some applications", in Proc., Int. Symposium on Engineering Geology Problems in Seismic Areas, Bari, pp.397-406 (İngilizce).

- 4.Cluff,L.S.(1978) "Geologic Considerations for Microzonation", in Proc., 2nd Int. Conf. on Microzonation for Safer Construction - Research and Application, San Francisco, Vol.1, pp.135-152 (İngilizce).
- 5.Coburn,A., and Spence,R.(1992) Earthquake Protection, John Wiley and Sons Ltd., Chichester, 355p. (İngilizce).
- 6.Erdik,M.(1993) "Developing a comprehensive earthquake disaster masterplan for Istanbul", in NATO Advanced Research Workshop: An Evaluation of Guidelines for Developing Earthquake Scenarios for Urban Areas, Oct. 8-11, 1993, K.O.E.R.I., Boğaziçi Univ., Istanbul, Turkey, 37p. (İngilizce).
- 7.Hays,W.W.(1992) "Toward worldwide seismic zonation in the 21st century", in 2nd Int. Forum on Seismic Zonation, Madrid, Spain, July 23, 1992 (İngilizce).
- 8.Hodder,P.W., and Graham,M.Z.(1993) "Earthquake Microzoning from Soil Properties", Earthquake Spectra, Vol.9, No.2, pp.209-231 (İngilizce).
- 9.Kanai,K., and Tanaka (1961) "On Microtremors -VIII", Bulletin of Earthquake Research Institute, Tokyo, Vol. 39, pp.97-114 (İngilizce).
- 10.Kaneko,F., and Yamada,T.(1992) "Earthquake Scenarios prepared from seismic microzoning studies - A recent example in Japan", Oyo Corp., 16p. (İngilizce).
- 11.Medvedev,S.V.(1965) "Engineering Seismology", Translated from Russian, Israel Program for Scientific Translation, Jerusalem (İngilizce).
- 12.NSF and UNESCO(1982) Proc. of the 3rd Int. Microzonation Conf., NSF UNESCO, Univ. of Washington, American Institute of Architects, Applied Eng. Resources, EERI, and SSA, 3 vols. (İngilizce).
- 13.Sanchez,P.E., Ziony,J.I., McKnight,J.S., Clark,B.R., and Gath,E.M.(1991) "Seismic Zonation of the Los Angeles Region", in EERI, 1991, Proc., 4th Int. Conf. on Seismic Zonation, Stanford CA, ed. H. Shah and R. Borchardt, Vol.1, pp.797-844 (İngilizce).
- 14.Seed,H.B., Ugas,C., and Lysmer,J.(1976) "Site-Dependent Spectra for Earthquake-Resistant Design", BSSA, Vol.66, No.1, pp.221-243 (İngilizce).
- 15.TIT(1991) "Microtremor measurements in the San Francisco Bay Area - As a Fundamental Study on Seismic Microzoning", Tokyo Institute of Technology, Tokyo Soil Research Co., Div. of Structure, Caltrans, and Waseda Univ., 121p. (İngilizce).
- 16.UNDP and UNESCO(1974) "Survey of the Seismicity of the Balkan region: Report on the Seminar on Seismic Microzoning and Third Meeting of the Working Group in Microzoning", Ankara, May 7-10, 1974 (İngilizce).
- 17.UNESCO(1978) "Proc. of the 2nd Int. Conf. on Microzonation for Safer Construction-Research and Application", San Francisco, 3 vols. (İngilizce).
- 18.USGS(1989) Seismic Zonation, Earthquakes and Volcanoes, Vol.21, No.5, pp.207-209 (İngilizce).
- 19.Vaciago,G.(1989) "Seismic Microzonation as a Practical Urban Planning Tool", M.Sc. Dissertation, Imperial College, University of London, August 1989 (İngilizce).

MARMARA BÖLGESİNİN VE İSTANBUL'UN DEPREM TEHLİKESİNİN SİSMO-TEKTONİK VERİLERE GÖRE DEĞERLENDİRİLMESİ

EVALUATION OF SEISMIC HAZARD OF THE MARMARA REGION AND İSTANBUL CITY IN TERMS OF SEISMOTECTONICS

Oğuz Gündoğdu¹, Haluk Eyidoğan²,
Niyazi Türkelli³, Doğan Kalafat³

ÖZET

Bu çalışmada, Marmara bölgesinde tarihsel (1900 yılı öncesi) ve aletsel dönem içinde (1900-1993) olmuş deprem episantır dağılımları ve büyüklüğü $M \geq 4$ olan depremlerin fay düzlemi çözümleri incelenmiştir. Bu sismolojik veriler tektonik verilerle birleştirilerek Marmara bölgesinin deprem oluşturma potansiyeli ve kaynak zonları dağılımı ve beklenen yer hareketleriyle ilgili niteliksel sonuçlara varılmaya çalışılmıştır.

Cisim dalgası büyüklüğü $M_b \geq 4$ olan 17 depremin fay düzlemi çözümü bulunmuştur. Çözümlerden elde edilen fay düzlemleri ile bölgede gözlene ve tahmin edilen olası genç faylar ile karşılaştırılmıştır. Marmara bölgesindeki depremselliğin etkin olan doğrultu atımlı ve eğim atımlı faylar ile denetlendiği anlaşılmaktadır. Gözlenen asismik zonlar ile deprem kümelenme zonları doğrultu atımlı ve eğim atımlı faylarla ilişkili olabilirler.

¹Dr., İstanbul Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Jeofizik Mühendisliği Bölümü, Avcılar, İstanbul.

²Prof. Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, Maden Fakültesi, Jeofizik Mühendisliği Bölümü, Maslak, 80626, İstanbul.

³Doç.Dr. ve Jeof. Yük. Müh., Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Merkezi, Jeofizik Bölümü, Çengelköy, İstanbul.

ABSTRACT

In this study, the epicentral distribution of the earthquakes which occurred during the historical (prior 1900) and instrumental period (1900-1993) were investigated and the fault mechanism solutions of the earthquakes were calculated. Correlating these seismological data with tectonic data, we attempted to reach qualitative results about the potential of earthquake occurrence, distribution of source zones and estimated ground motion characteristics for the Marmara region.

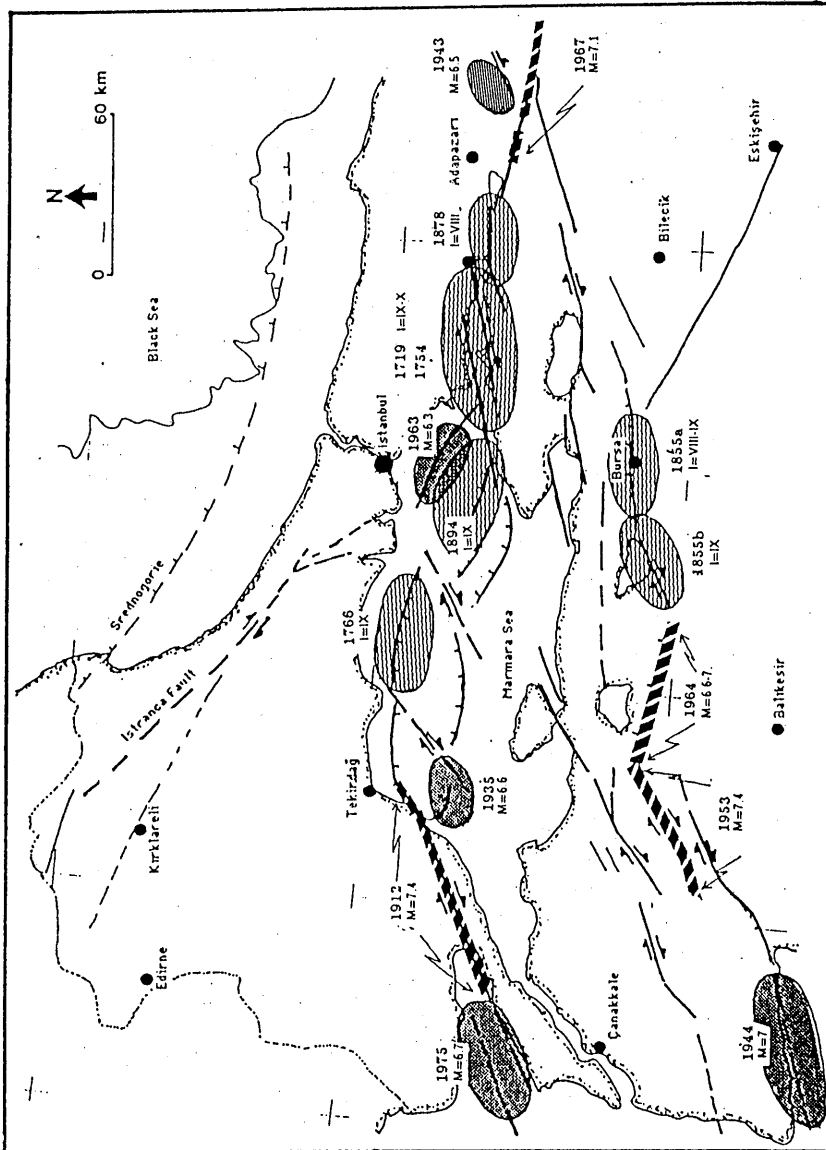
The fault mechanism solution for 17 earthquakes with magnitude $M_b \geq 4$ were calculated. The obtained fault planes were correlated with observed and estimated active faults in and around Sea of Marmara. It is found that the seismicity of the region were controlled by both active strike-slip and dip-slip faults. The zones of high seismic activity and apparently aseismic zones may have been associated with dip-slip and strike-slip faults.

GİRİŞ

Mevcut jeolojik ve sismolojik bilgilere göre Marmara Bölgesinin tektonik ve deprem etkinliğinin, Kuzey Anadolu Fayının batıya uzanan kolları ve güneyindeki güneybatı Anadolu açılma zonunun denetiminde olduğu bilinmektedir (Barka ve Kadinsky-Cade 1988, Barka 1991, Eyidoğan 1988), (Şekil 1). Bölge genç tektonik hareketlerin yoğun olduğunu gösteren çok sayıda küçük deprem etkinliği sergilemektedir (Üçer 1990). Zaman zaman büyük depremlerin de bölgede yer aldığı görülmektedir (Soysal ve diğ. 1981, Ambraseys ve Finkel 1991). Birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinin önemli bir alanı kapsadığı bu bölgede yoğun nüfus barındıran ve Türkiye'nin en yoğun endüstri ve ticaret merkezleri olan İstanbul, Kocaeli, İzmit, Bursa, Çanakkale ve Tekirdağ gibi şehirler bulunmaktadır. Bu nedenle deprem olgusu Marmara bölgesi için hergün biraz daha önem kazanmaktadır.

Marmara bölgesinin önemli bir bölümünü Marmara Denizi kapladığı için karadaki jeolojik ve jeofizik bulguların deniz tabanındaki uzantıları ve biçimleri konusundaki bilgilerimiz yeterli değildir. Son yıllarda Marmara Denizi ve çevresinde jeolojik, jeofizik ve jeodezik araştırmalara ağırlık verilmeye başlanmakla birlikte sonuçları almak zaman alacaktır.

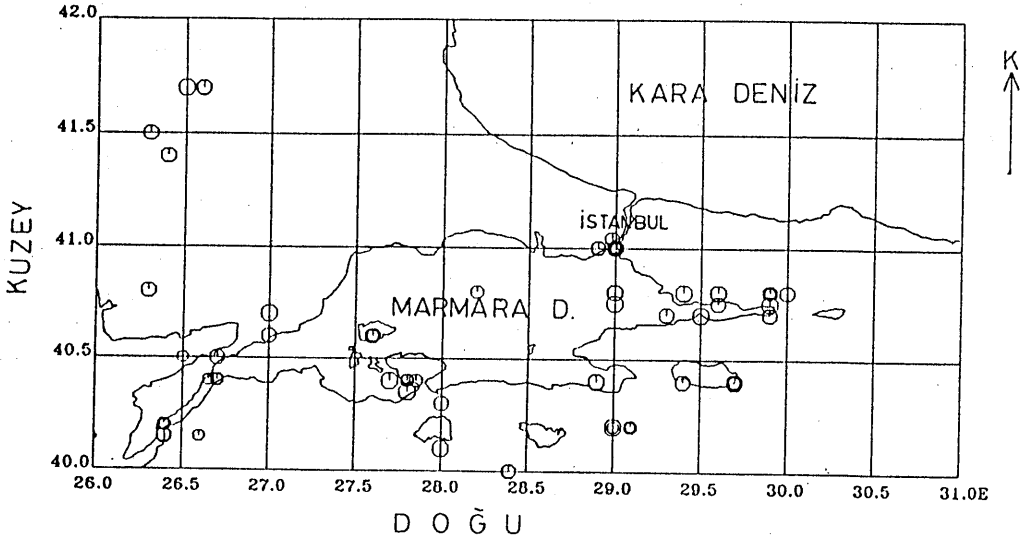
Depremlerin fay mekanizması çözümleri mevcut episanır haritası ile karşılaştırılarak bir bölgedeki, özellikle denizle kaplı bölgelerde, etkin ve genç



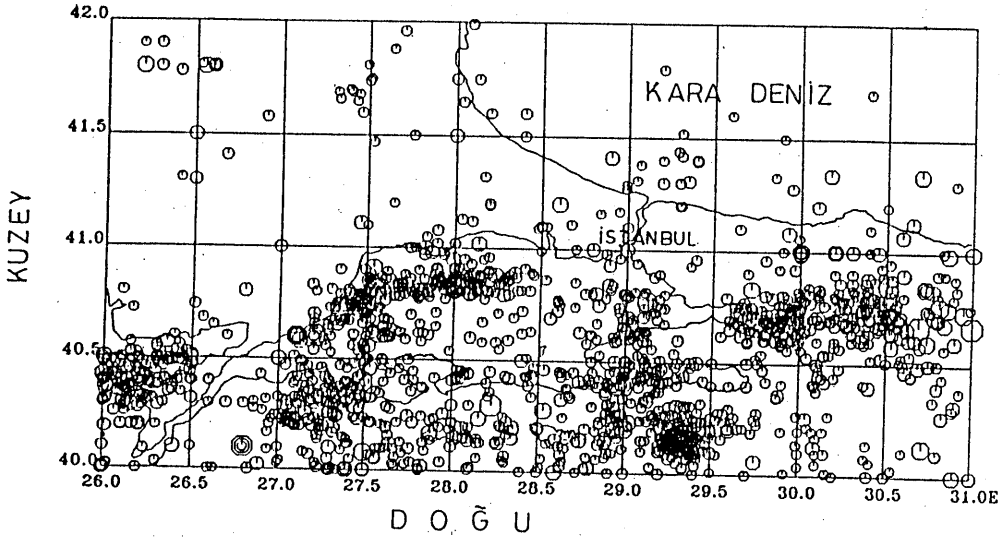
fay türlerini ve özelliklerini tanımak olasıdır. Marmara bölgesindeki depremlerin faylanma mekanizması çözümleri ancak 1960 sonrası orta ve büyük depremler için bulunabilmiştir. Bölgedeki çok sayıda olan küçük depremler için fay mekanizması çözümlerinin bulunabilmesi ancak 1975 sonrası B.Ü. Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsünün kurduğu MARNET sismik ağına çalışmaya başlaması ve diğer deprem istasyonların sayısının artırılması ile olanaklı olmuştur. Bu çalışma sırasında bölgedeki $M_b \geq 4.0$ büyüklüğündeki depremlerin faylanma mekanizması çözümleri incelenmiş, elde edilen çözümler, 1900-1993 yılları arasındaki deprem etkinliğinin episantır haritaları ve mevcut jeolojik bilgilerin ışığında yorumlanmıştır. Ayrıca tarihsel bilgilere gönderme yapılarak İstanbul ve çevresinin deprem tehlikesi tartışılmıştır.

MARMARA BÖLGESİNİN DEPREMSELLİĞİ

Tarihsel dönemde (M.Ö.2100-M.S.1900) Marmara bölgesinde maksimum şiddeti $I_0 \geq V$ olan deprem sayısı 225 tir (Soysal ve diğ. 1981). Bu depremlerin Şekil 2'de verilen dağılımlarına bakıldığında episantırların birçoğunun üst üste geldiği ve bu kümelenmelerin İstanbul, Kocaeli çevresi, Bursa, Kapıdağ yarımadası ve Tekirdağ dolaylarında olduğu gözlenmektedir. Bu görünümün nedeni, tarihsel depremlerin yerlerinin kayıt tutanlar tarafından doğrudan yerleşim bölgelerine atanmasından kaynaklanmaktadır. Bölgede gözlenmiş ve önerilen genç kırık hatları gözönünde bulundurulduğunda (Şekil 1), bu tarihsel depremlerin aynı noktada yığılmış olanlarının pek çoğunun sözü edilen kırık hatları ile ilişkilendirilmesi daha anlamlı olabilir. Son yıllarda yapılan çalışmalar bu değerlendirmeyi destekler niteliktedir (Ambraseys ve Finkel, 1991). Aletsel dönemde 1900 ile 1993 yılları arasında oluşan ve büyüklüğü $M \geq 3$ olan depremlerin sayısı 1663 tür. Bu depremlerin Şekil 3 de verilen dağılımlarına bakıldığında Marmara denizi ve çevresinde yoğun bir deprem etkinliği gözlenmektedir. Kuzey Marmara'da, İzmit ve Saros körfezinde, Kapıdağ yarımadasının batısında, Çınarcık açıklarında, Gemlik körfezinde ve Bursa'nın doğusunda deprem kümelenmeleri ve dizilmeleri görülmektedir. Aletsel dönem içinde olmuş en büyük deprem 1912 Şarköy-Mürefte depremidir ($M_s=7.3$). Çok geniş bir alanı etkileyen bu depremden 15 gün önce duyulabilir nitelikte 25 adet öncü şok olmuştur (Gündoğdu 1986). Bu depremin makrosismik episantır alanının bulunduğu yerde aletsel dönemde asismik bir davranış gözlenmektedir. Bunun nedeni bölgedeki yamulma enerjisinin salınmış olmasıdır. Benzer sismik boşluklar Adalar-Büyük Çekmece arasında ve Çınarcık-İzmit körfezi arasında görülmektedir (Barka ve Toksöz 1989). Adalar-Büyük Çekmece arasındaki



Şekil 2. Marmara bölgesinde 1900 öncesinde (tarihsel dönem) olmuş ve şiddeti $I_o \geq V$ olan depremlerin episantr dağılımı.



Şekil 3. Marmara bölgesinde 1900 ile 1993 yılları arasında (aletsel dönem) olmuş ve büyüklüğü $M \geq 3$ olan depremlerin dağılımları.

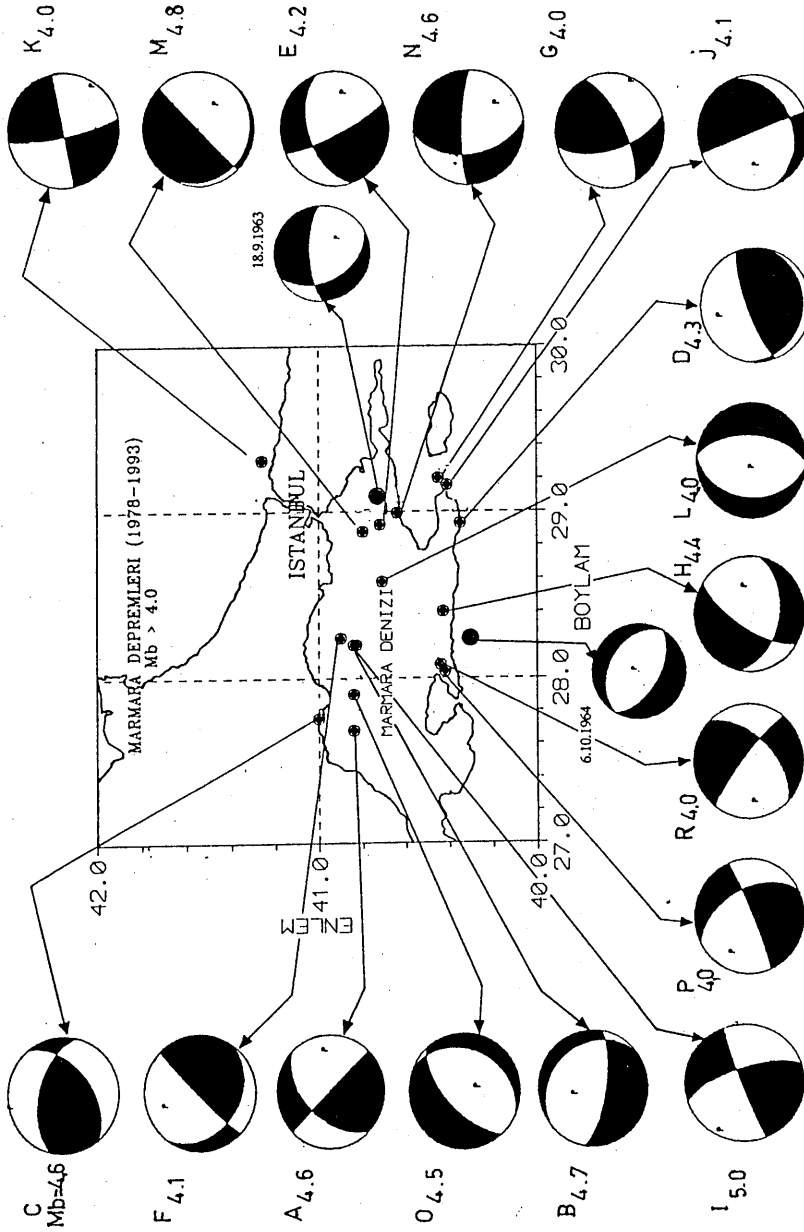
asismik davranışı 1894 İstanbul depremi ile ilişkilendirmek bir olasılıktır. Son yıllarda deprem kayıt yeteneğinin artmasına bağlı olarak İstanbul boğazı çevresinde ve boğazın Karadeniz açıklarında deprem etkinliği gözlenmektedir. Yeni jeolojik bulgular İstanbul boğazı ve çevresinde etkin fayların varlığının kanıtlarını ortaya koymaktadır (Oktay ve diğ. 1990, Yılmaz 1994, Kişisel görüşme).

Mevcut bilgileri niteliksel bir yaklaşımla yorumladığımızda Marmara bölgesinin etkin ve şu anda etkin görünmeyen deprem kaynak bölgelerini barındırdığını ve bu potansiyel alanların İstanbul Metropolü dahil olmak üzere Marmara bölgesindeki diğer yerleşim alanlarını da tehdit etmekte olduğuna işaret edebiliriz. İstatistiksel değerlendirmeler incelendiğinde (Tezcan ve diğ. 1991, Burton ve diğ. 1984) Marmara bölgesinin ortalama bir insan ömrü içinde büyük depremlerle karşılaşma olasılığı oldukça yüksek olarak bulunmaktadır.

MARMARA BÖLGESİNDEKİ KÜÇÜK DEPREMLERİN FAY MEKANİZMASI ÇÖZÜMLERİ

Marmara Bölgesinde olmuş ve büyüklüğü $M \geq 4.0$ olan depremlerin Kandilli Rasathanesi, İTÜ ve TÜBİTAK Marmara Araştırma Merkezi tarafından algılanan kayıtları yeniden incelenmiş ve P dalgalarının ilk hareket bilgileri derlenmiştir. Bu bilgilere Türkiye dışında bulunan ve ISC tarafından ilk hareket bilgileri rapor edilen deprem istasyonlarının 6^o ve daha yakın olanlarının da verileri eklenmiştir. Veri tarama çalışması sırasında, 1978-1993 yılları arasında olmuş 17 adet depremin ($4 \leq M_b \leq 5$) faylanma mekanizmasının bulunabileceği anlaşılmıştır. Fay mekanizması çözümü bulunacak depremlerin yerleri yeniden hesaplanmıştır. Çizelge 1'de, bu çalışmada fay mekanizma çözümü bulunan depremlerin dökümü verilmektedir.

Şekil 4, bu çalışmada incelenen küçük depremlerin saptanan fay mekanizma çözümleri dağılımını göstermektedir. İzdüşümler alt yarım küre üzerine yapılmıştır. Genel olarak incelendiğinde bölgedeki fay çözümlerinde doğrultu atımlı ve normal fayların çoğunlukta olduğu görülmektedir. Mürefte-Şarköy hattı üzerinde yerleşen C depremi ve F depremi için ters faylanma çözümü elde edilmiştir. A depremi için elde edilen çözümün KD-GB yönündeki fay düzlemi Barka ve Kadinsky-Cade (1988) tarafından belirtilen çek ayır (pull-apart) yapılar karşılık doğrultu atımlı faylarla ilişkili olabilir. O ve B depremlerin çözümleri ise Kuzey Marmaradaki derin çukurların D-B uzanımlı sınırlarını belirleyen normal faylarla



Şekil 4. Marmara bölgesinde 1978-1993 yılları arasında olmuş ve büyüklüğü $M \geq 4$ olan depremlerin bireysel fay düzlemi çözümleri. Çözümler altı yarım küreye Schmidt izdüşümü projeksiyonu tebnği ile yapılmıştır. Episanur yerleri yeniden sapıtmıştır. Odak derinlikleri 10 km alınarak hesaplanan geliş açları kullanılmıştır. Deprem parametreleri ve fay düzlemi çözümleri ile ilgili bilgiler Çizelge 1 de verilmiştir.

ilişkilendirilebilir. I depremi çözümü A çözümü gibi belirgin bir doğrultu atımlı faylanma karakteri göstermektedir. Doğu Marmara'daki M, E ve N

Çizelge 1. Marmara denizi ve çevresinde 1978-1993 yılları arasında olmuş ve büyüklüğü $M \geq 4$ olan depremlerin parametreleri. Burada D, km olarak odak derinliği; No, yer bulma işlemi için kullanılan gözlem sayısı; GAP, istasyonların azimut açığı; RMS, parametrelerin RMS hatası; ERH, episantırdaki $\pm$ hata değeri; ERZ, derinlikteki $\pm$ hata değeri; QM, duyarlıktaki kalite değeri.

	TARİH	OLUS. Z.	ENLEM	BOYLAM	D	Mb	No	GAP	RMS	ERH	ERZ	QM
A	780615	02642.67	40-50.59	27-40.69	10	4.6	27	53	0.81	2.2	3.8	D1
B	810312	4 559.11	40-50.33	28-12.09	17	4.7	33	48	0.69	1.9	3.0	D1
C	820712	144611.45	41- 0.00	27-45.16	10	4.6	26	46	0.56	1.6	3.8	D1
D	820727	102313.99	40-20.95	28-55.52	10	4.3	27	106	0.60	2.1	4.5	D1
E	850411	131144.62	40-43.17	28-55.26	2	4.2	25	89	0.79	3.2	6.5	D1
F	860627	183337.37	40-54.17	28-14.60	13	4.1	29	48	0.63	2.0	7.0	D1
G	870903	162453.05	40-26.94	29-11.73	4	4.0	25	52	0.66	2.3	7.2	D1
H	871027	31529.73	40-25.70	28-23.84	10	4.4	34	52	0.61	1.7	2.6	C1
I	880424	204933.40	40-49.58	28-11.78	13	4.0	28	37	0.65	1.9	3.3	D1
J	890127	94835.57	40-24.42	29- 9.79	10	4.1	31	53	0.62	2.1	2.7	D1
K	900610	113644.34	41-15.34	29-18.75	10	4.0	37	100	0.92	3.1	3.4	D1
L	910107	51514.99	40-42.48	28-34.65	17	4.3	35	47	0.64	1.8	2.8	D1
M	910212	95458.07	40-47.93	28-52.52	10	4.8	38	38	0.70	2.0	3.3	D1
N	910303	83926.19	40-38.19	28-59.18	17	4.6	32	34	0.53	1.5	2.2	C1
O	910308	92312.87	40-50.36	27-53.79	10	4.5	34	59	0.61	1.7	2.7	D1
P	930318	71939.37	40-25.40	28- 2.34	10	4.5	14	111	0.46	2.4	2.5	C1
R	930318	75139.09	40-26.41	28- 5.08	15	4.0	17	109	0.36	2.0	2.1	C1

çözümleri hem doğrultu atımlı hem de normal fay bileşenlerini taşıyan oblik faylanmaları göstermektedir. E depremi çözümü 1963 Çınarcık depremi mekanizma çözümüne benzer bir mekanizma vermektedir. Güney Marmara'daki P,R ve H depremleri mekanizma çözümlerinde ise normal faylanma bileşeninin baskın olduğunu ve T eksenlerinin K-G doğrultulu yerleştiğini görmekteyiz. Bu depremlerin belli bir oranda 1964 Manyas depremi çözümüne uyum gösterdikleri söylenebilir. L depremi K-G yönlü bir normal faylanmayı simgelemektedir. Güneydoğu Marmara'daki D depremi D-B doğrultulu bir ters faylanma hareketini göstermektedir. G ve J depremlerinde ters faylanma ve doğrultu atım bileşenleri birlikte bulunmaktadır. D-B doğrultulu fay düzlemi üzerinde sağ yönlü doğrultu atım görülmektedir. Karadeniz kıyısındaki K depremi ise belirgin biçimde doğrultu atımlı faylanmayı simgelemektedir.

Yukarıda sıralanan fay mekanizması çözümleri incelendiğinde Marmara bölgesinde eğim atımlı ve doğrultu atımlı faylanma etkinliğini bir

arada görmekteyiz. Bu sonuç Marmara Denizi için öne sürülen karmaşık tektonik hareketlerin varlığını desteklemektedir. Normal fay ve doğrultu atımlı fayların birarada bulunması bölgenin hem kuzey-güney yönlü açılma hem de doğrultu atımlı hareketlerin etkisi altında olduğunu göstermektedir. Bu sonuç daha önce yapılan jeolojik ve jeofizik çalışmalarla uygunluk içindedir. Burada bulunan fay mekanizması çözümlerinin, bölgede yakın istasyon sayısının az olması nedeniyle çok duyarlı olduğunu iddia etmemekle birlikte bu verilerin dışında daha duyarlı ve farklı bir veri yoktur. Daha fazla orta büyüklükteki depremin fay mekanizması çözümlerinin yapılabilmesi için Marmara bölgesindeki deprem istasyon sayısının artırılması gerekmektedir.

TARTIŞMA VE SONUÇLAR

- Bu çalışma sırasında Marmara bölgesi ile ilgili olarak;
- tarihsel depremlerin (1900 öncesi) dağılımları ve etki alanları,
 - aletsel dönem (1900-1993) deprem etkinliği,
 - gözlenen ve önerilen diri fay zonlarının dağılımları,
 - saptanan odak mekanizması çözümleri

karşılaştırmalı olarak incelendiğinde bölgenin deprem oluşturma potansiyelinin yüksek olduğu ve yanal atımlı hareketlerle düşey atımlı hareketlerin bir arada bulunduğu bir sismotektonik ortam olduğu anlaşılmaktadır. Belirginleşen deprem kümelenmeleri ve dizilimler olmakla birlikte; veriler bir arada değerlendirildiğinde Marmara denizinde deprem kaynak zonlarının çok sayıda, çeşitli ölçekte ve tüm bölgeye dağılmış olarak bulunduğu öne sürülebilir. İstanbul Metropolitan alanının kuzey bölgeleri mevcut verilere göre günümüzde daha düşük bir deprem etkinliği sergilemektedir. İncelenen bölgede oluşacak büyük depremlerin ürettiği hareketler içinde düşey ve yatay yöndeki yer hareketleri baskın olabilir. Depremlerin yer kabuğunun üst bölümlerinde yer alması nedeniyle Marmara denizi içindeki büyük depremlerde kıyıdaki yerleşim birimleri Tsunami etkisi altında kalabilir.

Yukarıdaki verilerin ışığında görülmektedir ki, şirleşmenin yoğun olduğu Marmara bölgesinde depremlerin yakın ve uzak etkileri de gözönünde bulundurularak depremle ilgili çalışmaların çok yönlü ve disiplinli olacak şekilde önem ve ivedilikle ele alınması gereklidir.

KAYNAKLAR

- Ambrascys, N.N ve Finkel, C.F.**, 1991, "Long-term seismicity of İstanbul and the Marmara region", Engin. Scis. Earthq. Report 91/8, Imperial College.
- Barka, A.A.**, 1991, "İstanbul'un depremselliğini oluşturan tektonik yapılar ve İstanbul için bir mikrobölgeleme denemesi", İstanbul ve Deprem Sempozyumu, 4 Mayıs 1991, İMO İstanbul Şubesi, 35-56.
- Barka, A.A. ve Kadinsky-Cade, K.**, 1988, "Strike-slip fault geometry in Turkey and its influence on earthquake activity", Tectonics, 7, 663-684.
- Barka, A.A. ve Toksöz, N.**, 1989, Seismic gaps along the North Anatolian Fault, Abstract, IASPEI meeting in İstanbul, Turkey, S9-1.
- Burton, P.W, McGonigle, R., Makropoulos, K.C. ve Üçer, S.B.**, 1984, "Seismic risk in Turkey, the Aegean and the eastern Mediterranean: the occurrence of large magnitude earthquakes", Geophys. J. R. astr. Soc., 78,475-506.
- Eyidoğan, H.**, 1988, "Rates of crustal deformation in western Turkey as deduced from major earthquakes", Tectonophysics, 148, 83-92.
- Gündoğdu, O.**, 1986, "Türkiye depremlerinin kaynak parametreleri ve aralarındaki ilişkiler", Doktora Tezi, İÜ Müh. Fakültesi, Jeofizik Mühendisliği Bölümü, Avcılar, İstanbul.
- Oktaç, F.Y., Sakıncı, M. ve Meriç, E.**, 1990, "Geological evaluation of İstanbul late Quaternary basins (Kuşdili, Ayamama and Büyükdere)", Abstract, Inter. Earth Sciences Cong. on Aegean Regions., İzmir, Turkey, 123-124.
- Soysal, H., Sipahioğlu, S., Kolçak, D. ve Altınok, Y.**, 1981, "Türkiye tarihsel deprem kataloğu", Tubitak Proje No: TBAG 341, 86 sayfa.
- Tezcan, S., Acar, Y. ve Çivi, A.**, 1991, "İstanbul için deprem riski analizi", İstanbul ve deprem sempozyumu, TMMOB İnşaat Müh. Odası, İstanbul Şubesi, 97-119.
- Üçer, S.B.**, 1990, "Marmara bölgesinin deprem etkinliği ve aktif tektonikle ilişkisi", Doktora Tezi, İstanbul üniversitesi.

TEŞEKKÜR

TMMOB İnşaat Mühendisleri Odasına, Organizasyon Komitesi adına Prof. Dr. Nuray AYDINOĞLU'na, Şekil 1 kullanıma izin veren ve yapıcı eleştiri ile makalenin son durumuna gelmesinde yardımcı olan Doç. Dr. Ayku BARKA'ya teşekkür ederim.

SEISMIC HAZARD ZONATION AND DYNAMIC SITE PERIODS MAPPING FOR GREATER AMMAN MUNICIPALITY

BÜYÜK AMMAN BELEDİYESİ İÇİN DEPREM TEHLİKESİ
BÖLGELENDİRME ÇALIŞMALARI VE ZEMİN PERİYODU HARİTALARI

Abdallah I. Husein (Malkawi)¹, Azm S. Al-Homoud² and Jamal S. Batayneh³

ABSTRACT

Seismic hazard maps were developed for the capital of Jordan Amman. These maps show the Peak Ground Acceleration (PGA) of bedrock for 90% probability of not being exceeded for an economical life time of 50, 100 and 200 years, respectively. The probabilistic PGA values were calculated based on the line source model incorporated in the computer program FRISK (McGuire, 1978). Ten distinctive seismic sources are identified in Jordan and vicinity. The pertinent parameters of each source, are determined from two sets of seismic data: the historical earthquake records and the instrumentally recorded earthquake data. Earthquake data used in this study have been extracted from several earthquake catalogues on the seismicity of Jordan and the neighbouring countries. An earthquake catalogue covering the period from 1 A.D. to December, 1992 was used. Acceleration attenuation relationship given by Esteva (1974) was used to estimate the peak ground acceleration. A rupture relationship based on empirical relationships of historical fault ruptures derived by Ambraseys and Barazangi (1989) was used.

Maps of dynamic site periods for Amman were developed by using the computer program SHAKE (Schnabel et al., 1972) in which several selected acceleration time histories were used, also analyses of local site effect was carried out for several selected soil columns.

INTRODUCTION

This study aims at developing seismic hazard maps for Greater Amman Municipality in Jordan, using micro-zonation analysis and utilizing the current probabilistic procedures. These maps include probabilistic estimates of Peak Ground Acceleration (PGA) for specified return periods. Furthermore dynamic site period maps were also being developed for Amman. The one-dimensional wave propagation program SHAKE (Schnabel et al., 1972) was used for this purpose.

Tectonics of Greater Amman

Amman is located on the Amman-Hallabat compressional structure belt, which runs from Siyagha on the NE corner of the Dead sea an area over looking the valley of Jordan named after

¹ Asst. Prof. Jordan University of Science and Technology, Civil Engng Dept., Irbid, Jordan.

² Asst. Prof. JUST. Civil Engineering Department, Irbid, Jordan.

³ Res. Eng. JUST. Civil Engineering Department, Irbid, Jordan.

the famous ancient church, to Qaser El-Hallabat, an ancient Ommayyad castle located 50 km east Amman, up to Ruseifa town. Greater Amman area lies, geologically speaking, between the high lands in the west next to the Jordan Rift. In this site, further increase in the stress is caused by continuous geologic and tectonic effect of the Arabian plate movement.

Seismic Hazard Assessment

Probabilistic seismic hazard assessment, generally, requires multi-disciplinary inquiry, on national, regional and site specific scales, with particular emphasis on the modelling of seismic sources, determination of magnitude-frequency relationships, determination of appropriate attenuation laws and probabilistic estimate of peak ground acceleration for specified return periods. McGuire (1978) developed a computer program named FRISK that allows incorporation of the above mentioned items. FRISK is based on the line source model (LSM). It has the capability of computing the probabilistic seismic hazard at sites affected by fault rupture during an earthquake event. Important uncertainties such as, magnitudes of future earthquakes, rupture length magnitude, maximum expected magnitude on the fault are incorporated. This program is used in this study. Following is description of relevant items related to the current study.

Identification of Seismic Sources

Identification of potential seismic sources is basically based on local geology, tectonic history and seismicity. Earthquakes in Jordan and vicinity has focal depths less than 30 km. Both historical and recent earthquake data of the area remarkably illustrate the close correlation between the geostructural setting with earthquake epicentral distribution. In fact, a close relation between earthquakes and active faulting on the surface is present. The association of earthquakes with well-defined faults forms a very important basis for identifying line sources.

Taking into consideration the available literature (Shapira et al. 1986 and Ariei 1991) and considering the regulations of the International Atomic Energy Agency in Vienna (1972), ten seismic sources have been identified which are relevant to the seismic hazard in Jordan and the vicinity. These sources are Aqaba Fault (No.1); Wadi Araba (No.2); Dead Sea-Jordan River (No.3); The Northern Fault (No.4); The South-East Mediterranean Fault (No.5); Wadi Fara'a-Carmel Fault (No. 6); The Wadi Sirhan Basalt Area (No.7); Al-Karak Fayha Fault (No.8); Suez Gulf Fault (No.9) and The Cyprus Seismic Source (No.10) and shown in Fig.1.

Rupture Length Magnitude Relation

In the Line Source Model (LSM) calculations, an essential factor to be considered is the amount of rupture length which results from an earthquake. A well accepted empirically determined equations, that is used in this study, was published by Ambraseys and Barazangi (1989) for Middle East region, this is as follows

$$M_s = 4.63 + 1.43 \log_{10} L \quad (1)$$

where: M_s - is the surface magnitude; L - is the rupture length in km.

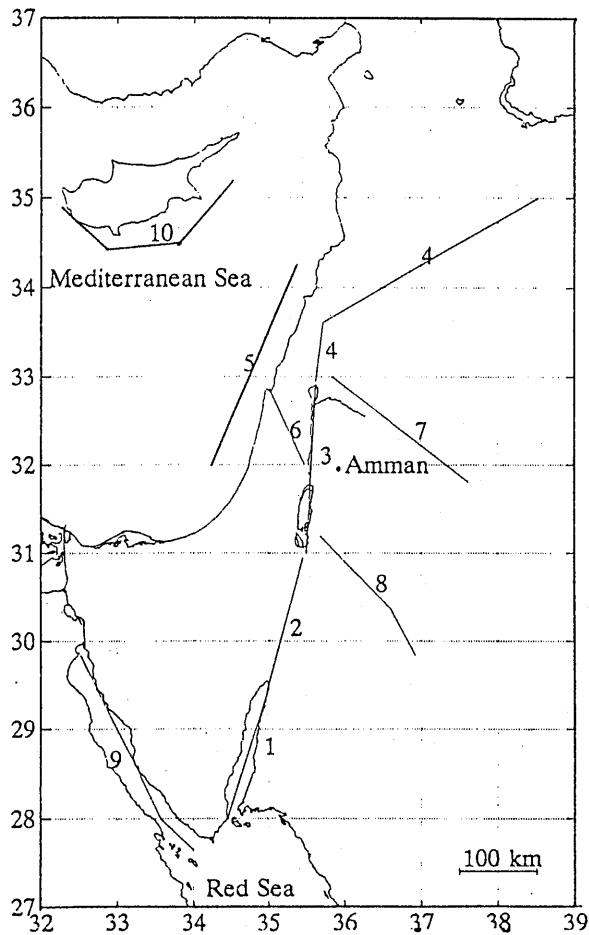


Fig. 1 10 Faults Considered in this Study to Assess the Seismic Hazard of Grater Amman Municipality.

Earthquake Catalogue

Earthquakes activities covering almost 2000 years, have been collected by several researchers. Yüçemen (1985) compiled data up to 1980. Al-Tarazi (1992) compiled data on seismicity of Jordan up to 1989 A.D. In this study the assessment of seismic hazard in Jordan

is based on the accumulated data on earthquake activities in Jordan and vicinity up to 1992 (Husein (Malkawi) et al. 1994). Historically recorded earthquake catalogue covering the period from 1 to 1900 A.D. and instrumentally recorded earthquakes covering the period from 1900 -1992 A.D. are compiled. These data are used to estimate the seismicity parameters for the identified faults in the studied area.

Estimation of Seismic Hazard Parameters

Seismic hazard parameters are estimated by using the method developed by Kijko and Sellevoll (1989) with an assumed threshold magnitude $m_0 = 4.0$. The method gives the β ($\beta = b/\ln 10$) or b parameter of the Gutenberg-Richter formula (Gutenberg and Richter, 1965), the annual rate of earthquakes λ_4 , and the upper bound magnitude m_1 . The method combines data from the largest historical earthquakes with complete instrumental data of variable threshold magnitude. Table (1) summarizes the results of the analysis so that the required parameters can be obtained. These parameters are used in the analysis as part of the input information for the computer program FRISK (McGuire, 1978).

Table 1 Seismic Hazard Parameters Used in This Study.

Name	b-value	β -value	λ_4 (yearly)	m_0	m_1	Focal depth (km)
Wadi Araba	0.79	1.85	0.155	4.0	6.75	15
Aqaba Gulf	0.64	1.52	0.202	4.0	5.3	15
Dead Sea-Jordan River	0.89	2.06	0.31	4.0	7.5	15
Northern Fault	0.69	1.60	0.26	4.0	7.6	15
SE-Mediterranean	0.58	1.33	0.11	4.0	7.26	15
Farah & Carmel	0.78	1.8	0.19	4.0	5.7	10
Wadi Sirhan	0.79	1.88	0.054	4.0	7.5	10
Karak-Fayha	0.30	0.68	0.01	4.0	4.15	10
Sues Gulf	0.70	1.64	0.37	4.0	6.5	24
Cyprus Fault	0.57	1.31	0.790	4.0	7.5	30

Iso-Acceleration Maps

The Poisson model, is adopted in the analysis of the data. In addition, consideration are given to various types of sources surrounding a given site, their corresponding magnitude-frequency relationships, the maximum magnitude assigned to each source, the location and focal depth and the attenuation pattern characterizing the region under study. Then for a given

probability of exceedence, specific hazard level, the PGA values can be computed. For the purpose of computation of PGA for the territory of Jordan, the region bounded by latitudes 29.0°N and 34.0°N and longitudes 34.0°E and 40.0°E was divided into a grid of squares. The accumulative probability distribution of PGA at each node of the grid is evaluated using the program FRISK. By interpolation of the PGA values of the closest points and by connecting the points of equal acceleration, the so-called acceleration contour lines are obtained. The maps obtained in this way represent the distribution of equal ground accelerations, that is, the seismic hazard at a given time and the probability that certain ground acceleration level would not be exceeded.

Attenuation of Peak Ground Acceleration

Due to the unavailability of strong motion records for the territories of Jordan. Several attenuation relationships were considered. The Esteva, (1974) attenuation relationship based on data collected from the west coast of the USA is adopted in this study as it gives conservative results in the near field ($R \leq 30$ km) compared to others investigated attenuation laws and is valid for the far field based on a study by Idriss (1978) who concluded that at increasing distances from the earthquake source the calculated PGA tends to give similar results regardless of the relationship used. The Esteva (1974) equation is given as:

$$PGA = \frac{b_1 e^{(b_2 m)}}{(R_h + b_4)^{b_3}} \quad (2)$$

where:

PGA - Maximum Peak Ground Acceleration in cm/sec² on rock;

R_h - Hypocentral distance from source-to-site, in km;

m - is the earthquake magnitude;

b_1 , b_2 , b_3 and b_4 are constants derived by fitting a best-fit line to a set of data points collected in California, their values are 5600, 0.8, 2.0, and 40 respectively (Esteva, 1974). This attenuation equation is adopted for the calculation of PGA for each site specified and it is used to generate the iso-acceleration maps for the territories of Jordan.

Seismic Hazard Maps of Greater Amman Municipality

Maximum Peak Ground Acceleration maps with 90% probability of not being exceeded in a life time of 50 years, 100 years, and 200 years were evaluated (see Fig. 2).

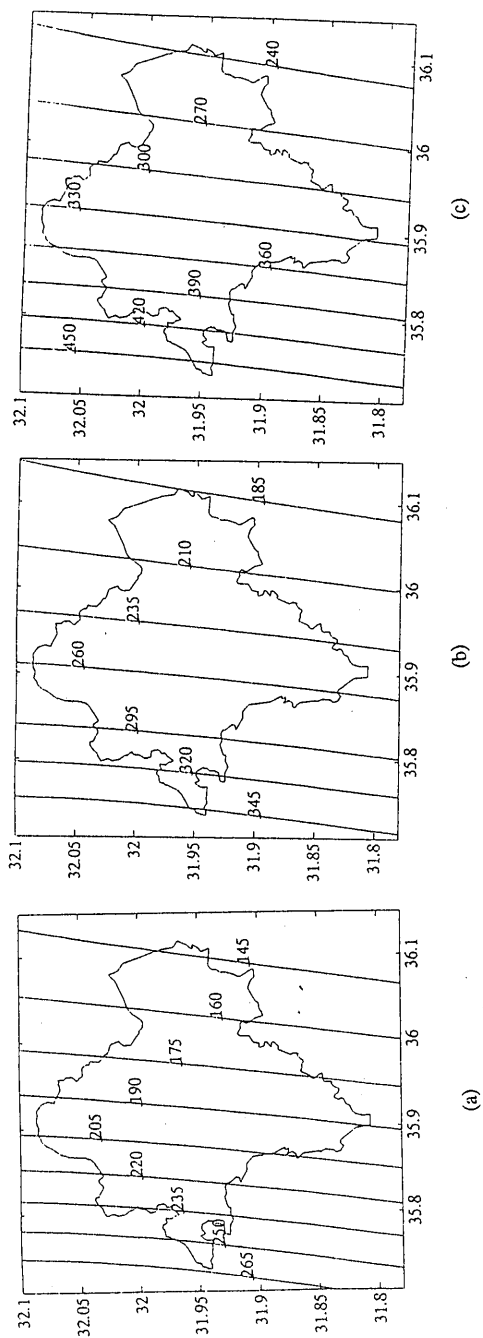


Fig. 2a, b, c Maximum Peak Ground Acceleration (cm/sec²) with 90 % Probability of Not Being Exceeded in A Life Time of 50, 100 and 200 Years.

Local Site Effect Analysis

Geotechnical Data of the Studied Areas

Geotechnical data of the Greater Amman Municipality were evaluated in this study based on over 300 boreholes. These data are available from investigations carried out by the Natural Resources Authority (NRA), the Royal Scientific Society (RSS) and the Ministry of Energy and Mineral Resources in co-operation with the Federal Institute for Geo-sciences and Natural Resources, Hanover. Fig.3 shows some of the location of these boreholes.

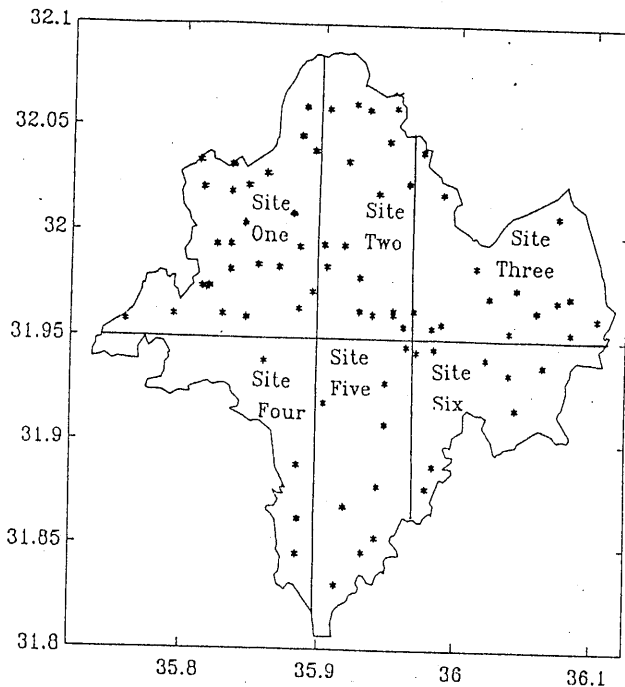


Fig. 3. Local Map of Greater Amman Municipality Divided into Six Zones Showing Location of Selected Boreholes.

Due to unavailability of data on cross-hole shear wave velocity, standard penetration test results were used in this study to evaluate the shear wave velocity. N-value, and the soil type were extracted from the boring logs of each borehole. Applying the empirical equations developed by Ohta and Goto (1979), the shear wave velocity V_s (m/sec) was evaluated. The empirical equations require the N-value, the soil type, and the depth of soil layering in meter.

Typical geological profiles of soil columns showing shear wave velocity variation with depth are given in Fig.4 for Greater Amman Municipality.

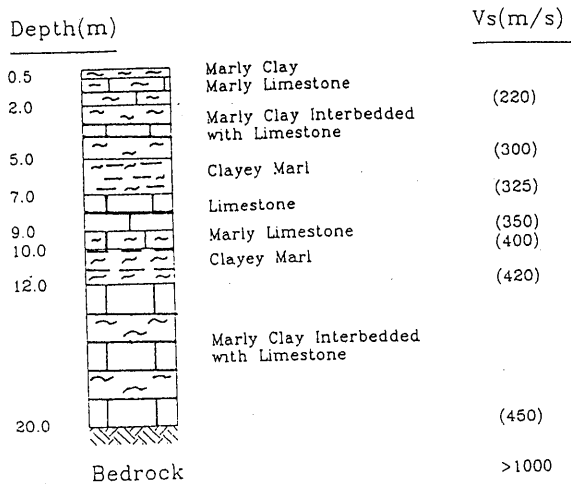


Fig. 4. Soil Column with Values of Shear Wave Velocity for Greater Amman Municipality, Sites 1 and 6 respectively.

Earthquake Input Motion

Dynamic Analysis requires time history of an earthquake as input to the computer program SHAKE. As strong motion time histories for the region under study and strong earthquakes from different parts of the world were selected, these earthquakes were of strike slip origin that is similar to the mechanism of the major earthquake source in Jordan (i.e. Dead Sea Fault). The earthquake time histories used in this study were the 1940 Imperial Valley Earthquake (El-Centro N-S), 1952 Taft Earthquake, and the 1992 Erzangan Earthquake (N-S).

Results of Dynamic Site Period

Maps showing the distribution of dynamic site period for Greater Amman were evaluated for all four input motions. The difference in the maps for different input motion represent the effect of frequency content on the distribution of dynamic site period. However, for each city an overall composite dynamic site period map was prepared. The composite map combines the results of the four maps corresponding respectively to the four strong motion earthquakes considered in this study. Fig.5 shows the composite dynamic site period maps for Greater Amman Municipality.

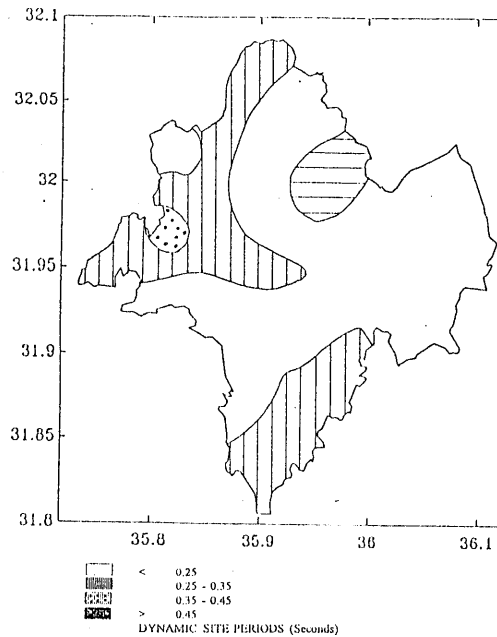


Fig. 5 Composite Dynamic Site Period Map for Greater Amman Municipality.

CONCLUSIONS

Probabilistic seismic hazard analysis has been carried out for Greater Amman, using the line source model developed by McGuire (1978). An updated earthquake catalogue was used covering the period from (1 A.D to 1992 A.D) including all earthquakes that occurred in Jordan and adjacent areas, more specifically between latitudes 27.0°-35.5° N and longitudes 32.0° -39.0° E.

Data sets of the historical earthquakes and the instrumentally recorded earthquakes, were used to estimate the seismic hazard parameters i.e., b parameter of Gutenberg-Richter relationship, the annual activity rate of earthquake λ , and the upper bound magnitude m_1 , were evaluated for every seismic zone using the KS method (Kijko and Sellevoll 1989). These parameters were used as input in the computer program FRISK.

Based on the geologic, tectonic and seismological data and for the purpose of seismic hazard analysis, ten seismic sources have been identified. Attenuation equation developed by Esteva (1974) was used to compute the Peak Ground Acceleration using FRISK program. Results of seismic hazard analysis are presented in the form of seismic hazard maps. Seismic hazard maps corresponding to 90% probability of not being exceeded were presented in this study for 50, 100, and 200 years a life times of structure.

Maps of dynamic site period for Greater Amman were developed using the computer program SHAKE (Schnable, 1972) based on local geological and geotechnical data. Four strong

motion earthquake records were used as input motion. The developed maps were obtained by combining the results corresponding to each of the four strong motion records.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors are grateful to the Jordan University of Science and Technology for providing the funding to carry out this project.

REFERENCES

1. Al-Tarazi E. (1992) "Investigation and Assessment of Seismic Hazard in Jordan and Vicinity", *Berichte des Instituts Für Geophysik der Ruhr-Universität Bochum, Reihe A*, Nr. 34, November.
2. Ambraseys, N. N. and Barazangi, M., (1989) "The 1759 earthquake in the Bekaa Valley: Implications for earthquake hazard assessment in the eastern Mediterranean region", *J. Geophys. Res.*, vol. 94, pp. 4007-4013.
3. Arieh, E., (1991) "Refinement of earthquake hazard assessment in Israel", Annual meeting, Israel Geological Society.
4. Esteva, L., (1974) "Geology and probability in the assessment of seismic risk", *Proc. at the 2nd International Congress of the International Association of Engineering Geologists*, p. 14, Sao Paolo.
5. Gutenberg, B. and Richter, C. F., (1965), *Seismicity of the Earth*, 310pp., Hafner, New York and London.
6. Husein (Malkawi), A.I.; A.S. AL-Homoud; and R.Y. Liang (1994) "Seismic hazard mapping of Jordan" *Quarterly Journal of Engineering Geology*, 27, 39-50.
7. Idriss, I. M., (1978), "Characteristics of Earthquake Ground Motions", *Proc. Specialty Conf. on Earthquake Engng. and Soil Dyn.* ASCE. Pasadena, California, June.
8. International Atomic Energy Agency, (1972) "Earthquake guidelines for reactor siting", *Tech. Reports, Series No. 139*, pp.25, Vienna.
9. Kijko, A. and Sellevoll, M. A., (1989) "Estimation of Earthquake Hazard Parameters from Incomplete Data Files. Part I. Utilization of Extreme and Complete Catalog with different Threshold Magnitudes", *Bull. Seis. Soc. Am.*, vol. 79, pp. 645-654.
10. McGuire, R.K., (1978) "FRISK- A Computer program for Seismic Risk Analysis", U.S.Dept. of Interior, Geological Survey: Open -File Report 78-1007.
11. Ohta, Y. and Goto, N., (1979) " Empirical Shear Wave Velocity Equations in Term of Characteristic Soil Indexes", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 6, pp. 167-187.
12. Schnabel, P. B., Lysmer, J., and Seed, H. B., (1972), "SHAKE-A Computer Program for Earthquake Analysis of Horizontally Layered Sites", *EFRC 70-10*, University of California, Berkeley, CA.
13. Shapira, A.; Manor, O.; Oman, D., and Sheshinsky, R. (1986) "The empirical relation of earthquake epicentres to mapped faults in Israel", *Israel J. of Earth Sciences*, Vol. 35, pp. 149-157.
14. Yüccemen, M. S. (1985), "A Probabilistic Assessment of Seismic Hazard in Jordan: Preliminary Results", *Second Jordanian Geological Conference*, 22-24 April, Amman, Jordan.

INTRODUCTION OF A MANUAL FOR A ZONATION ON SEISMIC GEOTECHNICAL HAZARDS PREPARED BY ISSMFE

GEOTEKNİK OLAYLARDA DEPREM TEHLİKESİNİN BÖLGELENDİRİLMESİ İÇİN
ISSMFE EL KİTABINA GİRİŞ

Kenji ISHIHARA¹, Takeji KOKUSHO² and Susumu YASUDA³

ABSTRACT

A new zonation manual entitled "Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazards" has been produced by the Technical Committee 4 (Earthquake Geotechnical Engineering) of ISSMFE in conjunction with the current International Decade for Natural Disaster Reduction (IDNDR). The manual is a practice reference for working out zonation for seismic geotechnical hazards. The manual includes accepted approaches for assessing three kinds of geotechnical phenomena: local ground response, slope instability and liquefaction. For each of the three items, methodologies are arranged in three steps in terms of preciseness of the approach and their outcome. A brief outline of the Manual is introduced in this paper.

1 INTRODUCTION

The Technical Committee for "Earthquake Geotechnical Engineering", TC4, was authorized in 1985 by the International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering (ISSMFE) and initiated its activities in 1986. Its first term of tenure ended in 1989 at the time of the 12th ICSMFE in Rio de Janeiro with the publication of a special volume entitled "Earthquake Geotechnical Engineering" which was made possible by the financial assistance of the Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering (JSSMFE).

The continuation of TC4 under the sponsorship of JSSMFE was endorsed in 1989 by the ISSMFE in Rio de Janeiro, and new undertakings were planned and executed for the term of office until the 13th ICSMFE in New Delhi in January, 1994. In the meantime, the International Decade for Natural Disaster Reduction (IDNDR) was authorized by UNESCO and came into effect in 1990. In support of IDNDR, the ISSMFE has taken an initiative to embark on some projects in concert with the intentions of IDNDR. One of these undertakings was to prepare and publish a manual containing guidelines and methodologies for performing zonation on geotechnical hazards caused by earthquakes. The items addressed in the manual pertain to ground motions, liquefaction and landsliding. A preliminary draft of the manual was prepared by a Task Committee established by JSSMFE. To ameliorate and furbish the draft, a workshop was held in July, 1992 in Lisbon in which pilot works on

1 Prof. of Civil Engineering, Univ. of Tokyo, Tokyo, JAPAN

2 Senior Research Fellow, Central Research Inst. of Electric Power Industry, Chiba, JAPAN

3 Prof. of Civil Engineering, Tokyo Denki Univ., Saitama, JAPAN

zonation by several key persons were presented and discussed. The outcome of the workshop was taken into consideration in amending the draft. The manual was published in January 1994 on the occasion of the 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering held in New Delhi, India.

2 FRAMEWORK OF THE MANUAL

This manual, prepared by the ISSMFE Technical Committee for Geotechnical Earthquake Engineering includes accepted approaches for assessing three kinds of geotechnical phenomena: local ground response, slope instability and liquefaction. For each kind of phenomenon, three grades of approach to zonation are described as below with reference to Table 1.

Table 1 Use of data for three levels of zonation

	Grade-1	Grade-2	Grade-3
Ground motions	• Historical earthquakes and existing information • Geological maps • Interviews with local residents	• Microtremor • Simplified geotechnical study	• Geotechnical Investigation • Ground response analysis
Slope instability	• Historical earthquakes and existing information • Geological and Geomorphological maps	• Air photos and remote sensing • Field studies • Vegetation and precipitation data	• Geotechnical investigation • Analyses
Liquefaction	• Historical earthquakes and existing information • Geological and geomorphological maps	• Air photos and remote sensing • Field studies • Interview with local residents	• Geotechnical investigation • Analysis
Scale of mapping	1:1,000,000~1:50,000	1:100,000~1:10,000	1:25,000~1:5,000

Grade-1: General Zonation

The first level of zonation is based on compilation and interpretation of existing information available from historic documents, published reports and other available data bases. This is the crudest and lowest-cost approach, used for covering a wide region such as a country, state, province or prefecture, or local areas.

For the zoning of local ground motions, catalogues of instrumentally monitored earthquakes can be utilized. These catalogues are available for almost all areas of the world and contain information on locations, magnitudes, focal mechanisms, etc. for recent large earthquakes. Historical data on various kinds of damage may also be available in many areas, and this can be used to gain an overall picture of the areal distribution of shaking intensity during historical earthquakes. Information on past earthquakes can also be used to make a rough delineation of seismic source zones and to generate estimates of the magnitude and frequency of future earthquakes. Using existing ground motion attenuation correlations, preliminary maps for ground motions can be compiled.

Existing geologic and geomorphological maps are usually very important sources of

information for the assessment of the potential for ground failure. Although they vary considerably in detail and applicability from area to area, such maps usually provide useful information on geologic characteristics of Quaternary sediments. Reports of site investigations carried out for major construction projects in the region can also provide useful information on geologic and soil conditions. By correlating regional geology or geomorphology with different levels of hazards, maps for slope instability and liquefaction hazard can be prepared. The quality of the zonation map is likely to vary strikingly depending on the quality of the data base; mapping at this level of zonation is likely to be in the range 1:1,000,000 to 1:50,000.

Grade-2: Detailed Zonation

The quality of the Grade-1 zonation map may be improved considerably, at moderate cost, by making use of additional sources of data. For example aerial photographs can help to better define fault structures and geologic conditions. In some cases, older photographs may be more helpful in understanding the structure of local geologic units if they pre-date urban development. Additional field studies may be performed to map out geologic units pertinent to local ground motion amplification, slope instability potential and liquefaction susceptibility. Geotechnical engineering reports from governmental or local or prefectural agencies and private companies may provide additional field and laboratory test data. Local residents may provide detailed historical information on slope instability and liquefaction occurrence during past earthquakes. Microtremor measurements can also be utilized to obtain more detailed information on subsurface stratigraphy or amplification characteristics of ground motions. This approach can usually be achieved at reasonable cost and permits a substantial upgrading of the zonation maps to scales of about 1:100,000 to 1:10,000.

Grade -3: Rigorous Zonation

Where a very high and very detailed level of zonation is required, for example, in scales in range 1:25,000 to 1:5,000, additional site investigation data will be needed, specific to the site in question. The findings from such investigations may be incorporated into computer-aided analyses of seismic ground response, slope instability behavior, or liquefaction potential. This level of zonation, requiring detailed site-specific information, is generally expensive, but for sites where the hazard potential is considered very high, or existing or proposed development is regarded as critical or of high value, this level of investment may be warranted.

In this paper, zoning methods for slope instability and liquefaction are introduced briefly.

3 ZONING FOR SLOPE INSTABILITY

Slope instability basically depends on two factors: an external driving force and the resistance of the material to movement. The external driving force includes gravitational and seismic forces while the material resistance is governed by geological and geotechnical conditions. At present, few methods have been developed for properly evaluating these factors which are suitable for zoning studies. This is because standard approaches to slope stability require detailed information, but over a wide area existing geological and topographical data are generally insufficient in quality and in-situ investigations are too difficult to conduct to enable these approaches to be used. In conducting the zoning for slope instability, therefore, these limitations have to be borne in mind.

(1) GRADE-1 METHODS

The lowest-cost but most cursory level of zonation is based on earthquake magnitude or seismic intensity. This level of zonation screens potential areas of slope instability using magnitude or intensity criteria based on past earthquakes. Since the rate of slope failures reduces with distance from the seismic source, the exact outer boundary of slope instabilities is generally not well defined. In zoning studies, the slope failure rate is defined by the areal ratio and used as a parameter in defining the outer boundary.

Published magnitude-distance criteria and relevant data were studied for the manual. Then the magnitude-distance criteria and historic information was summarized as a function of the maximum distance from a fault or an epicenter and as a function of the slope failure rate. It was clear that the maximum distance of slope failure sites from an epicenter or a fault in dry-weather countries (Iran and Armenia) is smaller than that in wet-weather countries (Japan and the Philippines). And, it is known that the maximum distance of slope failure sites from a fault is smaller than that from an epicenter.

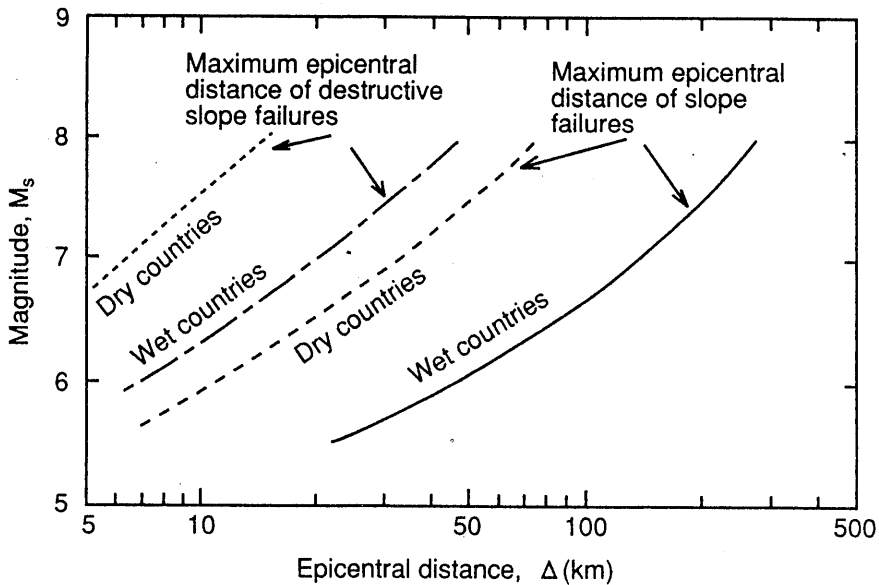


Fig.1 General relationships between magnitude and the epicentral distance of slope failures

Based on these observation, the curves as shown in Fig. 1 is recommended for use in the Grade-1 zoning giving maximum epicentral distance for slope failure as a function of magnitude. The maximum fault distance could be estimated by reducing the epicentral distance appropriately.

(2) GRADE-2 METHODS

Because of the lack of information on material parameters, zoning maps based on a Grade-1 approach do not provide definitive information for site specific evaluations. Such

assessments require zoning based on at least Grade-2 and incorporate additional topographical and geological information in the area concerned. This may require additional field investigations. To minimize the effort and expense of further investigations however, existing topographical and geological reports should be used wherever possible. Three approaches are discussed here under Grade-2, illustrating the range of factors which are considered significant in predicting general susceptibility to slope failure. They are (1) method proposed by Kanagawa Prefectural Government (1986), (2) method proposed by Mora and Vahson (1991), and (3) method proposed by Japan Road Association (1988).

The first method proposed under Grade-2 was developed and used for zoning on slope failure susceptibility in Kanagawa Prefecture, Japan (Kanagawa Prefectural Government, 1986) based on slope failures during three large recent earthquakes in Japan: the 1974 Izuhanto-oki earthquake; the 1978 Izuohshima-kinkai earthquake; and the 1984 Naganoken-seibu earthquake.

In this approach, slope failure susceptibility zones were plotted on a 500 m by 500 m mesh/area on maps at 1/50,000 or 1/25,000 scale. Seven factors including seismicity, topography, geology, and subsurface soil conditions were identified as the main factors governing slopes instability in each area.

(3) GRADE-3 METHODS

By combining geotechnical surveys with the methods described under Grade-1 and Grade-2, a detailed level of zonation with higher accuracy can be achieved for each hazard zone. Grade-3 zonation requires additional information suitable for performing detailed slope stability analysis. These analyses are usually performed on a site specific basis, and given a sufficiently detailed site investigation, reliable zonation maps may be compiled. Site investigation data from public and private sources should be used where possible. The methodologies pertaining to Grade-3 are to be regarded as being still under study by many workers, and there is no one method that is applicable to all situations. In the manual, two methods are introduced: the method proposed by Wilson et al.(1979) and that by Siyahi and Ansal (1993). Examples of zonation mapping by the first method is displayed in Fig.2.

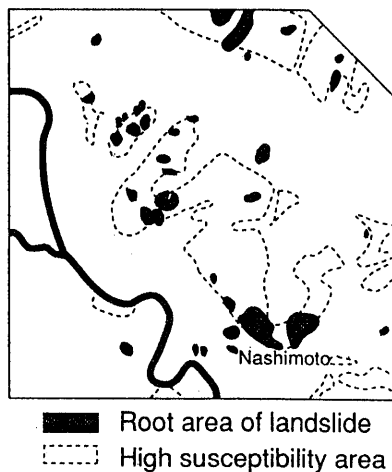


Fig.2 Map of Nashimoto area showing actual and predicted slope failures caused by 1978 Izu-Oshima Kinkai earthquake (Tanaka, 1982)

4 ZONING FOR SOIL LIQUEFACTION

Soil liquefaction has been a major cause of damage to soil structures, lifeline facilities and building foundations in past earthquakes and clearly poses a significant threat to the integrity of structures and facilities during future earthquakes. Zonation for liquefaction, therefore, has been an important goal for recent work. Liquefaction potential depends on

two factors; the nature of shaking (intensity and duration) and material susceptibility to liquefaction. Various methods have been proposed for predicting liquefaction potential and in this chapter, these methods are classified within the Grade-1, 2 and 3 approaches adopted throughout this manual.

(1) GRADE-1 METHODS

(a) Assessment of the maximum extent of a liquefaction susceptible area

i) Magnitude-Maximum distance criteria

If earthquake activity in an area is known from historic seismic data, the maximum extent of the liquefaction susceptible area can be estimated directly from the magnitude of the predicted earthquake. Several investigators have analyzed the distribution of liquefaction during past earthquakes and have compared the distance from the epicenter to the farthest liquefied site, R , with the earthquake magnitude, M .

All the upper bound relationships studied by the investigators are plotted in Fig.3, using surface wave magnitudes, M_s , defined by Gutenberg (1945) and based on the relationships published by Utsu (1982). The bound proposed by Wakamatsu's work, is the most conservative among the bounds. This is because the definition of liquefaction used by Wakamatsu includes even minor signs of liquefaction effects.

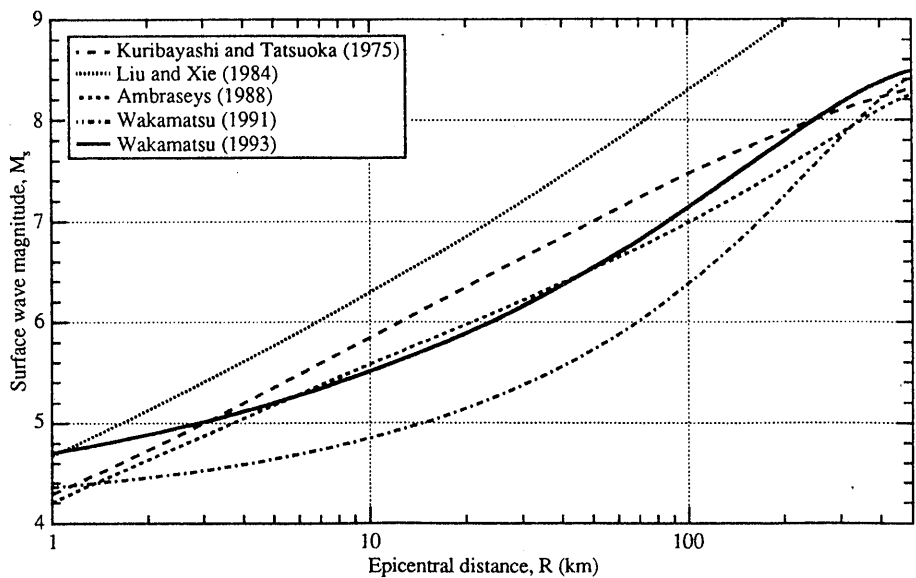


Fig.3 Epicentral distance to farthest liquefied sites, R , in km for surface wave magnitude M_s

ii) Intensity Criteria

The maximum extent of liquefaction susceptible area may also be estimated roughly based on seismic intensity. It has been shown that liquefaction was generally induced in areas underlain by liquefiable Holocene sediments by seismic shaking with an intensity in excess of V on the Japan Meteorological Agency (J.M.A.) scale, or VIII on the Modified

Mercalli (M.M.) scale.

(b) Estimation of liquefaction susceptibility based on existing data

i) Geological and Geomorphological Criteria

Liquefaction is known to occur repeatedly at the same site. Thus, maps showing the localities of past liquefaction may be considered as potential areas of liquefaction in future earthquakes.

ii) Liquefaction Severity Index (LSI)

To quantify the severity of liquefaction effects the concept of "liquefaction severity index" was introduced by Youd and Perkins (1987). This approach may be used as well to develop overall survey on liquefaction potential.

(2) GRADE-2 METHODS

Grade-2 approaches to zonation for liquefaction differ from Grade-1 in the incorporation of available but generally unpublished data from public and private sources. Because of the lack of a unique relationship between geological and/or geomorphological criteria and geotechnical properties, susceptibility maps based on these Grade-1 criteria generally do not provide definitive information for site specific evaluations. Other data which may be available include:

- i) interpretation of aerial photographs defining detailed geomorphological and geological units;
- ii) field studies classifying units susceptible to liquefaction;
- iii) analysis of aerial photographs taken shortly after major flood events delineating zones of flooding and sediment accumulation;
- iv) interviews with local residents providing historical information on liquefaction occurrences during past earthquakes.

Although this distinction between Grade-1 and 2 may appear minor, the amount of effort required for the collection of data to the detail required for Grade-2 may be sometimes many times greater than for Grade-1.

Geological and geomorphological criteria for identifying areas of high liquefaction potential are proposed by Youd et al. (1978) and Wakamatsu (1992).

Figure 4 shows an example of a zoning map for liquefaction-induced ground failure potential prepared by Youd and Perkins (1978).

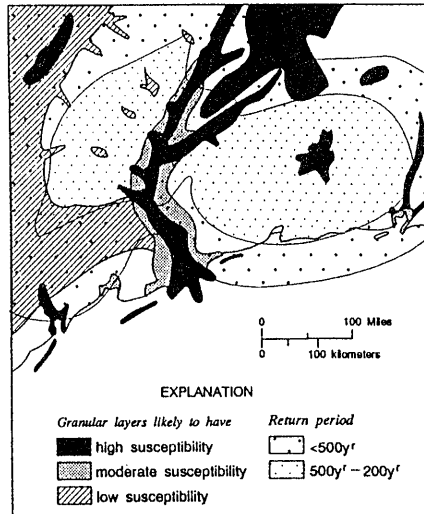


Fig.4 Map of liquefaction-induced ground failure potential for hypothetical area (Youd and Perkins, 1978)

(3) GRADE-3 METHODS

By combining site-specific geotechnical surveys with the approaches described under Grade-1 or Grade-2, high accuracy and detailed zonation can be achieved for liquefaction potential for each geological and geomorphological unit. Grade-3 zoning requires additional detailed site specific information, commonly requiring new site investigations and testing. As with Grade-2, valuable data will often be found from governmental agencies and private companies.

For liquefaction assessment, however, Grade-3 methods generally require new specialized subsurface investigations and field and laboratory testing, at a significantly greater cost than required for Grade-2. Grade-3 approaches to the assessment of liquefaction potential consist of the following steps:

- i) estimation of the liquefaction resistance of soils in a deposit;
- ii) estimation of the maximum or equivalent cyclic shear stress likely to be induced in the soil deposit during an earthquake;
- iii) estimation of the liquefaction potential of the deposit, based on (1) and (2).

Liquefaction resistance can be estimated using either in-situ testing or laboratory tests on undisturbed samples. In practice, in-situ testing procedures are more widely used, since these are not subject to the difficulties experienced in obtaining truly undisturbed samples that retain their in-situ liquefaction resistance. Of the in-situ tests available, the standard penetration test (SPT) and cone penetration test (CPT) are the most commonly used for liquefaction assessment.

(a) Evaluation of in-situ liquefaction susceptibility based on Standard Penetration Test

Techniques using data from the SPT and CPT have been developed by various workers. As an example, the Japan Road Association's method is described briefly below.

The method outlined in the Japanese Bridge Code (Japan Road Association, 1991) is based on a procedure developed by Iwasaki et al. (1978) termed "simple geotechnical analysis". The method is similar to the Seed and Idriss approach in that a soil liquefaction capacity factor, R , is calculated along with a dynamic load, L , induced in a soil element by the seismic motion. The ratio R/L is defined as the liquefaction resistance factor, F_L . The soil liquefaction capacity is calculated from the sum of three factors which take into account the overburden pressure, the grain size and fines content.

(b) Evaluation of the effects of liquefaction

For engineering purposes, it is not merely the occurrence of liquefaction itself that is important but its consequences for damage to the ground or adjacent structures. Two approaches are introduced here for identifying the effects of liquefaction, based on data from site specific geotechnical investigations.

i) Damage in the presence of an unliquefiable surface layer or crust

To decide whether liquefaction will or will not exert damage on the ground surface, the thickness of the liquefiable layer can be compared with the thickness of the surface crust using criteria such as the one proposed by Ishihara (1985). If the thickness of the surface layer, H_1 , is larger than that of the underlying liquefied layer, resulting damage on the

ground surface may be insignificant.

ii) Liquefaction potential index

Iwasaki et al. (1982) quantified the severity of possible liquefaction at any site by introducing a factor called the liquefaction potential index, P_L defined as follows:

$$P_L = \int_0^{20} F(z)w(z)dz \quad (1)$$

where z is the depth below the ground surface, measured in meters; $F(z)$ is a function of the liquefaction resistance factor, F_L , where $F(z)=1-F_L$ but, if $F_L > 1.0$, $F(z)=0$; and $w(z)=10-0.5z$. Equation 1 gives values of P_L ranging from 0 to 100. By calculating this index for 63 liquefied and 22 nonliquefied sites in Japan, Iwasaki et al. concluded that sites with P_L values greater than about 15 suffer severe liquefaction effects whereas effects are minor at sites with a value of P_L less than about 5.

As an example, the Institute of Civil Engineering of the Tokyo Metropolitan Government developed a liquefaction map for the Tokyo Lowlands as shown in Fig.5. The

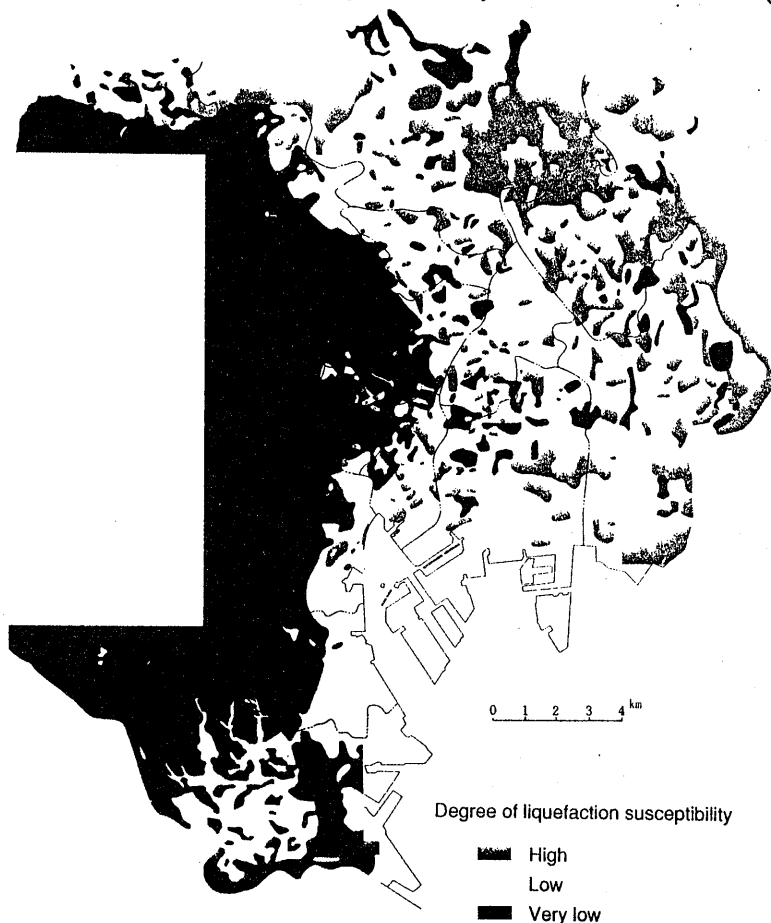


Fig.5 Liquefaction potential zonation map for the Tokyo Lowland (Kusano et al., 1987)

map incorporated the results of liquefaction analyses, historical occurrence of liquefaction, geographic and geological studies into liquefaction zones.

5 CONCLUDING REMARKS

The manual is a synthetization of the present state-of-the-art on evaluating and mapping out the geotechnical hazards caused by earthquakes, but it is arranged in ways that are applicable for zonation works. Investigations are under progress in efforts to upgrade the accuracy of the methodologies. It is thus hoped that the manual is reviced in future reflecting outcome of most recent development in respective areas.

ACKNOWLEDGEMENTS

Great appreciation is given with sincere thanks to the members of these Committees whose names are given below.

Members of TC4 for Earthquake Geotechnical Engineering in ISSMFE

Agha, A.M. (Pakistan),	Ansal, A.M. (Turkey),	Berrill, J. (New Zealand),
Cuellar, V. (Spain),	Finn, W.D.L.(Canada),	Guzman, A. A. (Colombia),
Idriss, I.M.(U.S.A.),	Ilyichev, V.A.(Russia),	Ishihara, K.(Japan),
Kokusho, T.(Japan),	Komak Panah, A.(Iran),	Kubaran, R. (India),
Li, J.(Taiwan, China),	Luong, M.P.(France),	Nadim, F.(Norway),
Pecker, A. (France),	Pinto, P.S.S.(Portugal),	Serrano, A.G. (Ecuador),
Steedman, R.S. (U.K.),	Talaganov,C. (Skopje),	Van Impe, W.F. (Belgium),
Viggiani, C.(Italy),	Yasuda, S.(Japan),	Youd, T.L. (U.S.A.),
Zhou, S.G. (China)		

Members of the Task Committee in JSSMFE

Goto, K.	Iai, S.	Ishihara, K.	Iwasaki, Y.
Kokusho, T.	Midorikawa, S.	Sasaki, Y.	Tanaka, T.
Tokimatsu, K.	Wakamatsu, K.	Yanagisawa, E.	Yasuda, S.
Yoshida, N.			

REFERENCES

1. Technical Committee for Earthquake Geotechnical Engineering, TC4, ISSMFE (1993) " Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazards", The Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 149p.

SEISMIC RISK ANALYSIS OF CONCRETE GRAVITY DAM CHAIRA, BULGARIA

BULGARİSTAN'DA CHAIRA BETON AĞIRLIK BARAJININ
SİSMİK RİSK ANALİZİ

M. Kostov¹, D. Stefanov², A. Kaneva³, G. Varbanov³, N. Koleva³

ABSTRACT

It is very important to know the probability of seismically induced failure of critical structures like dams. For this probabilistic risk assessment (PRA) is performed for the Chaira concrete gravity dam. Hazard curves of the peak ground acceleration and equal hazard spectra are obtained, the treatment of uncertainties regarding the input data being paid special attention.

The probability of failure of the dam is evaluated as follows: statistical formulation of material properties and loads, evaluation of the statistics of the response, definition of failure criteria, evaluation of probability of failure. Important conclusions for the probability of failure of the dam are drawn.

INTRODUCTION

In the last two decades the PRA is performed for critical structures such as nuclear power plants, large dams, etc. It is very important to know what is the probability of failure of large dams because of the potential flood zone of these structures, furthermore if they are in seismic active regions. To define this probability, seismic PRA is performed.

The first step is to investigate the seismic hazard of the structure site. Seismic hazard is usually defined by the probability distribution function of the peak value of chosen ground motion parameter (peak ground acceleration and/or peak response spectral amplitudes for a range of frequencies) in a defined time interval. The overall study methodology consists of reviewing the existing geological, tectonic and seismological information to formulate a model of seismic activity of the region and applying this model to assess earthquake ground motion in terms of probability. An important issue here is the treatment of uncertainties regarding the input data.

The second step is to evaluate the probability of earthquake induced failure of the structure under consideration. The probability of failure

1Assoc.Prof.,Dr.,Central Lab.Seism.Mechanics and Earthq. Engineering(CLSMEE),
BAS, Sofia, Bulgaria

2Res.Assoc.,Dr.,CLSMEE

3Res.Assoc.,CLSMEE

can be computed in function of the parameters that define the distribution functions $Fr(x)$ and $Fl(x)$. In general $Fl(x)$ represents the distribution function of loads and $Fr(x)$ is the distribution function of the resistance, which in the case of seismically induced failure is often called seismic fragility curve. The fragility curve represents the conditional probability of failure as a function of seismic level. The purpose of the fragility curve is to incorporate therein the uncertainty in evaluating the capacity. To determine the total probability of failure the fragility curve for each failure mode is weighted by the probability of exceedance of the seismic load.

The probabilistic seismic assessment analysis of Chaira concrete gravity dam has been performed. An original procedure is developed combining the requirements of the probabilistic safety analysis of critical structures in seismic regions and the peculiarities of the dam [1,2,3,4,5,7,8] with main steps as follows: statistical formulation of material properties and loads; evaluation of the statistics of the response; definition of failure criteria; evaluation of probability of failure. Some of the results of that analysis are shortly discussed in the paper.

SEISMIC HAZARD ANALYSIS OF THE DAM SITE

The model of seismic activity of the regional surrounding of the site is defined on the bases of complex investigation of the existing geological, tectonic and seismological information. It incorporates the following main characteristics: the site is situated at a minimal distance of 10km from the tectonically active structures; the strongest macroseismic effects at the dam site could be caused by an earthquake of maximum magnitude $7.6 \leq M_{max} \leq 8.0$ at a minimal distance of 25-30 km from the site; earthquakes of magnitude $M = 5.5$ are considered as a diffuse seismicity. The ground motion attenuation relationships used for the models are based on the analysis of strong motion data records from earthquakes in Balkan region countries and Italy.

In treating the uncertainties associated with the seismic input for seismic hazard analysis a selection of the most influential parameters has been performed regarding the overall uncertainty. As a result 72 hazard curves are obtained. Fig.1 shows the resulting mean, median, 15th percentile and 85th percentile hazard curves obtained assuming log-normal distribution of the peak ground acceleration at a given annual probability of exceedance.

By analogy uniform hazard spectra for four hazard levels A, B, C and D (annual probability of exceedance 0.01, 0.001, 0.0001, 0.00001 respectively) at 5% damping are determined. In Fig.2 is presented the uniform hazard spectra (mean, median, 15th percentile and 85th percentile) for annual probability of exceedance $1e-4$.

RISK ELEMENTS

As a result of the seismic hazard analysis of the dam site with definition of the uncertainties, the probabilistic characteristics of the seismic loads are estimated. In order to assess the probability of failure of the dam structure those loads have to be transferred to response quantities: stresses (strains), displacements, accelerations,

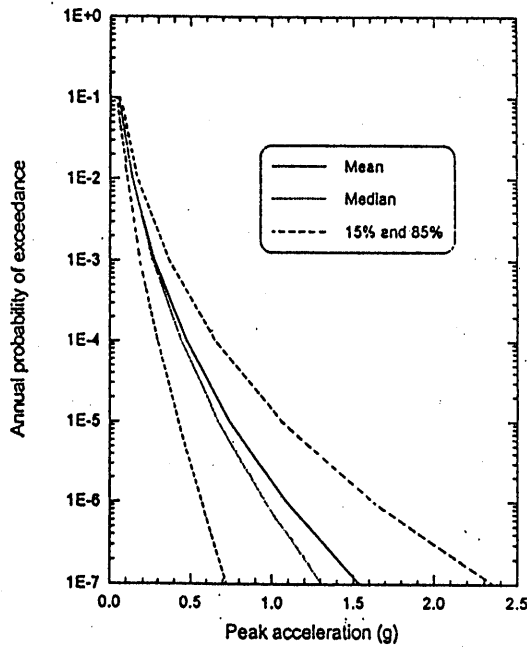


Figure 1. Seismic hazard curves

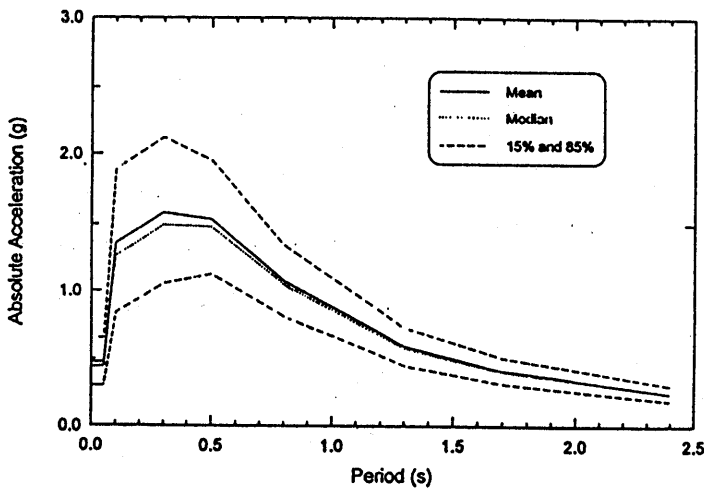


Figure 2. Equal hazard spectra, 5% damping, annual probability of exceedance 10^{-4}

etc. In order to obtain their statistical characteristics multiple deterministic analyses are performed each one with a set of input variables that conform their probability distributions. The distribution parameters of the output (response) variables are obtained by advanced Monte Carlo simulation techniques. Here the sample

preparation is done according to the Latin Hypercube Experimental Design procedure [3], which is different from the traditional way of doing simulation analysis.

As mentioned above, for every single deterministic analysis there is a set of input variables needed (material characteristics and loads) which conform their probability distributions.

STATISTICAL FORMULATION OF MATERIAL PROPERTIES AND LOADS OF CHAIRA DAM

All values in the statistical formulation of material properties for the different zones of the dam are assumed normally distributed. The zones of the dam are accepted as follows: surface concrete, core concrete, concrete in base level, contact concrete-bed-rock, bed-rock and alluvium. The mean static compressive strength of concrete in the different zones of the dam and coefficient of variation as well as the values for the static tension strength used in the analysis, are assumed on the basis of laboratory tests. The dynamic compressive strength of each zone is assumed 15% larger than the respective static one. The dynamic tensile strength and shear strength of the concrete are calculated. The static and dynamic modules are estimated on the basis of in-situ experiments. Also strengths at the contact "concrete-rock" are assumed in accordance to lab and field investigations. The thermal loads are represented in terms of ten sets of nodal temperature differences equally spaced throughout a year, obtained on the basis of statistical meteorological observations in the region of the dam. The values of the hydrostatic and the hydrodynamic loads are function of the water level in the lake which depends strongly on the selected scheme for usage of the power generation facilities. For the aim of the analysis an uniform distribution has been assumed for the water levels between 1225 m and 1260 m, i.e. minimum and maximum working water level of Chaira dam, respectively. The uplift forces and the water pressure on the grouting curtain are supposed perfectly correlated with the water level. Accordingly are defined the added masses and the function of the shape of the hydrodynamic pressure at the dam upstream side accounting for the hydrodynamic effects.

The seismic load is the most important for the seismic risk analysis. It is represented by means of the equal hazard acceleration response spectra and the corresponding accelerograms. Knowing the mean values of those spectra and their standard deviations (Fig.2) and assuming lognormal distribution of the spectral values ten spectra for each level are generated to match the prescribed statistics. In Fig.3 are shown the mean equal hazard response spectrum and the Latin Hypercube acceleration response spectra generation for level C. The acceleration response spectra for vertical motion are generated accordingly using a mean ratio between horizontal and vertical acceleration of 0.5 and coefficient of variation 20%. For each generated couple of acceleration response spectra (horizontal and vertical) acceleration time histories for each hazard level A, B, C and D are generated to match the response spectrum.

STATISTICS OF RESPONSE

For the dynamic and static investigations the soil medium and the concrete dam body are modelled by 2D finite elements. Plane strain condition is assumed. The soil-structure model has the following dimensions: total length of 220m, total height of 170m. Four cross sections are investigated in details. Their disposition is presented in Figure 4 (part of the model). In addition a 3D finite element model is investigated in order to make comparison and estimation of response factors to correct the 2D estimates.

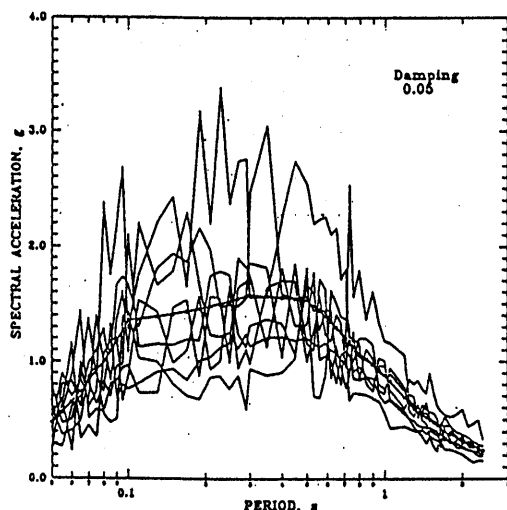


Figure 3. LHC Acceleration response spectra generation and mean equal hazard response spectrum for level C

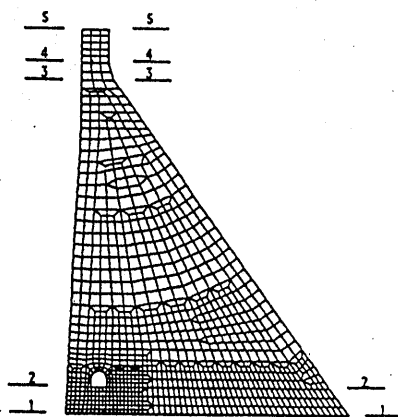


Figure 4. Part of the 2D FE soil-structure model

The analysis is performed by the computer program NISA [6] in 40 runs - the procedure is repeated 10 times (for the 10 different input sets) for each of the four hazard levels. The results in each hazard level are processed independently.

Detailed analyses are performed for the four sections shown in Fig.4. For those sections the maximum tensile S_{yy} stresses in the nodes of the upstream side are supposed to be the main contributor to the risk. All other response values from the dynamic time history analysis are taken at the time of max S_{yy} . Figure 5 represents a snapshot of the S_{yy} stresses in the 3D model for level C from the dynamic analysis. After the maximum response is determined in each of the investigated sections a correction (on the base of comparison of 2D and 3D model results) is performed by a response factor assumed 0.3 for sections 1 and 2 and 1.0 for sections 3 and 4. This is performed for all four levels of seismic excitation and then a statistical analysis of response is done. It is assumed that the response quantities follow a normal distribution. Commulative distribution functions (CDF) of S_{yy} for each node of the investigated sections and for each seismic level are computed and compared with the

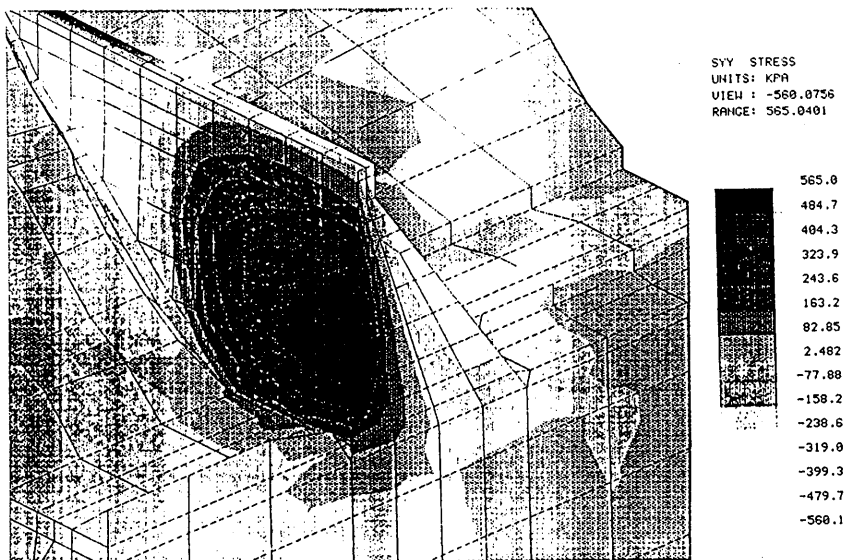


Figure 5. Snapshot of the Syy stresses in the 3D model for level C

theoretical normal CDF. The comparison shows that the generated response allows an assessment of the statistical character of the investigated quantities and that they fit very well the normal CDF. Figure 6 illustrates this for level D at node 831, corner at upstream side and base joint. The asterisks in the figure represent the generated values and the solid line shows the theoretical normal CDF. The mean values and the standard deviation of the generated response quantities are estimated. Figure 7 and 8 show the mean value and deviation of Syy and Sxy, respectively, for section 1.

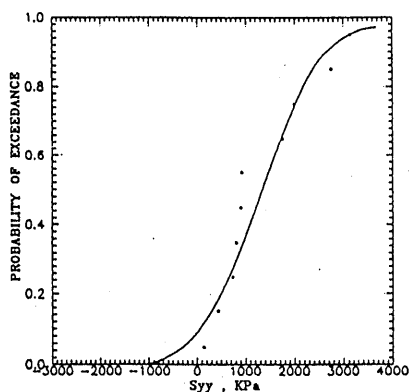


Figure 6. Commulative distribution function of Syy, N.P.831, level D

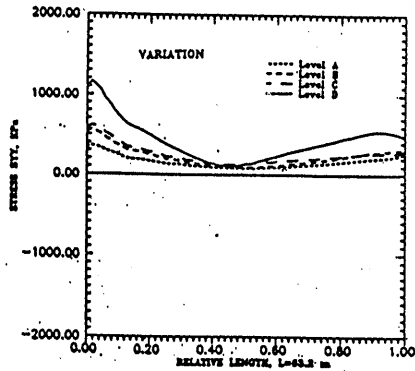
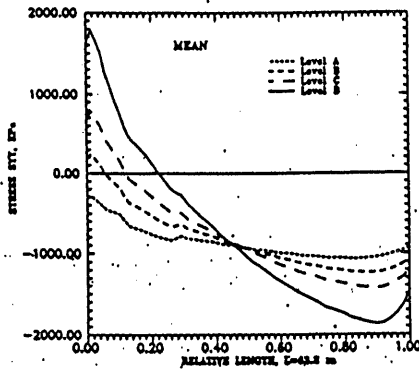


Figure 7. Mean S_{yy} and variation of S_{yy} , section 1

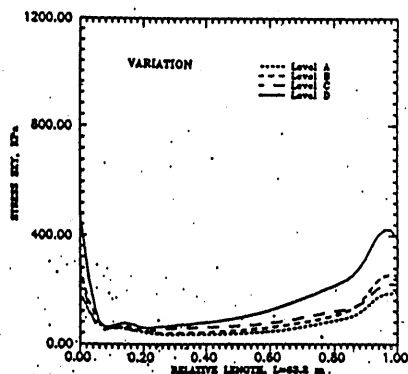
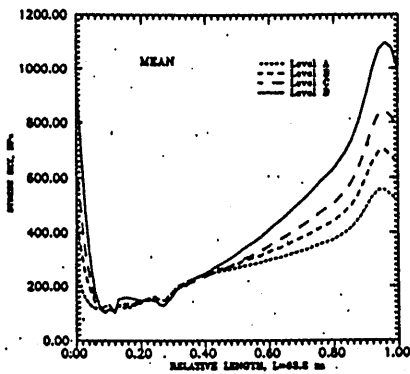


Figure 8. Mean S_{xy} and variation of S_{xy} , section 1

There are two major assumptions in the performed analysis which were justified. The first one is the number of the generations. Within each excitation level ten generations were used. To justify this test computation was performed for level C with 30 generations and the results from the 10 and 30 runs generations were compared. The same procedure was used for sample preparation. The comparison shows that the selected number of generations is sufficient for assessing the statistics of response. This is illustrated in Figure 9. The second assumption concerns the values of the response factor. To justify the values of 0.3 for sections 1 and 2 and of 1.0 for sections 3 and 4, a comparison was made between the results from 2D and 3D analyses. The spatial effects which can be accounted for in the 3D model lead to significant reduction of the stresses in the base zone of the dam. It is proved that the results from the 2D model using the accepted response factors are in good agreement with the corresponding results from the 3D model.

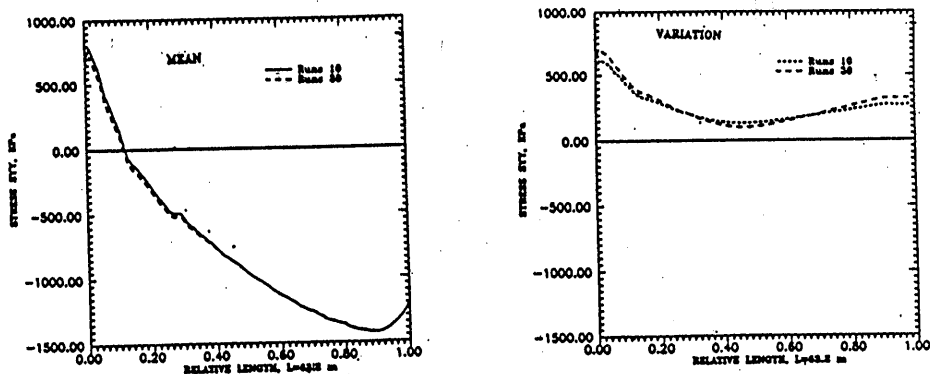


Figure 9. Mean S_{yy} and variation of S_{yy} , section 1, level C

ASSESSMENT OF THE PROBABILITY OF FAILURE

Two failure scenarios are analysed for the Chaira concrete gravity dam: failure from overstressing of the concrete and failure from sliding of the entire dam body along the base joint.

For the first scenario the four previously described sections of the Chaira dam were investigated for failure due to tension.

Because the stress estimation is performed on the base of FE computation, stresses are known in each node of the FE mesh. In each node of the considered sections the probability of exceedance of the tensile strength is computed. In the base section instead of tensile strength, the cohesion between rock and concrete is considered. All finite elements in a section are supposed to resist as a parallel system. The probability of failure of the section in tension is calculated as the maximum of the probability of exceedance of the tensile strength in the nodes, within 0.2 of the section length, from the water side. That implies full correlation of the rupture in adjacent nodes, i.e. if there is a rupture in one node, all other nodes will be damaged also. This assumption should be assessed as a very conservative one. The computed in this way probability of failure is assessed as an upper bound.

An alternative is to average the tensile stresses in a small zone, i.e. to suppose certain correlation between the performance in adjacent elements. The zone where an average tensile stress is computed varies for each section. This alternative is supposed to give a lower bound of the failure probability. In general that alternative is more realistic.

For the purpose of assessment of the second scenario an integration over S_{xy} in the base joint is performed. The resistance is computed according to the assumed rock properties at the contact rock-concrete. It is essential to mention that the sliding force, respectively the sliding resistance is determined for the moment of time when the stress S_{yy} /tension/ is maximum. Usually at that moment there is a

big vertical response, i.e. the vertical seismic acceleration is acting in opposite direction to gravity. Two different alternatives are considered also in that case. The first one is when the cohesion in the base joint is negligible. This is supposed to be a very conservative case. The second one: the cohesion is 1.5 times the respective static value (mean value of the static cohesion is 1.8 MPa). The first assumption is believed to give an upper estimate of the probability of failure, the second one should represent the respective lower bound.

In order to define the total probability of failure first the conditional probability of failure is assessed for each seismic level. The probability of failure (exceedance of the tensile strength) at each node of the finite element mesh within the investigated section is computed under the assumptions that stresses and resistance (strength) are normally distributed. The conditional probability of exceedance of the tensile strength in the investigated sections 1 to 4 are evaluated. All computations are done for each seismic level independently. The calculated values could be treated as discrete values of the fragility curve for tensile failure of each section. The maximum values of the probability of exceedance of the tensile strength are supposed to be the upper bound of the probability of tension failure in the respective section. As described above an alternative (lower bound) is computed by averaging the tensile stress in small zones.

For the second scenario of failure the conditional probability of sliding along the base joint is also evaluated. The sliding is computed for each seismic level. It is assumed that sliding will occur when the total force S_{XY} (integral of S_{XY}) in the base joint will exceed the sliding resistance R_{XY} .

In the evaluation of the sliding resistance it is assumed that the ultimate stress is $S_a = C_d + 0.8S_{yy}$, along the length of that part of the base joint which is under compression. C_d is the cohesion. Two values are used for the cohesion: 0.0 and 1.8 MPa. The Safety Coefficient for sliding is computed as ratio of mean sliding resistance to mean sliding force, i.e. that is a central factor of safety (conditional).

As already described the total probability of failure is computed weighting the conditional probability of failure by the probability of exceedance of each seismic level, for the upper and lower bounds of the failure probability.

CONCLUSION

On the base of a seismic hazard analysis of the Chaira dam site a comprehensive seismic risk evaluation of the dam structure is performed. As a result the following conclusions could be drawn:

- The seismic resistance of the Chaira dam should be assessed generally as high although it is constructed at a site with a very high seismicity.
- The values for the probability of major failure of the dam for a period of 50 years are assessed as acceptable.
- The highest probability of failure is observed in the crest zone and in the zone of the main drainage gallery.

Some recommendations were made for increasing the safety of the dam in the zones with the highest probability of failure.

ACKNOWLEDGEMENT]

The computations in seismic hazard analysis are performed by specialists from the Geophysical Institute. The structure models are generated in Energoproect Institute. The contributions are gratefully acknowledged.

REFERENCES

- 1.Cornell,C.(1968), Engineering Seismic Risk Analysis, BSSA, V.5
- 2.Franzini,J.,McCann,M.,Shah, H.(1984), Application of Probabilistic Risk Analysis to the Safety of Dams, 8 World Conference on EE, V.7, San Francisco
- 3.Iman,R.L., Conover,W.J.,(1981), Latin Hypercube Sampling Program, Short Course on Sensitivity Analysis Techniques, Texas Technical University
- 4.Kostov,M., Samardjieva,E., Shanov, S.,(1992), Seismic Analysis of Belmeken-Chaira,V.IV,Part I - Seismic Hazard and Seismic Design Parameters,Sofia,(in Bulgarian)
- 5.Laboratory and Field Investigations for Chaira Dam,(1975), Energoproect,(in Bulgarian)
- 6.NISA II, Computer Code, User Manuals,(1992), Engineering Mechanics Research Corporation, Michigan
- 7.Toro,G. and McGuire,R.,(1988), Probabilistic Seismic Hazard Analysis. EPRI Methodology, Proc. 2nd Symposium on Current Issues Related to NPP Structures, Equipment and Piping, Hilton at Disneyworld,FL
- 8.U.S. Nuclear Regulatory Commission Review Plan, (1983), Probabilistic Risk Assessment Procedure Guide, Report NUREG/CR-2300

PROBABILISTIC HAZARD EVALUATION IN TERMS OF RESPONSE SPECTRA

DAVRANIŞ SPEKTRUMLARI İLE OLASI DEPREM TEHLİKESİNİN
DEĞERLENDİRİLMESİ

Alberto Marcellini *

ABSTRACT

A significative number of good quality accelerometric records of strong motion have been collected in the past two-decades. For some regions of the world (whose number is increasing) the accelerometric data bank is sufficient to allow computation of reliable spectral attenuation laws, which is a fundamental tool to calculate uniform hazard response spectra (UHRF).

In this paper it is shown that the seismicity characteristics of the area investigated can influence strongly the shape of UHRF; results that was impossible to forecast by using hazard computer codes that adopt PGA attenuation law.

The effects on the shape of UHRF caused by the Gutenberg-Richter β are comparable to that produced by soil conditions. To take into account both β and soil conditions to define the shape of Design Response Spectra in building codes, a revision of EC-8 response spectra is suggested.

INTRODUCTION

Seismic design requirements in building code are the most important tool to mitigate earthquake risk, from the standpoint of earthquake engineering. Since the sixties the majority of buildings codes adopted the design spectrum to define the seismic actions. Probabilistic hazard assessment is the procedure generally accepted to establish design response spectrum. It should be pointed out that the widely accepted principal requirement of seismic building code is to suggest design requirements in order to prevent building's collapse under major earthquake loading and to avoid damages under a moderate earthquake. So it is important to note that probabilistic hazard assessment does not give an exact and unique answer to the problem, on the other side it can provide the territory analysed a uniform risk assessment. This is a limitation of the probabilistic procedure, but unfortunately till now no procedure has been proven more adequate, at least when ordinary buildings are concerned. Some cases, for example nuclear power plants and large industrial plants, are better fitted by deterministic approaches based on the maximum expected earthquake loading. A trademark in probabilistic hazard assessment is the Cornell paper (1968), who identified the principal steps involved in hazard calculation: i.e.

- Zone source identification
- Zone source modelling
- Attenuation law
- Mathematical model.

Cornell adopted Gutenberg-Richter law to model the seismicity, attenuation law in terms of Intensity and PGA, Poisson process to model the temporal behaviour and Newmark procedure to estimate the response spectrum. Since then strong effort have been made to improve both knowledge and methodology. Seismic source zones were individuated in the beginnings by simply contouring epicentral maps provided by instrumental and historical catalogues (Cornell & Merz, 1975), therefore assuming earthquake stationariness in space. 'Subsequently, the zonation procedure was to integrate catalogs' data with tectonic evidences obtained from geological and geophysical survey (Nowroozi, 1993). Recently a great attention has been paid to paleoseismological investigations (Kelson et al, 1993).

In the mean time historical seismicity are improving significantly, especially in Europe (Stucchi et al., 1991). To overcome the memoryless Poisson process, alternative models to describe the temporal behaviour of earthquake have been set up on the basis of mechanical models of strain build-up and release, like the time predictable, slip predictable (Anagnos and Kiremdijan, 1984) and characteristics earthquake model. From practical point of view it means the introduction of time dependent seismicity rate and probabilistic distribution like Weibull have been proven to be the more suitable.

Semi Markovian stochastic processes have been used to model zones with seismic gaps (Suzuki and Kiremidijan, 1991). The adoption of these time dependent models is still under great controversy (Kagan and Jackson, 1991). It seems that the probability of success of these models is remarkable for interplate zones earthquake, in particular in the subduction zones (Nishenko, 1985). As far as Magnitude frequency law is concerned several modified G.R. law have been suggested [truncated, quadratic], but with very poor (or any) physical justifications. Actually several hazard computer codes do not require at all the adoption of a G.R. like law, but the problem of magnitude frequency relation is still unsolved, owing to the shortness of catalog's time span respect to major earthquakes occurrence. Therefore the actual seismological knowledge suggest to adopt Poisson model for practical application (Marcellini & Slejko, 1994).

PGA attenuation relationship calculation received a boost from the massive strong motion accelerometers network deployments pushed by nuclear power plants programs in the early seventies. Since then, several attenuation laws have been suggested and presently we may say that a new attenuation law is the corollary of every major earthquake (at least as far as US, Europe and Japan are concerned).

Recently attenuation relationship have been computed also in terms of response spectra for European areas (Tento et al., 1992) (Stamatowska et al., 1990) (Pugliese et al., 1989).

Hazard methodologies presently used can be subdivided into two groups, depending whether they adopt or not Bayesian approach. Bayesian approach presents the great advantage to allow to input subjective probabilities, or in other words to include as input data geological information not feasible of quantification *sensu strictu* (Suzuki and Kiremidijan, 1991). In addition the method can be defined "more elegant" from a mathematical point of view. The other side of the medal is that it requires great attention in the assessment of subjective probabilities: unbelievable errors are the ordinary results obtained by no well-trained people.

In many cases adoption of simple computer codes, that use classical method are recommended, for example SEISRISK III (Bender & Perkins, 1987), which is well tested.

EVALUATION OF HAZARD IN TERMS OF RESPONSE SPECTRUM

Hazard analysis is commonly performed by probabilistic approach to evaluate the expected ground motion for a given elapsed time. Generally seismic hazard is estimated in terms of $P(\text{PGA} < \text{PGA}_0/t)$ or $P(I < I_0/t)$. For design purposes the procedure widely adopted is:

1. Computation of $P(\text{PGA} < \text{PGA}_0/t)$.
2. Evaluation of the DAF (Dynamic Amplification Factor) from statistical analysis of strong motion recordings.
3. Scaling of the DAF to the assumed PGA to produce $P(\text{PSA} < \text{PSA}_0/t)$.
4. Derivation of the design spectrum from 3, assuming a design return period.

This procedure, like the one based on Newmark method adopted by Cornell (1968) leads to non uniform probability of the design spectrum.

Here a method to evaluate hazard in terms of uniform probability response spectrum is suggested and applied to a seismic test zone. The method is based on Bayesian approach and was prepared by Stanford University (Chiang et al., 1984), but some corrections made by the author.

The main features can be summarised as follow:

- Sources can be both area sources and line sources, depth of seismogenic zone can be taken into account.
- Earthquake occurrence is modelled by Poisson process, the rate λ is considered as random variable, so the marginal distribution of number of events can be written

$$p_N(n) = \int_0^{\infty} p_N(n/\lambda) f_{\lambda}''(\lambda) d\lambda \quad (1)$$

Where $f_{\lambda}''(\lambda)$ is the posterior distribution on λ

- Magnitude distribution follow a Binomial law, p_{M_i} is the probability of success on a Bernoulli trial and is considered random variable, therefore the conditional probability of r events of M_i , given the occurrence of n events is

$$PR(r_{M_i}/n) = \int_0^1 PR(r_{M_i}, p_{M_i}/n) dp_{M_i} = \int_0^1 PR(r_{M_i}/p_{M_i}, n) f_p''(p_{M_i}) dp_{M_i} \quad (2)$$

where $f_p''(p_{M_i})$ is the posterior distribution on p_{M_i}

- The probability of r events of magnitude M_i is obtained combining (1) and (2); so the marginal distribution on r_{M_i} can be written

$$PR(r_{M_i}) = \sum_0^{\infty} PR(r_{M_i}/n) p_N(n) \quad (3)$$

- Given M_i and source zone, the probability of exceedence of pseudo velocity response spectrum PSV for a given period T_k at the site is computed by the following

$$P(PSV(T_k) > psv_i(T_k)) = p * P(M_j) + (1 - (1 - p)^2) * P(2M_j) + \dots (1 - (1 - p)^n) * P(nM_j) \quad (4)$$

where

$$p = P(PSV(T_k) > psv(T_k) / M_j) \quad (5)$$

and the computation is performed for the whole set of periods of interest.

- Eventually the total probability $P(PSV(T_k) > psv(T_k))$ is calculated by summing over all magnitudes and seismic sources.

RESULTS

The size of the zone analysed (18000sq km), shown in fig. 1 is typical of an Italian seismic source zone (Scandone et al., 1992).

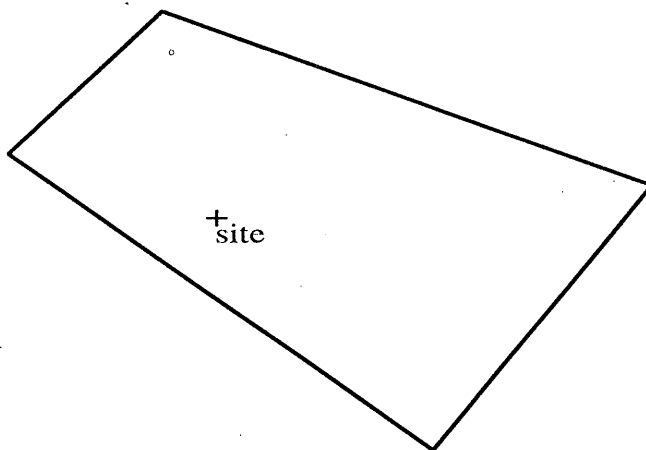


Figure 1. Seismic source zone: Area=18000sq km, $\lambda=0.72$ ev/year, $3.5 \leq M < 7$
+ is the site where hazard is computed.

The seismicity is considered homogeneously distributed within the area, with a seismicity rate of 0.71 events per year for earthquakes $M \geq 3.5$: the upper bound is $M=7$; the Magnitude distribution is considered to follow a log-linear Gutenberg Richter frequency law.

The aim of this paper is to evaluate the dependence of response spectral shape (DAF) on the parameters used to calculate uniform probability seismic hazard. It is important to note, as is likely to infer from eq. 2 and eq. 4, that the DAF is not influenced by the seismicity rate as above defined, (i.e. the coefficient α of the Gutenberg-Richter law); in fact the DAF is mainly dependent on the response spectrum attenuation law. In this paper the Tento et al. (1992) attenuation law is adopted; Tento et

al. showed that the predicted spectral shape depends significantly on the magnitude, as reported in fig. 2, but is not influenced by the epicentral distance.

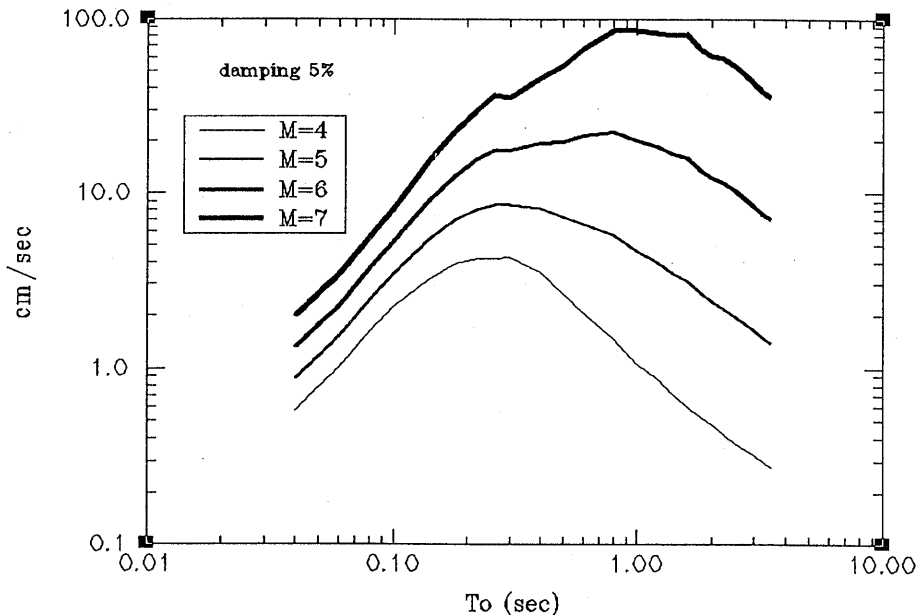


Figure 2. PSV response spectra obtained by attenuation law (Tento et al., 1992) for different magnitudes at distance 10 km and hypocentral depth=10 km.

This last result seems to contradict some common belief (mainly inferred from theoretical considerations partially supported by seismological data) that there is a spectral shift towards low frequencies according to the increasing of hypocentral distance. Actually strong motion data exhibit no spectral shift against distance; at least this evidence has been found both in Italian (Tento et al., 1992) and Yugoslav data (Stamatowska et al., 1990). The main reasons are:

1. The strong motion is composed by the same type of waves in the range of distances we are interested in (till around 150 km).
2. Considering that the attenuation is composed by the geometrical spreading and by the anelastic behaviour of the medium involved in wave propagation, the invariance of the spectrum shape simply means that $\nu=1$, once we adopt the ordinary definition of $Q=qf^\nu$, ($\nu=1$ is a value heavily supported by seismological investigations).

Two factors are extremely important when spectral attenuation laws are used in hazard analysis.

a. The choice of the conditional distribution of $P(PSV(T_k) > psv(T_k)/M_j)$. The majority of investigators agree to consider both PGA and PSV lognormally distributed: statistical tests conducted performing attenuation regression analysis are in favour of this hypothesis (see for example Stamatovska et al., 1990). Henceforth the PSV obtained by regression analysis are considered lognormal distributed.

b. The behaviour of standard deviation.

In general an increase of s.d. according to T_0 is observed (fig. 3).

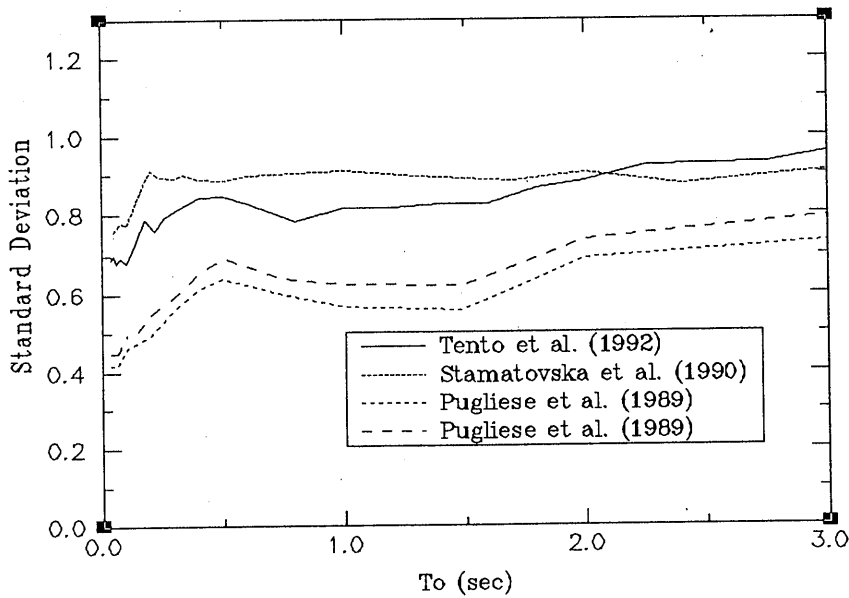


Figure 3. Comparison of attenuation law standard deviation of PSV against T_0 , as obtained by different authors.

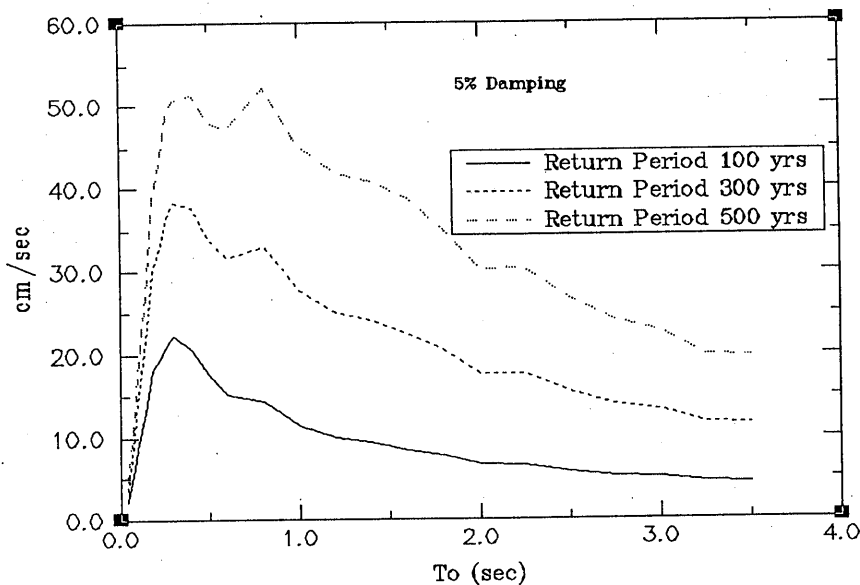


Figure 4. Uniform probability PSV for $\beta=2$ and different Return Periods.

It is understood that both the seismicity rate and the source-site distance influence the amplitude of the expected response spectrum. As an example fig. 4 shows that the

uniform probability response spectrum increases significantly according to Return Period, as predicted by the above equations, because the change of Return Period is equivalent to change $p_N(n)$ of eq. 1, once we consider that the earthquake occurrences follow a poissonian distribution.

With this provisos in mind we are now in the position to evaluate the principal factors influencing the DAF.

DISCUSSION

To help visual analysis of the results the DAF's are presented as 5% damping normalized PSV response spectra where the normalization is computed with regard to the area under the spectrum. The main results are summarize as follow

1. DAF against Return Period.

Fig. 5 shows the scarce influence of return Period upon the DAF; it should also be added that the variation mainly depends on the adoption of the lognormal distribution of the PSV attenuation law rather than on the Return Period itself.

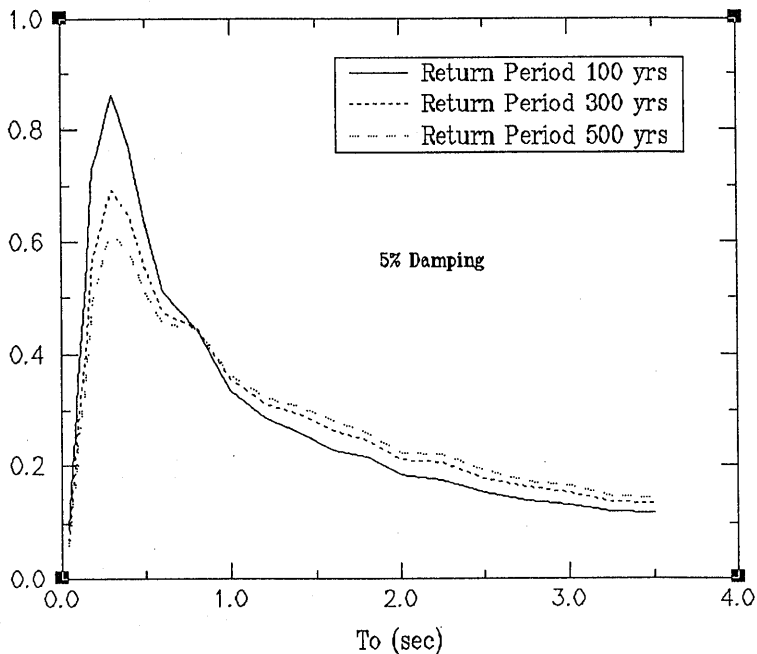


Figure 5. Normalized uniform probability PSV for $\beta=2$ and different Return Periods.

2. DAF against standard deviation of attenuation law.

If standard deviation is the same for all T_0 , DAF remain constant, independently on the value of the standard deviation. Standard deviation could produce DAF variation only if it is not constant respect to T_0 . Fig. 6 shows that there is no appreciable DAF modification for variation of S.D. against T_0 usually obtained in the computation of attenuation laws.

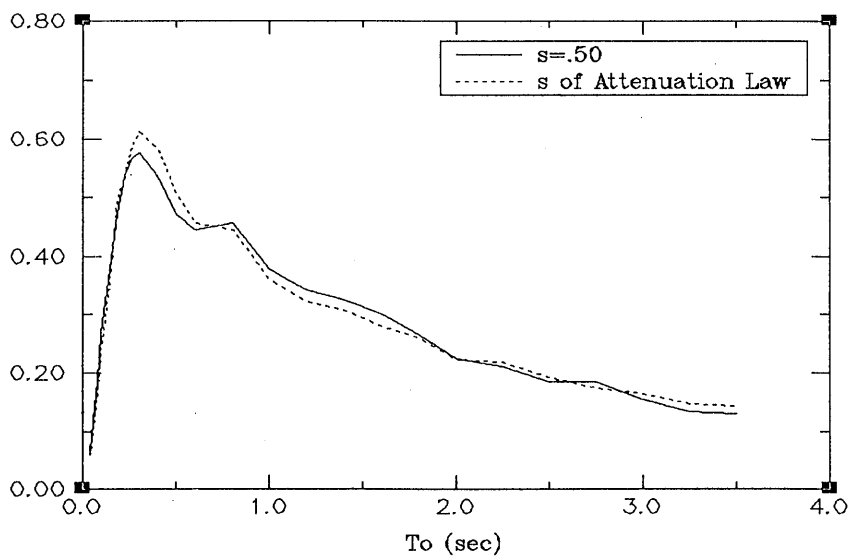


Figure 6. Normalized uniform probability PSV for constant standard-deviation and compared standard deviations obtained by attenuation law (Return Period=500y).

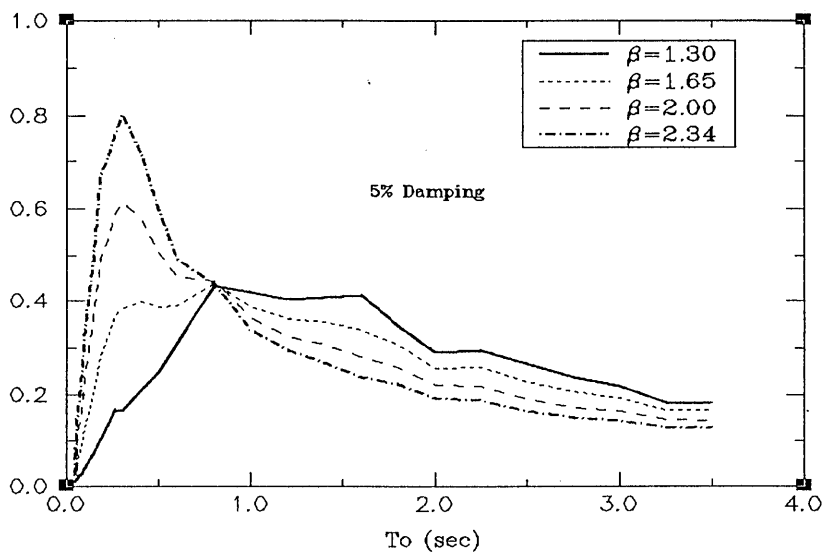


Figure 7. Normalized uniform probability PSV for 500 years Return Period for different β values.

Table 1. VALUES OF THE MAGNITUDE-FREQUENCY PARAMETER, β

REGION	β	REFERENCE
Western Nevada	2.1	Douglas and Ryall (1975)
Western United States	1.17 - 2.00	Hsieh et al. (1975)
California	2.07	Housner (1969)
San Jose, California	1.2 - 1.3	Donovan (1978)
Eastern United States	1.93	Hsieh et al. (1975)
Southern New England	2.19 (± 0.12)	Chiinnery and Rogers (1973)
New Jersey	2.17	Isacks and Oliver (1964)
Central Mississippi River Valley	2.00 (± 0.25)	Nuttli (1974)
Mexico City	1.27	Ferraes (1967a)
Circumpacific Belt	2.16	Newmark and Rosenblueth (1971)
Alpide Belt	1.70	" " "
Low-seismicity Region of World	2.88	" " "
Japan	2.81	Dowrick (1977)
New Guinea	3.1	" " "
New Zealand	2.5	" " "
Western Canada	2.5	" " "
Central America	3.34	" " "
Columbia-Peru	2.55	" " "
Northern Chile	2.0	" " "
Southern Chile	2.12	" " "
Mediterranean	2.5	" " "
Iran-Turkmenia	2.7	" " "
Java	2.16	" " "
East Africa	2.0	" " "

3. DAF against Gutenberg Richter β .

Table 1 shows that β can take values between approx 1.2 and 3; that is to say, from our point of view, the conditional probability $p_R(r_{Mi}/n)$ (eq. 2) can undergo dramatic changes that strongly influence eq. 4, given the behaviour of attenuation law presented in fig. 2. This DAF dependence on β is confirmed by fig. 7, despite the range of β considered is less than the one shown in Table 1.

In fig. 8 variation of DAF is presented for 300 and 500 years Return Period: the β values represent the higher and lower β boundaries of Turkey seismic source zone, according to Erdik et al. (1985): also in this case the DAF differences are well pronounced.

4. DAF against Gutenberg Richter β and against site conditions.

A simulation has been conducted using the viscoelastic model SHAKE (Schnabel et al., 1972). Fig. 9 shows the DAF computed at the free surface considering a clay layer with $V_s=200\text{m/sec}$ overlying a bedrock with $V_s=1000\text{m/sec}$ per different layer' thickness, between 0 and 50m. The accelerometric record at Tolmezzo site ($\text{PGA}=0.37\text{g}$) of the May, 6, 1976 $M=6.4$ Friuli earthquake has been taken as input motion.

Visual inspection of fig. 8 and fig. 9 bring to the conclusion that site conditions and β can affect the DAF in comparable way .

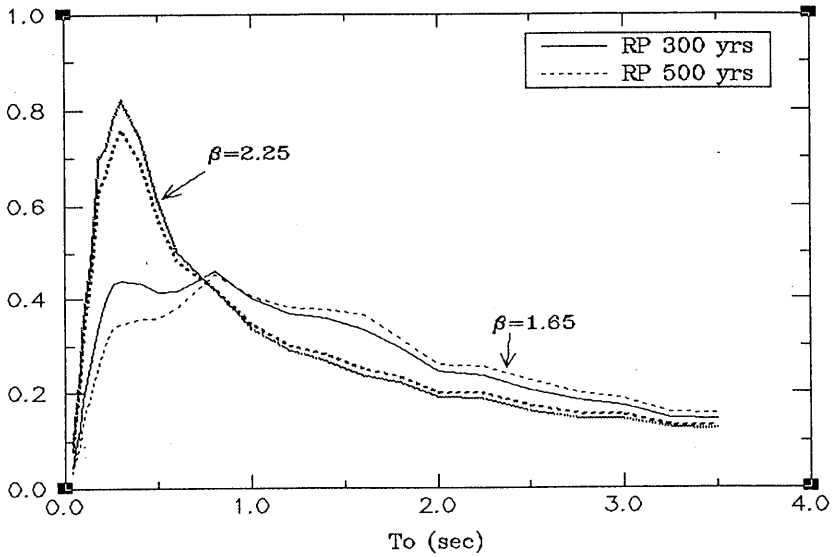


Figure 8. Normalized uniform probability PSV for RP=300, 500 years and $\beta=1.65$ and 2.25.

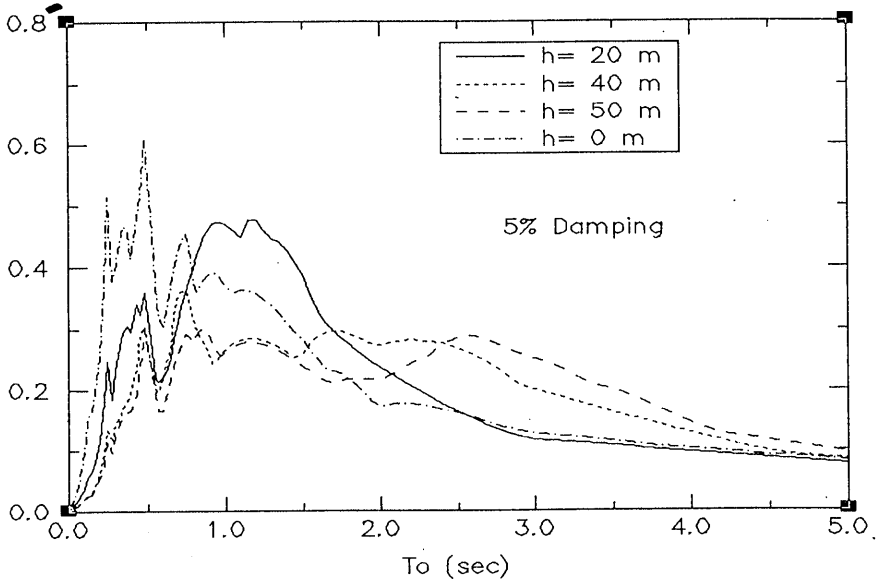


Figure 9. Normalized PSV obtained using SHAKE program considering a clay layer of depth h and $V_s=200$ m/sec overlying a bedrock with $V_s=1000$ m/sec ($h=0$ m means outcrop).

CONCLUSIONS

It has been demonstrated that the influence of β upon uniform hazard spectrum is comparable with the influence of site conditions.

The main problem now is the translation of results into practical application; i.e. building codes, considering that is important to keep a reasonable and workable balance between over-simplicity and undue complexity. In principle the assessment a given design spectrum is equivalent to fix the level of acceptable risk, therefore it involves political decisions; so we give some suggestion under the hypothesis of validity of the Seismic Eurocode (EC-8) philosophy.

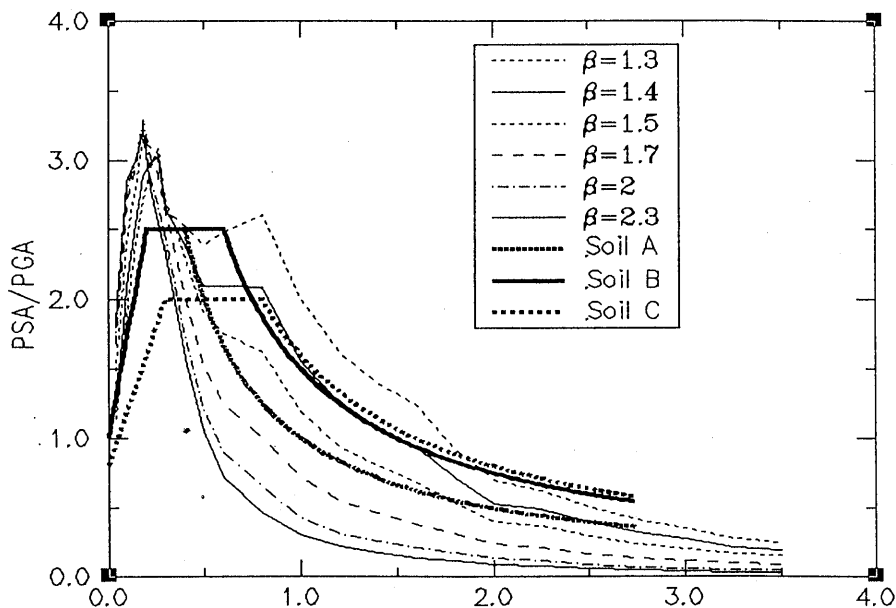


Figure 10. Comparison of normalized uniform probability PSA obtained for different β values, with EC-8 Design response spectra for the 3 types of soils.

In fig. 10 DAF (in this case 5% damping PSA normalized to PGA), obtained using different β values are superposed to EC-8 design spectrum shape for the 3 soil types.

It is possible to note that decreasing of β causes peak reduction, as well as enlargement of period range.

We can now integrate the results obtained into the requirement prescribed by EC-8; therefore the suggested spectra depend both on soil sites and Gutenberg-Richter β .

The new design spectra (that we can call "EC-8 revised") are summarized as follow:

1. The 5% damping design response spectrum, normalized to PGA can be describe by the fig. 11.

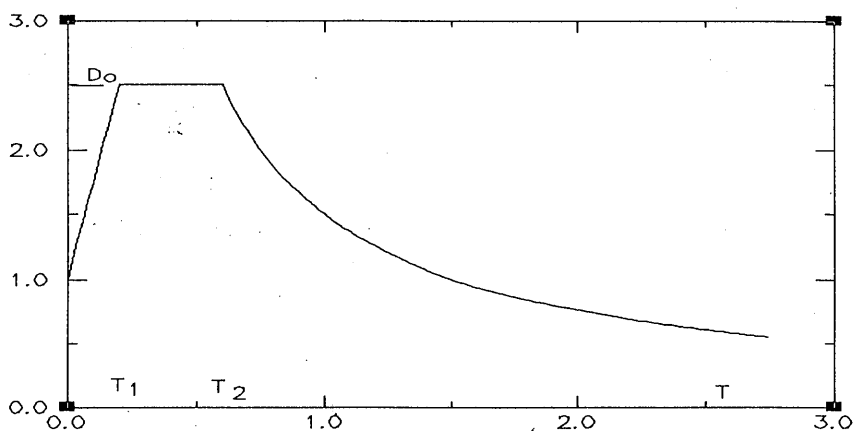


Figure 11

where the spectrum $D(T)$ is defined

$$D(T) = S \left(1 + \frac{T}{T_2} (D_0 - 1) \right) \quad \text{for } 0 < T < T_1$$

$$D(T) = S D_0 \quad \text{for } T_1 < T < T_2$$

$$D(T) = S \left(D_0 \frac{T_2}{T} \right) \quad \text{for } T > T_2$$

That is to say the same as in EC-8.

2. The coefficients reported in Table 2 are modified and integrated respect to EC-8 in order to account for G-R β variation.

Table 2. Parameters of the design spectrum

β value	Soil type	T_1 (sec)	T_2 (sec)	D_0
β_1	A	0.1	0.3	2.8
β_1	B	0.1	0.4	2.6
β_2	A			
β_1	C	0.2	0.6	2.5
β_2	B			
β_3	A			
β_2	C	0.3	0.7	2.3
β_3	B			
β_3	C	0.4	0.9	2.0

Soil types according to EC-8 (A: $V_s > 800$ m/sec; B: intermediate; C: $V_s < 200$ m/sec)
 $\beta = \beta_1$ for $\beta > 2$; $\beta = \beta_2$ for $1.5 < \beta < 2$; $\beta = \beta_3$ for $\beta < 1.5$

ACKNOWLEDGEMENTS

I thank M. Pagani and F. Riva for writing some computer codes and R. Daminelli for the preparation of the manuscript. The manuscript was improved by reviews from L. Franceschina and A. Tento.

REFERENCES

1. Anagnos, T. and Kiremidjian, A.S. (1984) "A stochastic time-predictable model for earthquake occurrences", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 74, pp. 2593-2611.
2. Bender, B. and Perkins, D.M. (1987) "Seisrisk III: a computer program for seismic hazard estimation", *U.S. Geological Survey Bulletin* 1772, 48 pp.
3. Chiang, W.L., Guidi, G.A., Schoof, C.G. and Shah, H.C. (1984), *Computer Programs for Seismic Hazard Analysis - A User Manual (STASHA)*, The J. A. Blume E.E.C. Report No. 62, January 1984, 238 pp.
4. Cornell, C.A. (1968) "Engineering Seismic Risk Analysis", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 58, No. 5, pp.1583-1606.
5. Cornell, C.A. and Merz, H.A. (1975). "Seismic Risk Analysis of Boston", *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 101, No. ST10, Proceedings Paper 11617, pp. 2027-2043.
6. Erdik, M., Doyuran, N.A. and Gulkan P. (1985) "A Probabilistic Assessment of the Seismic Hazard in Turkey", *Tectonophysics*, 117, pp. 295-344.
7. Kagan, Y.Y. and Jackson D.D. (1991) "Seismic Gap Hypothesis: Ten Years' After", *Journal of Geophysical Research*, Vol. 96, No. 21, pp. 419-21, 431.
8. Kelson, K.I., VanArsdale, R.B., Simpson, G.D. and Lettis, W.R. (1993) " Late Holocene Episodes of Deformation Along the Central Reelfoot Scarp, Lake County, Tennessee", *Proceedings of the 1993 National Earthquake Conference*, May 2-5, 1993, Memphis, Tennessee, USA, Vol. I, pp. 195-203.
9. Marcellini, A. and Slejko, D. (1994) "State of the art of seismic hazard and microzonation in Italy", *10th European Conference on Earthquake Engineering*, Vienna, 28 August-2 September 1994.
10. Nishenko, S.P. (1985) " Seismic potential for large and great interplate earthquakes along the Chilean and southern Peruvian margins of South America: A quantitative reappraisal", *Journal of Geophysical Research*, Vol. 90, pp. 3589-3615.
11. Nowroozi A.A. (1993) "Seismotectonic Map of the Southeastern United States", *Proceedings of the 1993 National Earthquake Conference*, May 2-5, 1993, Memphis, Tennessee, USA, Vol. I, pp. 35-44.
12. Pugliese, A. and Sabetta, F. (1989) "Stima di spettri di risposta da registrazioni di forti terremoti italiani", *Ingegneria Sismica*, Anno VI, No. 2, pp. 3-14.
13. Scandone, P., Patacca, E., Meletti, C., Bellatalla, M., Perilli, N. and Santini, U. (1992) "Struttura geologica, evoluzione cinematica e schema sismotettonico della penisola italiana", *Atti del Convegno GNDT 1990*, Vol. 1, pp. 119-135.
14. Schnabel, B., Lysmer, J. and Seed, H.B. (1972), *SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites.*, Coll. of Eng., Univ. of California, Berkeley, California.
15. Stamatovska, S., Marcellini, A. and Petrovski, D. (1990) "Probabilistic study of seismic design parameters for large industrial plants", *Report of the contract N. CII-0112-YU (GDF) of C.E.C., Skopje*, January 1990.

16. Stucchi, M., Postpischl, D. and Slejko, D. (eds.) (1991) "Investigation of Historical Earthquakes in Europe", Tectonophysics, 193, Amsterdam, Oxford, New York, Tokyo, 251 pp.
17. Suzuki, S. and Kiremidjian, A.S. (1991) "A Random Slip Rate Model for Earthquake Occurrences With Bayesian Parameters", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 81, No. 3, pp. 781-795.
18. Tiento, A., Franceschina, L. and Marcellini, A. (1992) "Expected ground motion evaluation of Italian sites", Proceedings, Tenth World Conference on Earthquake Engineering, 19-24 July 1992, Madrid, Spain, vol. 1, pp.489-494, A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 1992.

Wave effects induced in the Romanian Plain and seismic macrozonation

ROMANIA PLATOSUNDA ORTAYA ÇIKAN DALGA YAYILMA ETKİLERİ
VE MAKROBÖLGELEME

Ş. Mişicu¹, M. Mişicu², Gh. Mărmureanu³, E. Cojocaru⁴

ABSTRACT

In view of a generalized characterization of directivity of mechanical waves linked with a qualitative analysis involving special features of these dynamic processes, we present graphic representations with isoseistic lines obtained via Green functions and illustrate them with the seismic effects of the Romanian plain. These elements leads to a subsequent procedure of qualitative analysis of directivity.

1. The Green functions of the field induced for a double-couple dislocation.

The Green functions for dislocation fields were firstly analysed by E. Kröner[6]. Here on the basis of equivalent body forces f which induce the same effects as a double-couple dislocation at a point $x = 0$ there is also considered the displacement field in a medium with a density ρ and Lamé coefficients λ, μ . The initial boundary condition is $\mathbf{u} = 0$, ($t < 0$) and the corresponding wave equation takes the form

$$\rho \ddot{\mathbf{u}} - (\lambda + \mu) \nabla(\nabla \mathbf{u}) - \mu \Delta \mathbf{u} = \mathbf{f} \delta(t) \delta(x) \quad (1)$$

The solution is yielded under the form

$$\mathbf{u}(t, x) = G(t, x) \mathbf{f} \quad (2)$$

where G stands for the Green function[6]

$$G_{ij}(t, x) = \frac{\gamma_i \gamma_j}{4\pi \rho \alpha^2} \cdot \frac{\delta(t - r/\alpha)}{r} + \frac{\delta_{ij} - \gamma_i \gamma_j}{4\pi \rho \beta^2} \cdot \frac{\delta(t - r/\beta)}{r} + \frac{1}{4\pi \beta} \left(\frac{t}{r}\right)_{,ij} H(r, r/\alpha, r/\beta) \quad (3)$$

Here occur the following quantities: $\alpha = (\lambda + 2\mu)/\rho$, $\beta = \mu/\rho$, (the velocity of P and S waves), $r = |x|$, $\gamma_i = X_i/r$ and H the "box-car" function $H(t, a, b) = 1$ for $a < t < b$, $= 0$ in the remaining time interval. The last term corresponds to the

¹ Sci. Res., Nat. Inst. Earthphys., Bucharest, Romania

² Sen. Res., Nat. Inst. Earthphys., Bucharest, Romania

³ Sen. Res., Nat. Inst. Earthphys., Bucharest, Romania

⁴ III-Deg. Res., Nat. Inst. Earthphys., Bucharest, Romania

near field which will be subsequently disregarded.

2. Determination of wave amplitudes for the far field in terms of seismic magnitudes.

According to previous analysis published in [4,5], the displacement components induced by a dislocation located at the point $X = 0$ on the intersection between a vertical plane which includes the X_1 -axis and a plane with slope Δ are given by the following relations

$$u_i = \frac{M \mathcal{F}_i}{4\pi\beta r} \quad (4)$$

for

$$\mathcal{F}_1 = \gamma_3(1 - 2\gamma_1^2) \cos 2\Delta - \gamma_1(1 - \gamma_2^2 + \gamma_3^2) \sin 2\Delta \quad (5)$$

$$\mathcal{F}_2 = \gamma_2(\gamma_2^2 - \gamma_3^2) \sin 2\Delta - 2\gamma_1\gamma_2\gamma_3 \cos 2\Delta \quad (6)$$

$$\mathcal{F}_3 = \gamma_1(1 - 2\gamma_3^2) \sin 2\Delta + \gamma_3(1 + \gamma_2^2 - \gamma_3^2) \sin 2\Delta \quad (7)$$

where M stands for the earthquake kinematic magnitude.

Meanwhile the arrival times of the front waves are given by the relation $t = r/\beta$. These elements enable us to characterize the seismic effects induced in a chosen region through isoseismic lines ($u_i = \text{const.}$) in the frame of synthetic diagrams.

The advantage of such description consists in the emphasising both relevant data. Based on these data we are able to sketch a first characterization of directivity of front waves leading to a subsequent qualitative analysis.

In the case of the Romanian Plain the seismic events are mainly concentrated in discrete sources to which may be added secondary continuous sources.

The reflection and refraction effects will also be subsequently determined on the basis of her presented results.

The illustrative elements are based on the data for the 4 march 1977 earthquake belonging to a kind of events of maximal consequence for the considered region for 3 sources ($S_1; S_2; S_3$), depths (km: 79, 93, 109), latitude (degrees: 45.72; 45.48; 45.34), longitudes (degrees: 26.94; 26.78; 26.60), magnitude (6.5; 6.5; 7.2), time intervals from the fore shock in seconds (4.7; 12.3; 19.2), kinematic magnitude in cm^3 ($0.339 \cdot 10^{15}$; $0.339 \cdot 10^{15}$; $2.84 \cdot 10^{15}$), orientation of dislocational plane in degrees ($40^\circ N - E$), slope of dislocational plane $\Delta = 70^\circ$, velocity of transversal waves ($\beta = 4.7 \text{ km/sec}$, density $\rho = 3.2 \text{ t/m}^3$ upper level (under the Earth surface): 8.9 km.

The obtained results show a good agreement with observed data despite the fact that secondary perturbations were disregarded (attenuation, curvature of rays). We have also performed the calculation of the accelerations a_i starting from the observation that the pulse which characterize the source are defined by a time interval T and a period $2\pi/T$ (see ref.[3]) so that $a \simeq -\omega^2 u_i$.

The orientations of the chosen X_1 -axis is $40^\circ N - E$. The X_2 -axis is orthogonal to the previous one and also horizontal. The X_3 -axis is vertical. The origin is the S_1 source.

The diagrams 1 – 4 emphasize features which involve clearly consequences of real interest. The contour lines associated with the induced displacement at the top of ground rock are plotted in the first quarter for $X : 0 - 200km$ and $Y : 0 - 200km$, because this region is relevant for the microzoning in the Romanian Plain. For instance the displacement in transversal sense u_1 given in Figure 1 (orthogonal to the intersection line of dislocational plane with the Earth surface) are the more important ones and are much more large on a single side of the mentioned line, fact which increases the seismic effect in the considered region. We point out that for an orientation of dislocation which differs from the direction of the slope line of dislocational plane, the effects are far more increased in the same region [2]. Meanwhile the directivity effects are extended mainly in a single direction (corresponding to the above mentioned line) and decay more rapidly in the orthogonal direction. If we consider the distances d from the epicentral point till to a point located on an isoseistic line and calculating the ratios $q = d_{max}/d_{min}$ corresponding to points of the same isoseistic line, we obtain a characteris measure of geometric nature. This ratio is for the displacement u_1 close to the value 3 in the considered region, which implicitly appears as strongly influenced. The source S_3 which acts as the last one is the closest one to that mentioned above and also the strongest one. This fact involve a general increased effect, the shocks of all sources being closer in time and occuring in an enhanced manner.

The displacement (see Figure 2) u_2 , is characterized by 4 lobes separated by the orthogonal lines mentioned above (where the displacements may vanish) and with increasing values in the sense of bisectorial lines of the angles defined by the other ones. The ratio q is smaller (≤ 2) and the intensity of respective amplitudes of the displacement u_1 (approximately 10

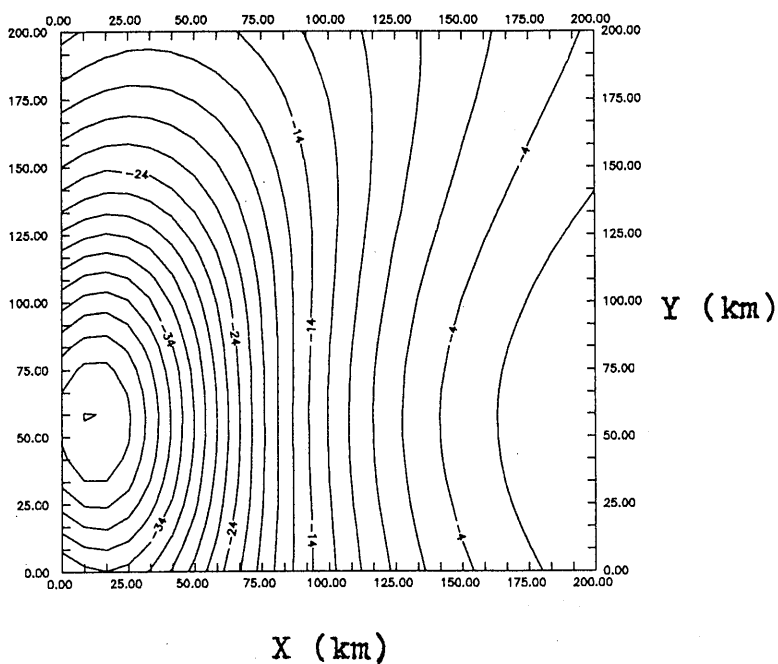
The vertical displacements, exhibited in Figure 3, present a strong concentration around the epicenter and 3 lobes. The variation of amplitudes is important and may present vanishing zones enough close to the epicenter where appear values with alternate signs. The ratio q may reach the value 3, but due to the necking character of isoseistic lines, at great distances this ratio increases sensibly. The amplitudes are approximately twice times larger than for u_2 .

We have also computed the total displacement

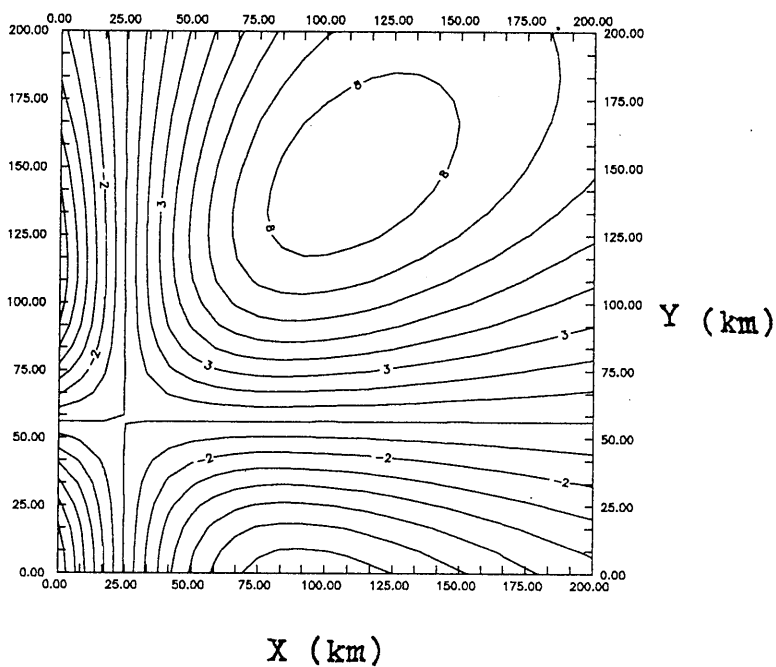
$$U(S_3) = \sqrt{u_1^2 + u_2^2 + u_3^2} \quad (8)$$

and plotted it in Figure 3. It is worthwhile to note that the shape of $U(S_3)$ is very close to that of u_1 . This was to be expected since we made earlier the observation that the horizontal displacements u_1 are much stronger than the other two. The exposed features do not stand for a complete characterization of the directivity effects. Additional measures will be analysed on the basis of combined isochronic and isoseistic graphics.

A last observation concerns the variation of seismic effects at different depths. We observed in a previous paper that starting from a distance of $40km$ from epicenter for the displacements $u_1(S_1)$ and $80km$ for the displacement $u_1(S_3)$, the values vary slowly from the surface level till a depths of $20km$.



X (km)
Figure 1



X (km)
Figure 2

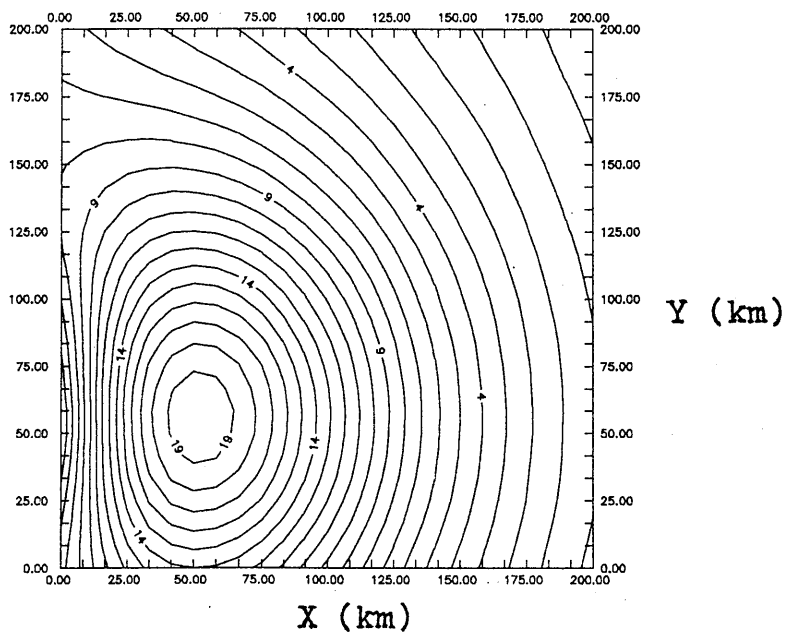


Figure 3

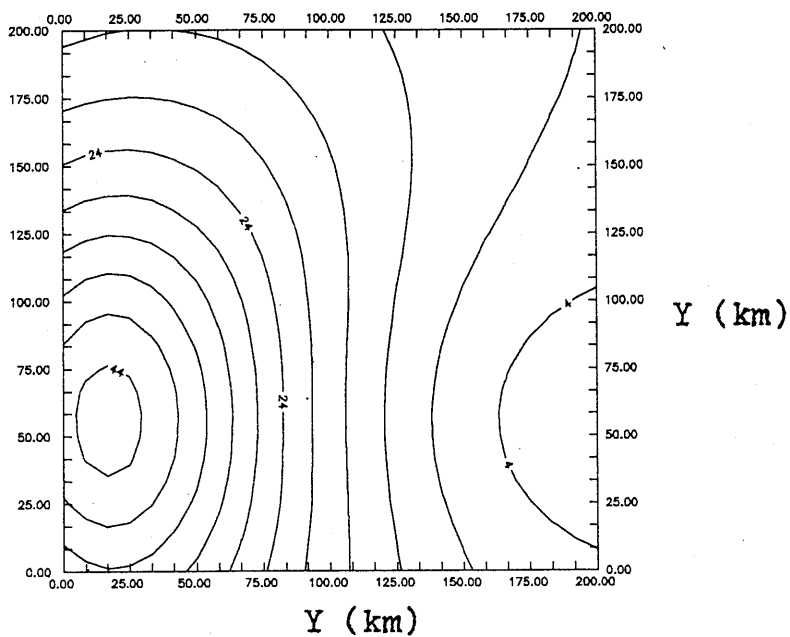


Figure 4

Table 1: Displacements and accelerations induced by the source S_3 at characteristic points of Romanian Plain

Region	Cricov	Bucharest	Călugăreni
$u_1(S_3)(cm)$	30.94	22.10	17.68
$u_2(S_3)(cm)$	8.70	6.62	4.42
$u_3(S_3)(cm)$	6.64	10.00	8.84
$a_1(S_3)(g)$	0.31	0.22	0.18
$a_2(S_3)(g)$	0.09	0.06	0.1
$a_3(S_3)(g)$	0.18	0.04	0.08

Table 2: Coordinates referred to the sources S_1, S_2, S_3

Region	Cricov	Bucharest	Călugăreni
$X_1(S_1)(km)$	13.49	39.38	63.8
$X_2(S_1)(km)$	91.27	158.42	178.57
$X_1(S_2)(km)$	6.14	32.29	56.71
$X_2(S_2)(km)$	59.27	126.42	146.57
$X_1(S_3)(km)$	25.3	51.19	75.61
$X_2(S_3)(km)$	35.27	102.42	122.57

In the subsequent Table 1 appear the principal values of displacements and accelerations at three points of Romanian Plain. These points are defined by the coordinate systems referred at the source S_1 from Table 2.

References

1. Burridge, R., (1975), Some Mathematical topics in seismology Courant Institute of Mathematical Sciences, New York.
2. Cornea, I. and Mişicu, M. (1981) "Wave directivity of multiple dislocation mechanisms with application to the analysis of kinematic effects during the March 4, 1977 Earthquake", Rev. Roum. Sci. Tech.-Mec. Appl., Vol. 26, No. 3
3. Cornea, I., Mişicu, M. and Oncescu, M. (1981) "Seismic waves induced by a dislocation of slip-fault type with arbitrary dip angle and azimuthal orientation. Part I", Rev. Roum. Sci. Tech.- Mec. Appl., Vol. 26, No. 7
4. Enescu, D., Cornea, I. and Mişicu, M. (1982), The 1977 March 4 earthquake mechanism and associated directivity effects, Academy of SRR Publishing House, Bucharest.
5. Hartzell, S. (1979) "Analysis of the Bucharest strong ground motion record for the March, 4, 1977 Romanian Earthquake", Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 69.
6. Kroner, E. (1959) "Allgemeinen Kontinuumstheorie der Versetzungen und Eigenspannungen", Arch. Rat. Mech. Annal., Vol. 3.

**13 MART 1992 ERZİNCAN DEPREMİNDE ÇÖKEN VE AĞIR
HASAR GÖREN ASKERİ HASTANENİN DEPREM GÜVENLİĞİNİN
SİSMİK ENDEKS YÖNTEMİYLE İNCELENMESİ**

**INVESTIGATION OF SEISMIC SAFETY OF MILITARY HOSPITAL
COLLAPSED AND HEAVILY DAMAGED DURING MARCH 13, 1992
ERZİNCAN EARTHQUAKE USING SEISMIC INDEX METHOD**

Pınar Özdemir¹ ve Hasan Boduroğlu²

SUMMARY

Seismic safety of structures of existing structures presents the greatest in the event of a major earthquake in a populated area. Observations and studies have indicated that the buildings constructed in accordance to previous codes may need strengthening in order to avoid risks involved. For this purpose rapid screening procedures for evaluating seismic safety of a building is needed. One of these methods is Seismic Index method developed in Japan. In this paper, this method is applied to a military hospital collapsed and heavily damaged in March 13, 1992 Erzincan Earthquake. First and second evaluation procedures are applied to the two blocks of the hospital. First evaluation depends on the strength of vertical structural elements, while the second evaluation depends on strength and ductility of vertical structural elements. The resulting indices I_s 's are compared with the required seismic performance indices I_{so} 's. The results show that for buildings of prime importance such as schools and hospitals I_{so} can be chosen as 1.2 and 0.9 for the first and second evaluation procedures respectively and for housing these indices can be taken 1.0 and 0.75. Further studies in this area are in progress.

¹Araş. Gör.İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, Maslak, İstanbul

²Prof. Dr. İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, Maslak, İstanbul

ÖZET

Bu bildiride 13 Mart 1992 Erzincan Depreminde bir bloğu çöken, ikinci bloğunda zemin katı çöken ve üçüncü bloğu ağır hasar gören Askeri Hastanenin bulunabilen projeleri incelenerek sismik endeks yönteminin birinci ve ikinci değerlendirme esasları uygulanarak endeksler elde edilmiştir. Bu endeksler karşılaştırma endeksleri ile kıyaslanmıştır. Sismik Endeks Yöntemine göre yapıların deprem güvenliklerinin saptanması için I_{so} karşılaştırma endeksinin hastane ve okul gibi birinci derecede önemli yapılarda birinci seviye için 1.2 ve ikinci seviye için ise 0.9, konutlarda ise bunların 1.0 ve 0.75 alınması uygun olacağı sonucuna varılmıştır. Ancak bu hususların daha sağlıklı belirlenmesi için daha fazla sayıda binaya uygulanması çalışmaları devam etmektedir.

GİRİŞ

Yapıların deprem güvenliğinin belirlenmesi ile ilgili değişik yaklaşımlar uygulanmaktadır. Bunlardan biri sismik endeks yöntemidir ve altı kata kadar olan binaların depreme karşı dayanıklılığının belirlenmesi amacıyla, uzun süreli çalışma ve araştırmalar sonucu geliştirilen bu yöntem Japonya da bir standard olarak kullanılmaktadır [3]. Binaların bu yöntem ile değerlendirilmesi, her bir kat için her iki yönde ve her bir çerçeve (varsa perde) eksenini doğrultusunda bazı sayısal sonuçların elde edilmesidir. Giderek artan ayrıntılı bir incelemeler dizisidir. Bu yöntem ile binaların depreme dayanıklılığının hızlı bir şekilde taranması mümkün olmaktadır. Bu değerlendirmeler sonucunda bulunan sayısal büyüklükler daha önceki depremlerden elde edilmiş ortalama büyüklükler ile karşılaştırılarak binaların depreme karşı güvenlikleri belirlenmektedir. Yapı sismik endeksi değerleri her bir inceleme seviyesinde her kat ve her doğrultu için ayrı ayrı olmak üzere aşağıdaki bağıntıyla hesaplanır.

$$I_s = E_0 \cdot G \cdot S_D \cdot T \quad (1)$$

Burada,

E_0 : yapının deprem davranışına etkiyen temel endeks değeri,

G : zeminin yer hareket endeksi,

S_D : yapının taşıyıcı sisteminin tasarım ve boyutlandırma endeksi,

T : yapının zamana bağlı olarak yıpranmasını tanımlayan endekstir.

SİSMİK ENDEKS YÖNTEMİNİN UYGULANMASI

Yukarıda belirtilen iki bloğa sismik endeks yönteminin birinci ve ikinci seviye incelemeleri uygulanmıştır. E_0 alt endeksinin hesaplanmasında düktil davranışı belirleyen F endeksi hesabında izlenen yol için bir örnek Şekil 3 de verilmiştir. Bu örnekte görüleceği üzere incelenen kolonlar eğilme şeklinde kırılacağı anlaşılmıştır. Diğer bazılarında ise kırılmanın kesme kuvveti nedeniyle oluşacağı ortaya çıkmaktadır.

Birinci ve ikinci blok ile ilgili olarak x ve y yönlerinde birinci ve ikinci seviyede yapılan hesapların özeti ve I_0 değerleri Şekil 4 ve 5 de verilmiştir.

Ülkemizdeki betonarme yapılarla ilgili belirli bir I_{so} karşılaştırma endeksi seçilmesi için Japonya'da uygulanan yöntem esas alınmıştır. Buna göre birinci seviye inceleme için E_s alt endeksi 0.8, Z bölge endeksi 1.0, G zemin endeksi 1 ve U yapı önem endeksi 1.5 alındığında $I_{so} = 1.2$ olmaktadır. Bu durumda her iki bloğunda depreme karşı güvenliği şüpheli olmaktadır. İkinci seviye için E_s alt endeksi 0.6 alındığında da $I_{so} = 0.9$ olduğundan her iki bloğunda bu seviyede güvenliği şüpheli olmaktadır. Bundan sonra çerçevelerin mukavemet ve düktilite bakımından incelenmesi olan üçüncü seviye incelemedir. İncelenen blokların çöktüğü gözönüne alınırsa hesaplanan endekslerin yapıda yeterli güvenliğin olmadığını belgelediği düşünülebilir.

SONUÇ

Gerek kaynak [2] de ve gerekse bu çalışmada elde edilen endekslerin değerlerinin düşüklüğü bu yöntemin uygulanabilirliğini göstermektedir. Kaynak [2] de incelenen bina yine Erzincan Depreminde ağır hasar görmüş bir binadır ve birinci seviyede en düşük endeks 0.30 ve ikinci seviyede ise en düşük endeks 0.57 olarak hesaplanmıştır.

Bu nedenlerle Sismik Endeks Yöntemine göre yapıların deprem güvenliklerinin saptanması için I_{so} karşılaştırma endeksinin hastane ve okul gibi birinci derecede önemli yapılarda birinci seviye için 1.2 ve ikinci seviye için ise 0.9, konutlarda ise bunların 1.0 ve 0.75 alınması uygun görülmektedir. Bu hususların daha sağlıklı belirlenmesi için çalışmalar devam etmektedir.

Birinci seviye incelemesinde kolon veya perdelerin yalnız mukavemetleri göz önüne alınmaktadır. İkinci seviye incelemesinde ise yatay yük taşıyıcı elemanların hem mukavemet hem de düktiliteleri hesaba katılmaktadır. Bu incelemede yapının sismik endeksinin hesabında önemli bir rol oynayan E_0 alt endeksi, taşıma gücü ile hesaplanan C ve düktiliteli ifade eden F endekslerinin çarpılmasıyla hesaplanmaktadır. C ve F endeksleri yapının çerçeve veya perde-çerçeve sistemi oluşuna, kısa kolon bulunmasına bağlı olarak değişik bağıntılarla hesaplanır. Yapının taşıyıcı sisteminin planda ve kesitteki özellikleri bir parametre olarak her iki incelemede de göz önüne alınmaktadır. Elde edilen bu I_s endeksi I_{so} karşılaştırma endeksi ile kıyaslanır. Bu endeks ise

$$I_{so} = E_s \cdot Z \cdot G \cdot U \quad (2)$$

bağıntısıyla hesaplanır. Burada,

E_s : temel sismik karşılaştırma endeksi (birinci seviyede inceleme için 0.8 ve ikinci seviye için ise 0.6 alınmaktadır).

Z : bölge endeksi,

G : zemin endeksi (zemin-yapı etkileşimi, zemin büyütmesi veya arazi topografyası ile ilgili çarpan),

U : yapı önem endeksidir.

Binanın ilk elemeyi geçebilmesi için $I_s > I_{so}$ olmalıdır.

Ülkemizde de kullanılabilmesi için I_{so} endeksi için bazı değerler oluşturulabilmesi amacıyla bu çalışma yapılmıştır. Yöntemle ilgili daha önce bazı çalışmalar yapılmıştır [1,2]. Bu çalışmada ise 13 Mart 1992 Erzincan Depreminde bir bloğu çöken, diğer bloğunun zemin katı çöken ve üçüncü bloğu ağır hasar gören Askeri Hastanenin deprem güvenliği sismik endeks yöntemiyle incelenmiştir.

ASKERİ HASTANE BİNASININ YAPISAL ÖZELLİKLERİ

Bu çalışmada askeri hastanenin incelenen kısımları birbirinden dilatasyonlarla ayrılmış üç bloktur. Birinci blok olarak adlandırılan kısım deprem sırasında çöken kısımdır. İkinci blok olarak adlandırılan kısım ise zemin katı çökmüştür. Bu ikinci bloğa komşu olan aynı özellikteki blokta ise ağır hasar olmuştur. Bu bloklara ait tipik kat planları Şekil 1 ve 2 de gösterilmiştir.

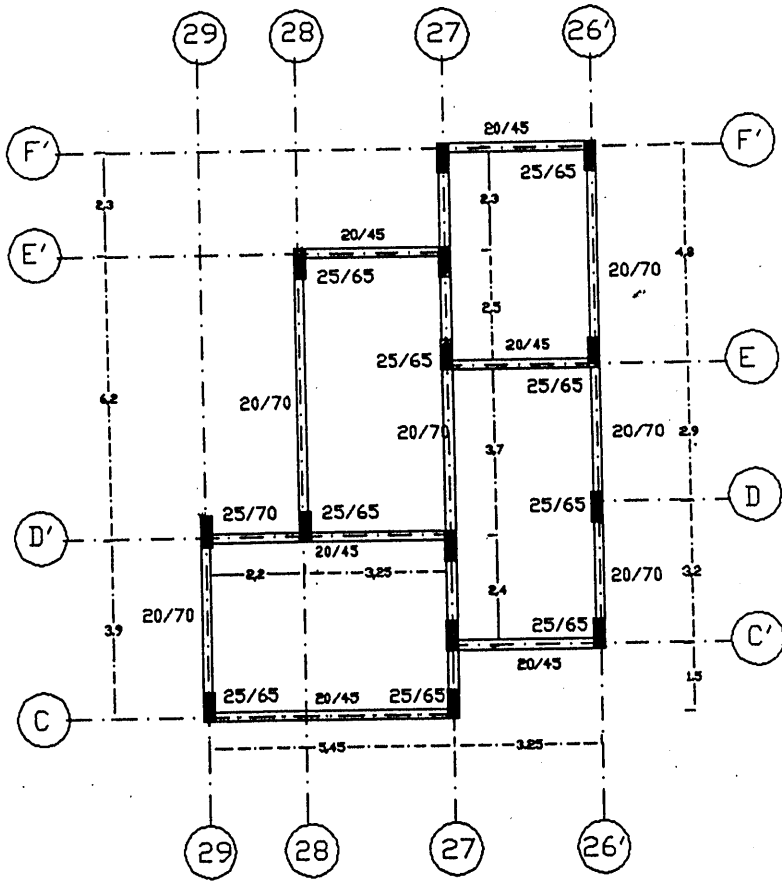
KAYNAKLAR

1. Boduroğlu, H. and Gerçek, M.(1990), " On the Evaluation of Seismic Safety and Strengthening of Existing Reinforced Concrete Buildings", Proceedings of the Ninth European Conference on Earthquake Engineering, Vol.1, pp.227-236, Moscow.
2. Boduroğlu, H., Gerçek,M.,Karadoğan, F., Yüksel,E.(1993) "Betonarme Yapıların Depreme Dayanıklılığının Belirlenmesinde Sismik Endeks Yönteminin Uygulanabilirliği", 2. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansında sunulmuş bildiri, İstanbul.
3. Ohkubo, M.(1991)"Current Japanese System on Seismic Capacity and Retrofit Techniques for Existing Reinforced Concrete Buildings and Post-Earthquake Damage Inspection and Restoration Techniques", Report No. SSRP-91/2, Department of Applied Mechanics and Engineering Sciences University of California, San Diego, La Jolla, California.

TEŞEKKÜR

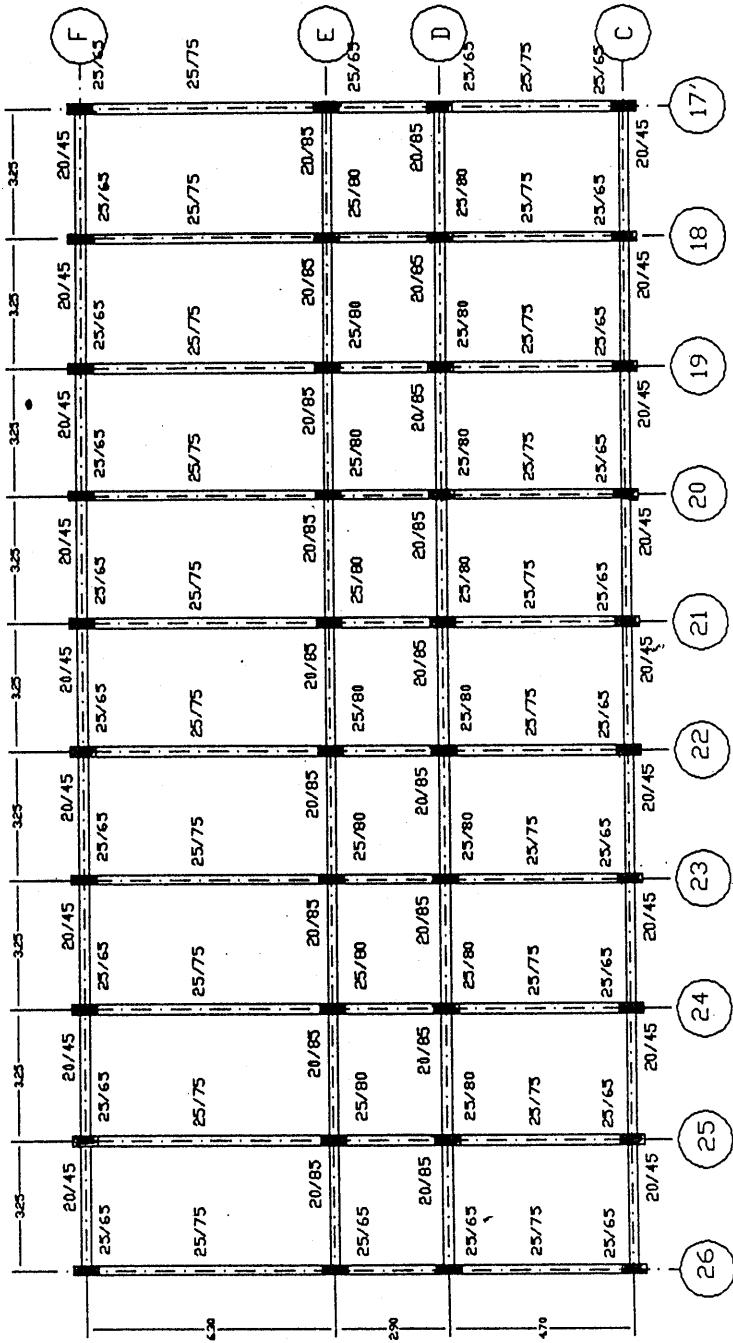
Bu çalışmanın gerçekleştirilmesi için askeri hastane ile ilgili mevcut projeler üzerinde çalışma olanağı sağlayan Milli Savunma Bakanlığı İnşaat Emlak Dairesi Başkanlığında görevli Sayın Albay Dr. Müh. Hüseyin Tekel'e teşekkürlerimizi sunarız.

1. BLOK 1.KAT



Şekil 1

2.BLOK 1.KAT



Şekil 2

Kolon	b	D	h _o	a _t	P _t	a _w	s	P _w	M/Q/d	N	σ _o	M _u	Q _{mu}	Q _{su}	cQ _u	M
Numarasi	cm	cm	cm	cm ²	%	cm ²	cm	%		kgf	kgf/cm ²	tcn	t	t	t	O D E
26' F'	40x25	40	25	235	3,08	0,31	0,28	17	0,000416	3	2242,5	163,1584	1,388582	5,04864	1,388582	B 3,20
27' F'	40x25	40	25	235	3,08	0,31	0,28	17	0,000416	3	4680	192,3089	1,636671	5,219265	1,636671	B 3,20
27' E'	40x25	40	25	235	3,08	0,31	0,28	17	0,000416	3	6045	208,2277	1,77215	5,314815	1,77215	B 3,20
28' E'	40x25	40	25	235	3,08	0,31	0,28	17	0,000416	3	7117,5	220,531	1,87686	5,38989	1,87686	B 3,20
26' E	40x25	40	25	235	3,08	0,31	0,28	17	0,000416	3	12090	275,2256	2,342346	5,737965	2,342346	B 3,20
27' E	40x25	40	25	235	3,08	0,31	0,28	17	0,000416	3	7507,5	224,9604	1,914557	5,41719	1,914557	B 3,20
26' D	40x25	40	25	235	3,08	0,31	0,28	17	0,000416	3	5947,5	207,1003	1,762555	5,30799	1,762555	B 3,20
27' D'	40x25	40	25	235	3,08	0,31	0,28	17	0,000416	3	2574	167,1774	1,422786	5,071845	1,422786	B 3,20
28' D'	40x25	40	25	235	3,08	0,31	0,28	17	0,000416	3	11926,5	273,4886	2,327563	5,72652	2,327563	B 3,20
29' D'	70x25	70	25	235	3,08	0,18	0,28	20	0,000202	3	11895	277,8909	2,365029	7,782413	2,365029	B 3,20
26' C'	40x25	40	25	235	3,08	0,31	0,28	17	0,000416	3	8221,5	233,008	1,983047	5,46717	1,983047	B 3,20
27' C'	40x25	40	25	235	3,08	0,31	0,28	17	0,000416	3	3120	173,7595	1,478804	5,110065	1,478804	B 3,20
27' C	40x25	40	25	235	3,08	0,31	0,28	17	0,000416	3	6376,5	212,0497	1,804678	5,33802	1,804678	B 3,20
29' C	40x25	40	25	235	3,08	0,31	0,28	17	0,000416	3	2452,5	165,7063	1,410267	5,06334	1,410267	B 3,20

ΣW = 92,196 TON

Sekil 3

1. BLOK

İNCELEME SEVİYESİ	İNCELEME YÖNÜ	İNCELENEN KAT	E _o	G	S _D	T	I _o
1.	X	4.NORMAL	0,551334	1,00	0,82	1,00	0,452535
		3.NORMAL	0,298639	"	0,82	"	0,245123
		2.NORMAL	0,336832	"	0,82	"	0,276472
		1.NORMAL	0,277886	"	0,82	"	0,228089
		ZEMİN	0,24701	"	0,82	"	0,202746
		BODRUM	0,340145	"	0,82	"	0,279191
	Y	4.NORMAL	0,78762	"	1,03	"	0,808098
		3.NORMAL	0,426627	"	1,03	"	0,43772
		2.NORMAL	0,310274	"	1,03	"	0,318342
		1.NORMAL	0,39698	"	1,03	"	0,407302
		ZEMİN	0,352871	"	1,03	"	0,362046
		BODRUM	0,485921	"	1,03	"	0,498555
2.	X	4.NORMAL	0,544358	"	0,90	"	0,490093
		3.NORMAL	0,396133	"	1,00	"	0,396272
		2.NORMAL	0,350882	"	0,90	"	0,315905
		1.NORMAL	0,384372	"	0,90	"	0,346056
		ZEMİN	0,385	"	1,00	"	0,385134
		BODRUM	0,5505	"	0,90	"	0,495624
	Y	4.NORMAL	0,966079	"	1,00	"	0,966417
		3.NORMAL	0,433071	"	1,11	"	0,481358
		2.NORMAL	0,240758	"	1,11	"	0,267603
		1.NORMAL	0,407823	"	1,00	"	0,407966
		ZEMİN	0,307279	"	1,11	"	0,34154
		BODRUM	0,45063	"	1,00	"	0,450788

Şekil 4

2.BLOK

İNCELEME SEVİYESİ	İNCELEME YÖNÜ	İNCELENEN KAT	E _o	G	S _D	T	I _o
1.	X	ÇATI	0,204	1,00	1,14	1,00	0,232594
		4.NORMAL	0,1737	"	1,20	"	0,208403
		3.NORMAL	0,1282	"	1,20	"	0,153806
		2.NORMAL	0,1634	"	1,20	"	0,196098
		1.NORMAL	0,1409	"	1,20	"	0,169087
		ZEMİN	0,1287	"	1,20	"	0,154485
		BODRUM	0,208	"	1,20	"	0,249652
	Y	ÇATI	0,204	"	0,97	"	0,198868
		4.NORMAL	0,2481	"	1,20	"	0,297719
		3.NORMAL	0,1831	"	1,20	"	0,219722
		2.NORMAL	0,1447	"	1,20	"	0,173608
		1.NORMAL	0,2013	"	1,20	"	0,241552
		ZEMİN	0,1839	"	1,20	"	0,220693
		BODRUM	0,2692	"	1,20	"	0,323051
2.	X	ÇATI	0,3508	"	0,95	"	0,332438
		4.NORMAL	0,2977	"	1,20	"	0,357274
		3.NORMAL	0,2214	"	1,20	"	0,265702
		2.NORMAL	0,1856	"	1,08	"	0,200477
		1.NORMAL	0,1557	"	1,20	"	0,186837
		ZEMİN	0,183	"	1,20	"	0,21964
		BODRUM	0,1835	"	1,20	"	0,220244
	Y	ÇATI	0,45	"	0,98	"	0,438919
		4.NORMAL	0,2561	"	1,20	"	0,307348
		3.NORMAL	0,1573	"	1,20	"	0,188796
		2.NORMAL	0,1515	"	1,08	"	0,163661
		1.NORMAL	0,2398	"	1,20	"	0,287719
		ZEMİN	0,2393	"	1,20	"	0,287117
		BODRUM	0,2916	"	1,20	"	0,349967

Şekil 5

THE BEHAVIOUR OF SOME PRECURSORS BEFORE
SOME STRONG EARTHQUAKES OCCURRED IN
ALBANIA AND SURROUNDING AREAS
ARNAVUTLUK VE ÇEVRESİNDE
BAZI BÜYÜK DEPREMLERDEN ÖNCE GÖRÜLEN BELİRTİLER

Veronika Peçi *

ABSTRACT

Based on the historical and instrumental data, we shall describe an attempt related to the earthquake April 15, 1979 $M_L=7.2$ in accordance with the seismic gap concept as second kind.

"b" coefficient variation according to Gutenberg-Richter's formula are presented for the period before some moderate earthquakes of Albania as the earthquake of November 16, 1982, $M_L=5.5$ (in the Central and Western part) and January 9, 1988, $M_L=5.4$ (in Tirana region). The variations of "b" coefficient are very significant before each event.

The alternation of V_p/V_s changes before and after the earthquake April 15, 1979 are shown for 245 foreshocks and aftershocks.

The identification of this anomaly before these strong earthquakes fit well with the studies of other authors for precursors before the earthquake of April 15, 1979 including the change of the Radon contents as well.

1. SEISMICITY QUIESCENCE AS A PRECURSORS PATTERNS

As known, earthquake prediction remain still a very difficult problem for complicated processes are related to this phenomena. But, the seismicity patterns and related observations are ones among many precursors for strong earthquakes.

Based on the historical and instrumental data for the period 1901 - 1970, $M>5.0$ (Balkan Map) and 1971-1978, $M>4.0$ of the area 41° - 43° N, 18° - 21° E (see fig. 1.a,b) it seems clear the drop of the seismicity in this area. According to some studies for various seismicity patterns before strong events which occurred or will probably occur in the studied area [Papazachos, B.C.1980] and to Mogi (1969) concept where gap of the second kind are associated with reduction in

1 Veronika PEÇI Seismological Center, Tirana, Albania

number of smaller magnitude earthquake [Marza,V.1981], we can say that the April 15, 1979 earthquake with $M_L=7.2$ is a seismic quiescence pattern, seismic gap of the second kind. It may be noted that this earthquake took place in the middle of this area (Kotor-Budva in Dalmat coast and Kepi i Rodonit in Albania), [Kociaj,S.1983].

According to studies for the seismicity of Balkan region, the magnitude of this earthquake is the same range with the maximum expected magnitude (6.5-7.0) for this area, [Fournier,D.A. 1979, Kociaj,S.1983, Papazachos,B.C.1992]. Some studies for the preseismic quiescence before large earthquakes have been reported too, [Karakaisis,G.F., etc. 1987; etc.]. So, we have accepted that the characteristic of the seismic pattern in the April 15, 1979 earthquake is in fair accordance with the concept for the seismic gap of the second kind [Mogi, 1969, Utsu, 1968, Marza, 1981].

The concept of the seismic quiescence are used in other our studies, as well as, in April 15, 1979 earthquake and November 30, 1967 with $M_L=6.6$. [Kociaj, S.1976,1983].

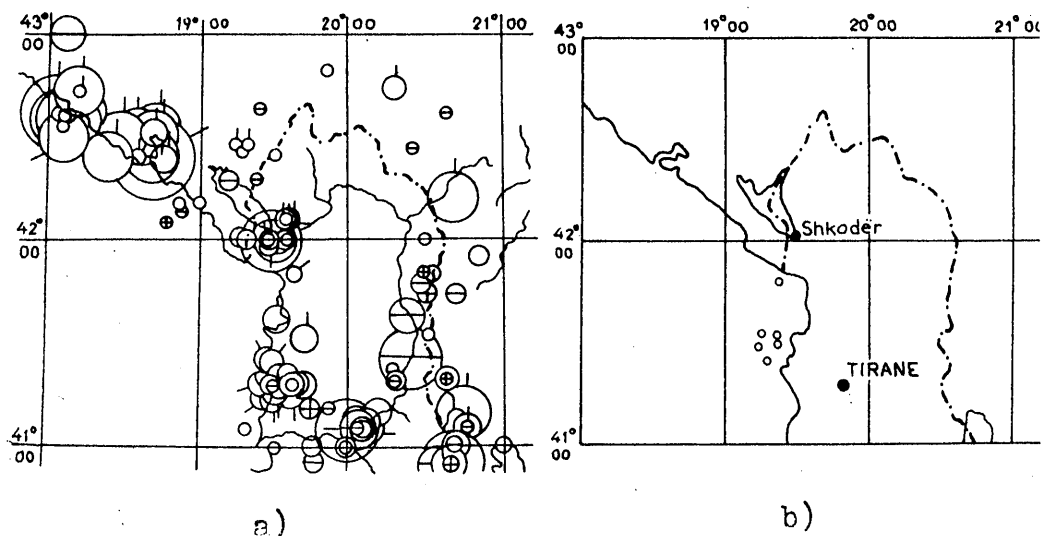


Fig.1 a,b. The distributions of the epicenters for
 41.0° - 39.0° N, 18.0° - 21° E, for period
a)1901-1970 ($M>5.0$) b)1971-1978 ($M>4.0$)

2. THE VARIATIONS OF "b" COEFFICIENT

We have mainly seen "b" coefficient variation according to Gutenberg-Richter's formula, which is considered as an important seismotectonic parameter and considered in more studies as an earthquake precursors as well as in April 15, 1979 earthquake [Kociaj, S. Peçi, V., 1983].

On November 16, 1982 an earthquake of $M_L = 5.5$ hit the departments of Fieri and Lushnja situated in the Central and Western part of Albania. The variation of "b" coefficient is studied about 2 years before this shock took place. The changes of this coefficient is very significant in this case. Before the earthquake took place it decreases and just at the eve of the shock takes its normal value [Peçi, V., etc. 1987].

Another earthquake with magnitude $M_L = 5.4$ occurred in Tirana zone on January 9, 1988. This event have been studied too, [Sulstarova, etc. 1988]. The variation of "b" coefficient in this earthquake is significant [Peçi, V. 1989]. In case to have a good assessment about the variations of "b" coefficient as an precursors, we have study too, the seismic activity for the area with coordinates $40.75^\circ - 41.75^\circ N$ and $19.25^\circ - 20.25^\circ E$ for the period 1976-1988. They estimated the catalogue to be complete and homogeneous for $M > 2.5$.

The earthquake of November 16, 1982 situated in the south part of this area. After this shock, the seismic activity concentrated in the north part, where on November 21, 1985 after tree years of the first earthquake another one occurred in Kepi i Rodonit zone with magnitude $M_L = 5.2$ (see fig.2). In the middle of this area, on January 9, 1988, exactly after tree years against an earthquake with magnitude $M_L = 5.4$ hit the Tirana zone. The variations of "b" coefficient for this area shows clear that, before the each shock took place it takes the lower value than the average of this parameter for hole our territory. In the eve of the shock, this value have tendency to grow up (see fig.3).

To relate this phenomena with the development of the seismic activity, we have show too, the seismic regime parameters for this area for the period more than ten years see fig.3, [Peçi, V. 1989]. In this situate we can say that, the variation of some parameters for the studied area, are very significant.

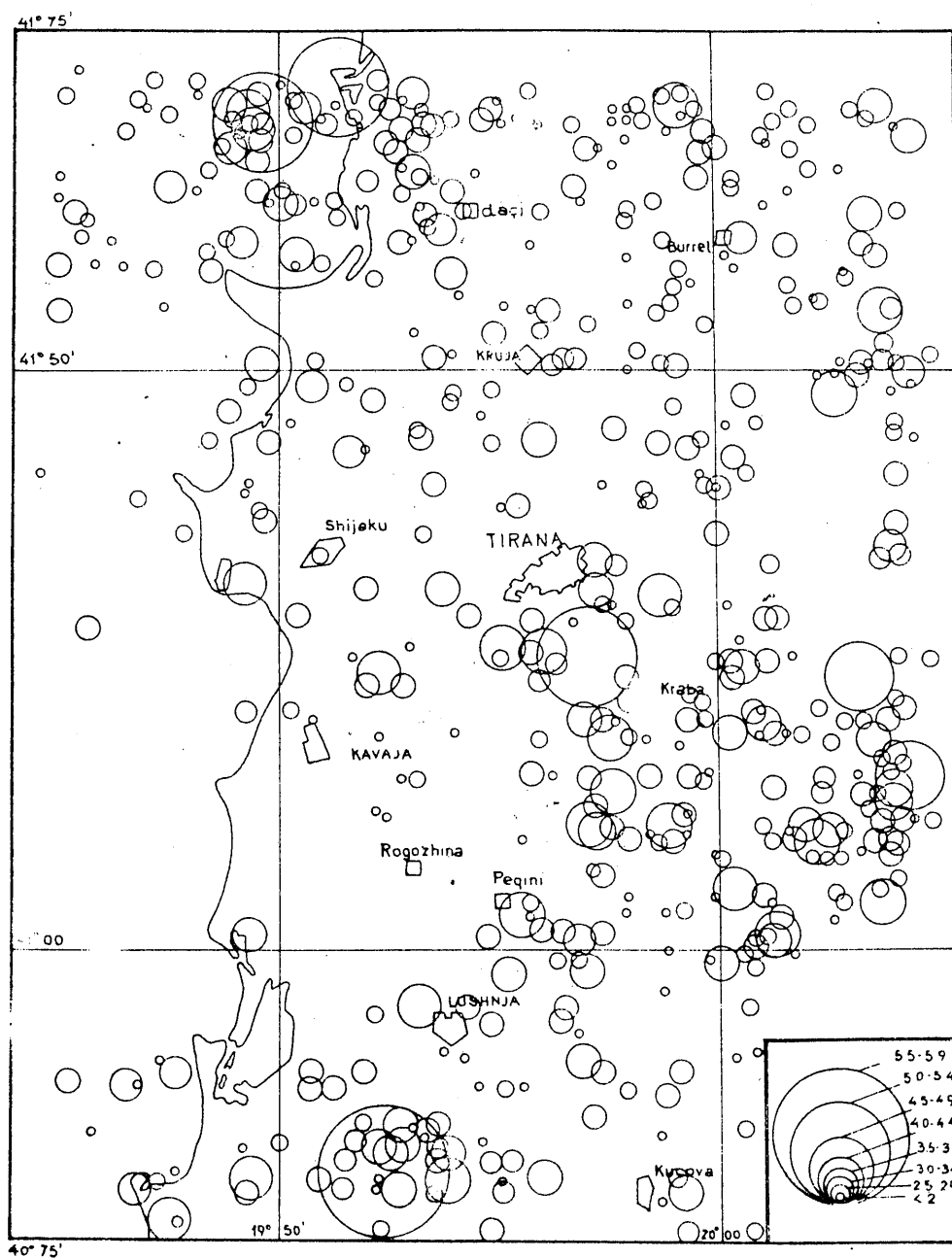


Fig.2 The distribution of the epicenters for 40.75° - 41.75° N, 19.25° - 20.25° E for period 1977-1988 ($M_L > 2.5$)

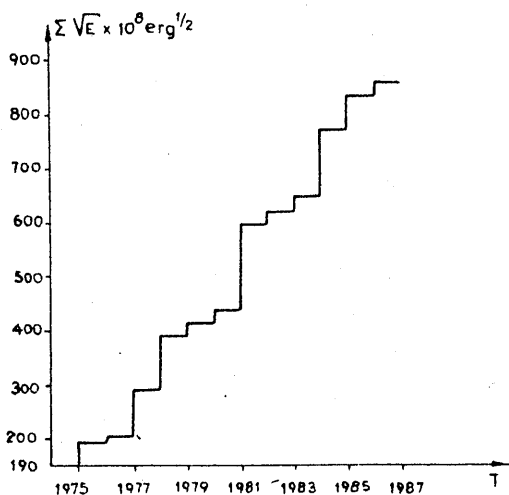
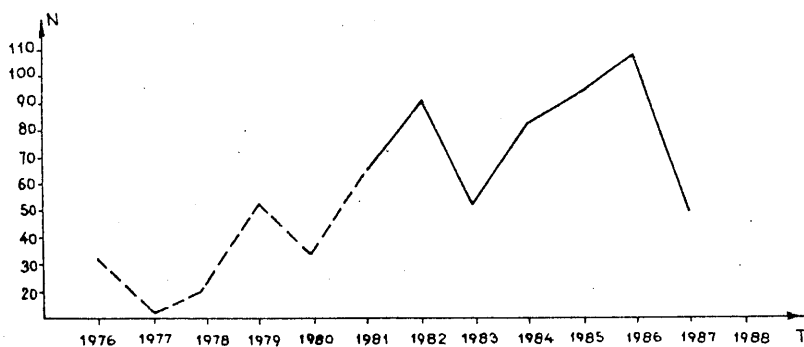
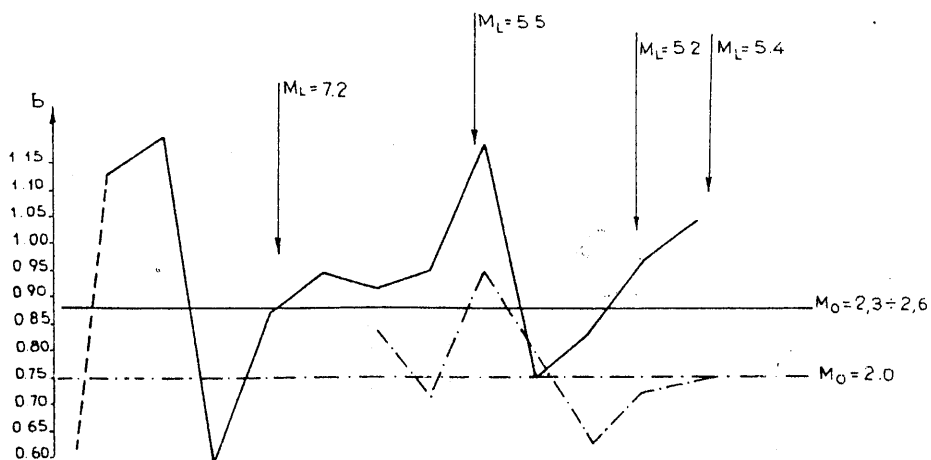


Fig.3 The variations of the seismic regime parameters for the zone
 40.75° - 41.75° N, 19.25° - 20.25° E

3. V_p/V_s IN THE APRIL 15, 1979 EARTHQUAKE ($M_L=7.2$)

According to many observations in world this ratio changes before strong earthquakes. This phenomena is related to the earthquake physical model but there is not found any acceptable solution for all opinions yet. However, efforts are still in course this ratio may estimate.

This ratio is studied only for April 15, 1979 earthquake considering 245 foreshocks and aftershocks recorded from 6 seismological stations of our network situated at the Eastern and Southeastern part of its focal zone. The evaluation is carried out making use of two methods (Wadat and Smith) [Peçi, etc., 1988]. This ratio calculated for a short period: January 1979 - 19 April 1979 (foreshocks and aftershocks of April 15, 1979 earthquake).

During January 30, 1979 - April 9, 1979 V_p/V_s is stable (1.92) but it doesn't mean that this value is its average one for the period before this strong earthquake (April 15, 1979) take place (fig.4). As we cannot estimate this ratio before this period, for we lack the necessary data, the variation of this ratio from its average value isn't known, but, therefore, there is noticed a tendency. From April 9 up to the eve of the main shock there is observed a decrease of this ratio, and then it takes its maximal value up to 2.1. Just at this time took place the earthquake ($M=7.2$).

The identification of the anomaly before of this strong earthquake fit well with some different studies [Sulstarova, E., 1983; Kociaj, S.1983; Peterschmitt, E.1983 etc.] for this earthquake, as well as with the anomalies of "b" coefficient, [Kociaj, S, Peçi. V. 1983], the alternations of V_p/V_s ratio [Peçi. V, 1990], with the anomalies in the Radon content of spring water of Warmbad Villach in Austria [Friedman, H. 1985] etc.

We show an attempt related with behaviour of some precursors before some strong earthquakes but, we are of the opinion that the studies of earthquake prediction need common efforts of all scientists.

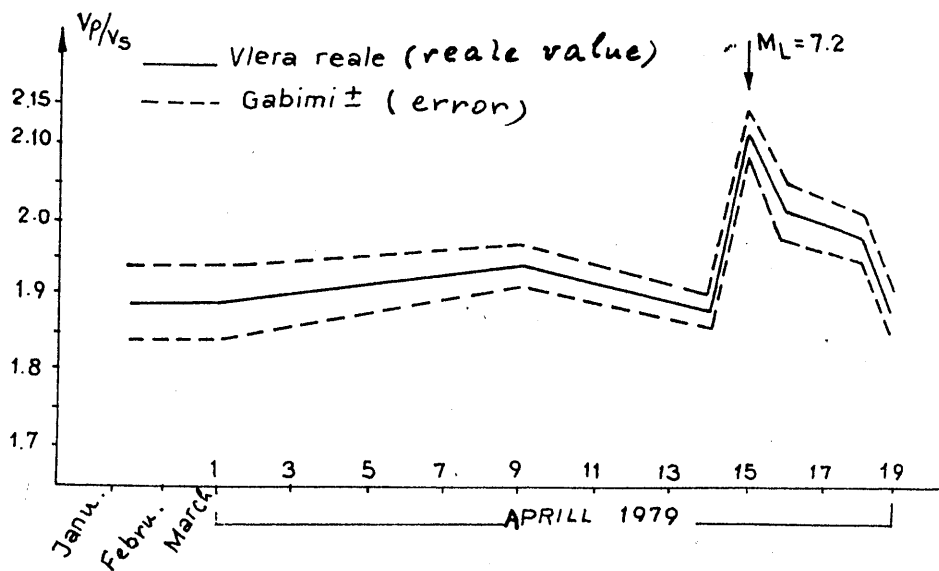


Fig.4 The V_p/V_s variation for April 1979 earthquake ($M_L=7.2$)

REFERENCES

1. Fournier d'Albe, E.M. 1983. Some aspects of earthquake risk management. - The earthquake of April 15, 1979. Shtepia botuse "8 Nentori", Tirane.
2. Friedman, H. 1985. Anomalies in the radon content of spring water as earthquake precursor phenomena. Earthquake Predict. Res. 3, 179-189.
3. Karakaisis, G.F., Panagiotopoulos, D.G., Krimniantou, M.Ch., Papazachos, B.C. 1987. Preseismic quiescence before large earthquakes in the Aegean and surrounding area. Annals Geophysical, 87/02 B, 155.
4. Kociaj, S., Peci, V., 1983. Disa vecori te paragoditjeve te termetit te 15 prillit 1979. - Termeti i 15 prillit 1979. Shtepia botuse "8 Nentori", Tirane.
5. Kociaj, S. 1976. Epiqendrat e termeteve te Shqipërise dhe rreziku sizmik. Disertacion per kerkimin e grades shkencore "Kandidat i Shkencave". Qendra Sizmologjike, Tirane.
6. Kociaj, S. 1983. Earthquake prediction and instrumentation. - Proceeding of a seminar held at the University of Thessaloniki, November 23-26, 1981, Thessaloniki.
7. Marza, V. 1981. Earthquake prediction: Seismicity quiescence as a premonitory pattern. Proceedings of the 2nd Inter. Symp. on the Analysis of Seismicity and Seismic Hazard. Liblice, Czechoslovakia, May 18-23, 1981.
8. Mogi, K. 1969 - Some feature of recent seismic activity in and near Japan (2). Activity before and after great earthquakes. Bull. Earthq. Res. Inst. Univ., Tokyo 47, 395-417.
9. Papazachos, B.C. 1980. Seismicity rates and long-term prediction in the Aegean area. Quaterniones Geodaesiae, 3, 171-190.
10. Papazachos, B.C. 1992. A time and Magnitude-predictable model for generation of shallow earthquakes in the Aegean area. Pageoph, Vol. 138, No. 2, p. 288-308.

11. Peci, V., Minxhozi, A. 1987 - Percaktimi i koeficientit "b" me shperndarjen kumulative sipas magnitudes per disa termete te vendit tone, Bul. Shk. Gjeologjike Nr.3, Tirane.
12. Peci, V., Minxhozi, A., Pitarka, A. 1988 - Mbi raportin e shpejtesive te valeve Vp/Vs per termetin e 15 prillit 1979, Bul. Shk. Gjeologjike Nr.4, Tirane.
13. Peci, V. 1989. Prirja afatmesme e aktivitetit sizmik ne disa zona te vendit tone. Disertacion per kerkimin e grades shkencore "Kandidat i Shkencave". Qendra Sizmologjike, Tirane.
14. Peterschmitt, E. 1983. The destructive earthquake of April 15, 1979 extension of the seismic activity. - The earthquake of April 15, 1979. Shtepia botuese "8 Nentori, Tirane.
15. Sulstarova E., Muco B., Peci V., Pitarka A. 1988 - January 9, 1988 earthquake, Tirana, Albania. Proceedings of XXI Assembly of ESC, 23-27 August 1988, Sofie, p.127-134.
16. Utsu, T. 1968. Seismic activity in Hokkaido and its vicinity. Geophys. Bull. Hokkaido Univ. 20, 51-75 (in Japan).

İSTANBUL YÖRESİ İÇİN DEPREM RİSKİ, SPEKTRUMLAR VE BU SPEKTRUMLARLA UYUMLU DEPREM İVME KAYITLARININ ÜRETİLMESİ

SEISMIC RISK ANALYSIS FOR İSTANBUL AND GENERATION OF SYNTHETIC EARTHQUAKE TIME HISTORIES COMPATIBLE WITH THE DESIGN SPECTRUM

Beyza Taşkın¹ , Zeki Hasgür²

SUMMARY

In the first part of this study, a seismic risk analysis for the structures, which will be projected in İstanbul is made. The peak ground acceleration value is used as the ground motion parameter and the probability of exceeding is calculated. For this, a 200x380 km² zone, which is bordered across 25.90°~31.05° Eastern meridians and 39.95°~41.35° Northern parallels is taken and the recent earthquake events taking place in the period 1901-1986 are collected.

After specifying the types of earthquake sources as point, line and circular sources, the next step is to calculate the probability distributions of these earthquake magnitudes and to establish Gutenberg-Richter recurrence relations of magnitudes and their frequencies in time. As the next step, the attenuation relationship offered by Esteva, Rosenblueth and Kanai is taken and the probability of the maximum ground acceleration to be greater than a specific value is obtained according to the assumption of the occurrence of earthquakes in time as a Poisson process. Using the tables offered by Katayama, İwasaki and Saeki, the predicted absolute acceleration response spectral amplitudes for given natural periods and damping factors are calculated and acceleration response spectra versus period curves are obtained for 5 and 15% annual exceeding probabilities and for two types of soil such as tertiary or older rock and diluvium with H>10m or alluvium with H<10m.

The concept of the second part of this study is to generate a time history, compatible with the design spectra. Following the method developed by Lilhanand and Tseng and also by Watabe and Hirasawa small corrective time history is added to the original time history at each step, then the original time history and the resultant maximum response can be approximately evaluated by the sum of maximum responses to the original and corrective time histories. As it is clear, the simulation of earthquake ground motions is made in time domain.

1979 Dursunbey earthquake's acceleration record of East-West component is used to apply this method for İstanbul in this study.

¹ Araş.Gör., İ.T.Ü., İnşaat Fakültesi, Maslak, İstanbul

² Doç.Dr., İ.T.Ü., İnşaat Fakültesi, Maslak, İstanbul

ÖZET

İstanbul ve yöresinin 1901-1985 arası 85 yıllık deprem geçmişi değerlendirilerek ilk aşamada Kuzey Anadolu Fay hattının batıya uzanan kuzey ve güneyindeki kollarının çizgisel kaynakları ile, Bursa ve Çanakkale dolayındaki nokta ve alan kaynakların İstanbul üzerindeki toplam etkisi Bayes'ci bir yaklaşımla incelenerek ve Esteve'ya ait azalım ilişkisi kullanılarak, belirli ivme düzeyleri için deprem risk değerleri elde edilmiştir.

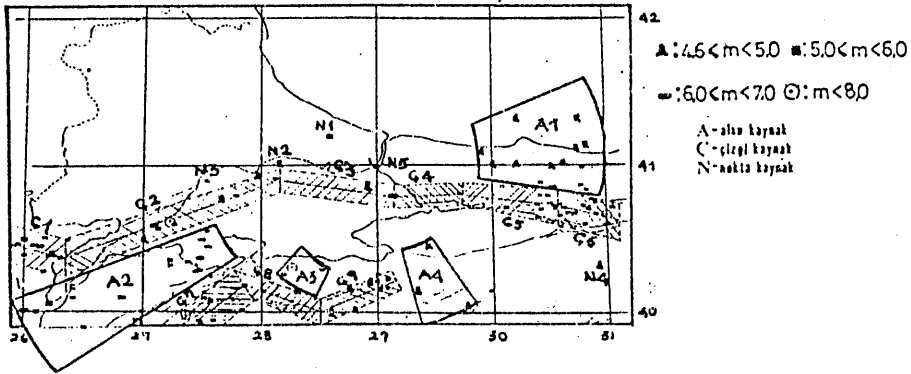
İkinci aşamada, Katayama yöntemiyle, kayalık ve sağlam zeminler için tasarım spektrumları, belirli periyotlarda, %5 ve %15 aşılma olasılığı için, %5 sönümlü ivme spektrum değerleri belirlenmiş ve bunlara düzleştirme uygulanak hedef spektrum değerlerine ulaşılmıştır.

Üçüncü adımda, hedef spektrumlarıyla uyumlu, zaman alanında ardışık yaklaşımla bir deprem verisinin, belirli periyot için zaman kaydında küçük artımlarla düzeltilmesini esas alan Lilhanand ve Tseng'in yöntemine koşut olarak deprem ivme kayıtlarının üretilmesine gidilmiştir.

İSTANBUL İÇİN SİSMİK RİSK ANALİZİ

İstanbul'u Etkileyen Kaynakların Belirlenmesi

İstanbul ve çevresinde inşa edilecek yapıların projelendirilmesinde gözönüne alınması gereken deprem tehlikesinin niceliksel olarak belirlenmesi doğrultusunda, sismik risk analizi yapabilmek için 25.90° ~ 31.05° Doğu boylamları ile 39.95° ~ 41.35° Kuzey enlemleri arası yaklaşık 200×300 km² lik bir alan belirlenmiştir. Bu bölgede 1901-1986 yılları arası meydana gelmiş geçmiş depremler, adetleri, odak derinlikleri ve manyitüd değerleri toplanmıştır. Daha sonra tüm veriler, İstanbul bölge haritası üzerine işlenmiş ve kaynak tipleri belirlenmiştir. Bu çalışmada manyitüd değerinin alt sınırının 4.6 olarak belirlendiği de göz önünde tutularak, sonuçta 5 adet nokta, 9 adet çizgi ve 4 adet alan kaynak tespit edilmiştir (Şekil.1).



Şekil.1-İstanbul bölgesindeki deprem kaynak tipleri

Manyitüd-Sıklık İlişkisinin Belirlenmesi

Manyitüd-Sıklık ilişkisinin belirlenmesi için, tüm nokta, çizgi ve alan kaynaklarda meydana gelmiş depremler alınarak , yıllara göre en büyük manyitüd değerleri M_{max} , ortalama odak derinlikleri c , merkeze olan uzaklıkları R ve birim zamandaki (1 yıl) ortalama deprem sayıları ν elde edilmiş ve bu verilere Gumbel'in [1] geliştirmiş olduğu extrem değerler metodu uygulanarak regresyon analizleri yapılmıştır. Buna göre yıllık maksimum şiddetli deprem manyitüdlерinin dağılımı;,,

$$G(M) = e^{-\alpha \exp(-\beta M)} \quad (1)$$

bağıntısıyla hesaplanmaktadır. Deprem manyitüdü M 'yi, bir yıldaki tüm depremlerin adedi N 'ye bağlayan;

$$\log N = a - bM \quad (2)$$

bağıntısı aynı amaçla Gutenberg-Richter tarafından [2] geliştirilmiştir. Burada;

$G(M)$: Bir yılda manyitüdü M 'den büyük depremlerin aşılma olasılığı,

M : Deprem manyitüdü

N : Manyitüdü M veya daha büyük depremlerin bir yıldaki sayısı

α, β : Sırasıyla bir bölgede oluşacak depremlerin toplam sayısına ve bölgenin tektonik yapısına ilişkin bilgileri yansıtan regresyon katsayılarıdır.

(1) ve (2) bağıntıları arasındaki matematiksel ifade ise;

$$\alpha = 10^a \quad ; \quad \beta = b \cdot \ln 10 \quad (3)$$

$$N = \alpha \cdot e^{-\beta M} \quad (4)$$

şeklindeir. Buna göre (2) bağıntısındaki regresyon katsayıları çeşitli kaynak grupları için hesaplanmıştır. Manyitüd-Sıklık ilişkileri doğrusal, ikili doğrusal ve parabolik tipte ifadelerle oluşturulabilir [3]. Bu çalışmada ise Tezcan, Acar ve Çivi [4]; Hasgür [5] ve Numanoğlu'nun [6] çalışmalarında olduğu gibi doğrusal manyitüd-sıklık ilişkisi alınmıştır ve sadece Kuzey Anadolu Fay Hattı ve bunun kuzeyindeki kaynakların etkilerinin sonuçlarından bahsedilecektir. Deprem olmayan yıllar için M_{min} değeri ile bir sonraki yılın deprem manyitüdünün aritmetik ortalaması alınarak yapılan hesaplar Tablo.1.'de görölmektedir.

Tüm bu hesaplar bir yıldaki maksimum depremler yerine, kendilerini T_r yılda tekrarlayan depremler için yapılırsa (4) bağıntısının ;

$$N = \alpha \cdot T_r \cdot e^{-\beta M} = -\ln G = -\ln(e^{-\alpha T_r \exp(-\beta M)}) \quad (5)$$

şekline dönüşeceği görölmektedir.

Diğer yandan ekonomik ömrü T_d yıl olan yapıların ömürleri boyunca karşılaşılabilecekleri M veya daha büyük manyitüdlü depremlerin meydana gelme ihtimalleri;

$$R_d = 1 - e^{-\alpha T_d \exp(-\beta M)} \dots (6)$$

Tablo.1-40.5° Enlemi kuzeyindeki depremlerin regresyon analizleri

M	J	$T \cdot y/(n+1)$	$G(M)$	$N = -\ln(G)$	$\log(N)$
4.6	21	0.25	0.25	1.386	0.142
4.7	13	0.16	0.41	0.892	-0.050
4.8	7	0.08	0.49	0.713	-0.147
4.9	2	0.02	0.51	0.673	0.172
5.0	6	0.07	0.58	0.545	0.264
5.1	10	0.12	0.70	0.357	-0.447
5.3	2	0.02	0.72	0.329	-0.483
5.4	1	0.01	0.73	0.315	-0.502
5.5	6	0.07	0.80	0.223	0.652
5.6	2	0.02	0.82	0.198	-0.703
5.7	5	0.06	0.88	0.128	0.893
6.0	4	0.05	0.93	0.073	1.137
6.3	1	0.01	0.94	0.062	-1.208
6.6	1	0.01	0.95	0.051	-1.292
6.7	1	0.01	0.96	0.041	-1.387
6.8	1	0.01	0.97	0.030	-1.523
7.1	1	0.01	0.98	0.020	-1.699
7.3	1	0.01	0.99	0.010	-2.000
a	b	R(%)	$\beta = b \ln 10$	$\alpha = 10^a$	
3.043	0.674	98	1.552	1104.03	

ifadesiyle elde edilir. Bu ifadeler, tekrarlanma periyodu T_r yıl olan bir deprem için düzenlenir ve ifadede üstel fonksiyon serisinin ikinci ve daha üst dereceli terimleri ihmal edilirse;

$$R_d = 1 - (1 - R_1)^{T_d} \dots (7)$$

bağıntısına ulaşılır. Burada R_1 , yıllık risk değerini göstermektedir. Dolayısıyla İstanbul için çeşitli yıllık risk ve tekrarlanma periyodlarına karşılık alınmış 30,50,75 ve 100 yıllık yapı ömürlerine denk düşen risk değerleri hesaplanarak Tablo.2'de gösterilmiştir.

Tablo.2-Ekonomik Ömrü T_d Yıl Olan Yapılardaki Riskler

	Normal Yarılar : R= %15		T _r =6.67 yıl : M=5.69	
Rd	Ekonomik Ömür (T _d)			
	30 yıl	50 yıl	75 yıl	100 yıl
	0.992	0.999	1.000	1.000
	Normal Yarılar : R= %10		T _r =10 yıl : M=5.26	
Rd	Ekonomik Ömür (T _d)			
	30 yıl	50 yıl	75 yıl	100 yıl
	0.96	0.99	1.00	1.00
	Önemli Yarılar : R= %5		T _r =20 yıl : M=6.43	
Rd	Ekonomik Ömür (T _d)			
	30 yıl	50 yıl	75 yıl	100 yıl
	0.79	0.92	0.98	0.99
	Çok Önemli Yarılar : R= %1		T _r =100 yıl : M=7.48	
Rd	Ekonomik Ömür (T _d)			
	30 yıl	50 yıl	75 yıl	100 yıl
	0.26	0.40	0.53	0.63
	Nükleer Santraller : R= %0.5		T _r =200 yıl : M=7.93	
Rd	Ekonomik Ömür (T _d)			
	30 yıl	50 yıl	75 yıl	100 yıl
	0.14	0.22	0.31	0.39

Azalm İlişkisinin Belirlenmesi

Azalm ilişkileri, kuvvetli zemin hareketini, deprem kaynağı, boyutu, yayıldığı ortam ve yerel zemin koşullarını karakterize eden parametrelerin temsilcisi olarak en uygun ve gözlemsel yolla çıkarılan işlevlerdir [7]. Bu anlamda, M=m manyitüdlü bir

uygun ve gözlemsel yolla çıkarılan işlevlerdir [7]. Bu anlamda, $M=m$ manyitüdlü bir depremin, $R=r$ odak uzaklığındaki yeryüzünün bir noktasında yaratacağı en büyük zemin hareketi parametresi, Esteva, Rosenblueth ve Kanai tarafından [8] önerilen;

$$y=b_1 \cdot e^{b_2 \cdot M} \cdot (r+c)^{-b_3} \dots (8)$$

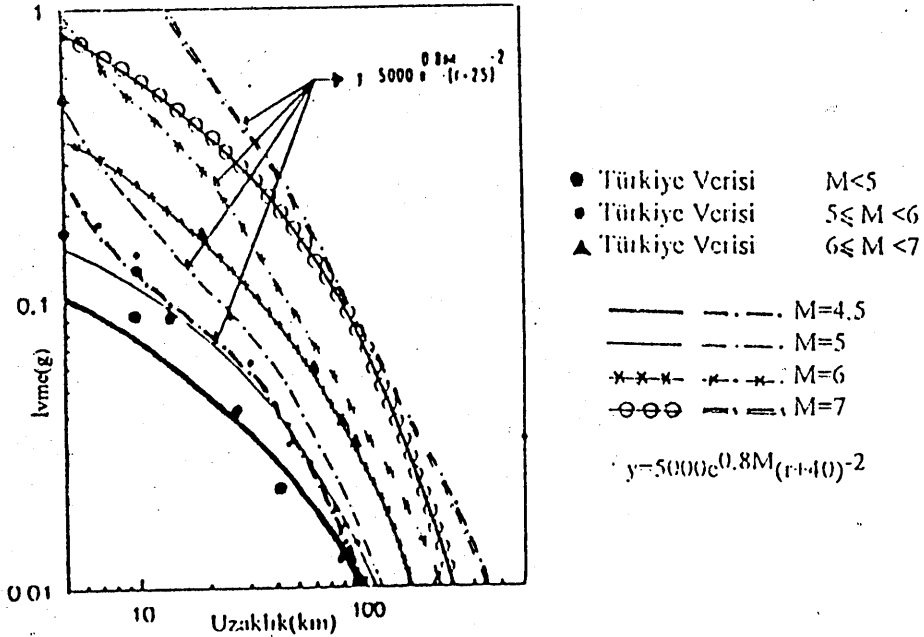
olarak benimsenmiş ve çalışmada gözlemsel sabitler Türkiye verisine uygun tutulmak suretiyle;

$$y=5000 \cdot e^{0.8M} \cdot (r+25)^{-2} \dots (9)$$

ilişkisine ulaşılmıştır. Bu ifade, Shah ve diğerlerinin 1975 yılında önermiş olduğu;

$$y=5000 \cdot e^{0.8M} \cdot (r+40)^{-2} \dots (10)$$

ifadesine oldukça yakındır. Bu çalışmada c gözlemsel sabitinin 25 alınmasının sebebi, İstanbul için incelenen deprem kaynaklarının sığ odaklı olmasıdır. (9) ilişkisinin Türkiye ölçümlerine [9] olan uygunluğu ise Şekil.2'de görülmektedir.



Şekil.2-Azalışım İlişkisi - Türkiye verisi

Genel Sismik Risk Analizi

Depremlerin zamana göre oluşumları rastgele bir işleyim olarak alınmaktadır [10,11,12]. Bu çalışmada, geçmişte gözlenen depremlerle ilgili verilere dayanarak İstanbul için gelecekte beklenebilecek yer sarsıntılarının genliğinin önkestiminde Poisson modeli esas alınmıştır. Diğer bir deyişle herhangi bir anda olabilecek

depremin geçmiş ve gelecek depremlerle etkileşim içerisinde olmadığı kabul edilerek, t zaman diliminde, $M > M_0$ manyitüdü N sayıda deprem olma olasılığı;

$$\Pr(N=n|v,t)=e^{-\lambda t} \cdot (\lambda t)^n / n! \dots (11)$$

dağılımı hesaplara esas tutulmuştur. İstanbul'u çevreleyen etkin sismik kaynaklar saptandıktan sonraki aşama bu kaynakların yaratacağı en büyük zemin ivmesinin belirlenecek bir zemin ivme değerini aşma olasılığını saptamaktır. Bu olasılık;

$$\Pr(Y>y)=1-F_Y(y)=1-\exp\left[-\sum_{i=1}^S p_{yi}\right] \dots (12)$$

ifadesiyle hesaplanmaktadır. Burada;

s : Sismik Kaynak sayısı,

v_i : i sayılı kaynaktaki olacak depremlerin yıllık ortalama sayısı,

p_{yi} : i.kaynaktaki en büyük zemin ivmesinin belirlenmiş bir y değerini aşma olasılığı,

Y : En büyük zemin ivmesi rassal değişkeni,

y : Mukayese edilen belirli ivme değeridir.

(9),(11) ve (12) nolu bağıntılar ışığı altında Yüccemen tarafından [7] hazırlanmış "Sismik Risk Analizi" adlı program kullanılarak $\Pr(Y>y)$ olasılıkları hesaplanabilmektedir.

İstanbul için belirlenmiş kaynaklarda yıllık sismik risk değerleri program yardımıyla 5;10;20;50;100;150;200;250;300;350;400;450;500;550;600;650 cm/sn² ivme düzeylerine karşılık hesaplanmış ayrıca karşılaştırma yapılabilmesi için çeşitli kaynak gruplarının ayrı ayrı etkileride hesaplanmıştır [13]. Daha sonra İstanbul bölgesinde yıllık deprem riskleri sırasıyla önemli ve normal yapılarıdaki risklere karşı gelmek üzere 6.43 ve 5.69 manyitüdüleri için ivme davranış spektrum eğrileri, %5 ve %15 aşılma olasılıkları altında Katayama ve diğerleri [14] tarafından geliştirilen metod ile elde edilmiştir. Bu yöntemle göre;

$$SA=\alpha \cdot f_m(T,h) \cdot f_d(T,h) \cdot f_s(T,h) \dots (13)$$

şeklinde hesaplanmaktadır. Burada;

α : Ortalama değerlerin aşılma olasılığına bağlı katsayı,

f_m : Manyitüde bağlı faktör,

f_d : Deprem odağına uzaklık faktörü,

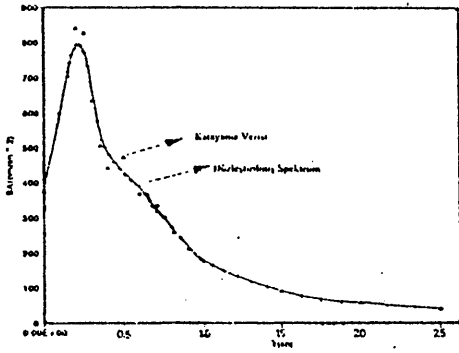
f_s : Zemin cinsi faktörü,

T : Tek serbestlik dereceli sistemin doğal periyodu (sn),

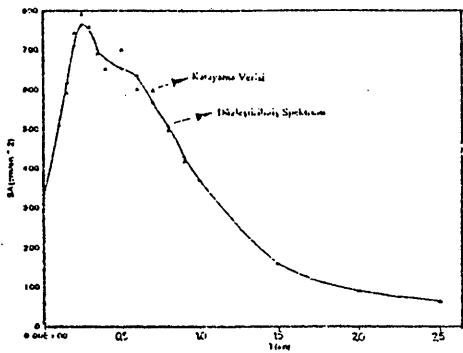
h : Tek serbestlik dereceli sistemin sönümü (=0.05),

SA: İvme davranış spektrumudur.

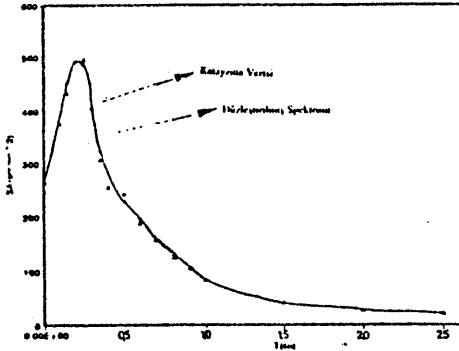
Bu çalışmada, deprem odağına uzaklık faktörü en yakın kaynağın İstanbul'a uzaklığının 19 km olarak hesaplanma sonucu tablolardan okunmuştur. Kayalık ve sağlam olmak üzere iki ayrı tipteki zemin cinsi için hesaplanan ivme davranış spektrumlarının, düzleştirme (smoothing) işlemi sonucundaki değerleri Şekil.3,4,5,6'da görülmektedir.



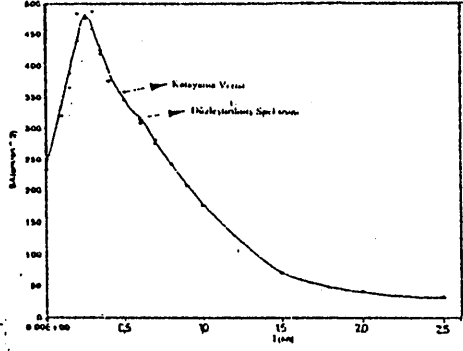
Şekil.3-%4.5 Açılma Olasılığı İçin Kayalık Zeminler İvme Spektrumu



Şekil.4-%4.5 Açılma Olasılığı İçin Sağlam Zeminler İvme Spektrumu



Şekil.5-%15 Açılma Olasılığı İçin Kayalık Zeminler İvme Spektrumu



Şekil.6-%15 Açılma Olasılığı İçin Sağlam Zeminler İvme Spektrumu

İSTANBUL İÇİN BELİRLENEN HEDEF SPEKTRUMLARINA UYGUN YAPAY DEPREM İVME KAYDI ÜRETİLMESİ

Uygulanacak Yöntem

Bu bölümde, Lilhanand ve Tseng [15] tarafından geliştirilmiş olan ve zaman alanında çok sönümlü karşılık spektrumuna uyumlu yapay deprem ivmesi üretilmesi amaçlanmıştır. Zaman alanında yapay deprem ivmesi üretilmesi, Watabe ve Hirasawa tarafından önerilen karşılık spektrumunun oluştuğu anan zaman geçmişi üzerinde yapılacak küçük ivme zaman kaydının eklenmesi ile bozulmayacağı sonucu doğrultusunda gerçekleştirilmiştir [16]. İvme spektrumu değerindeki küçük bir değişim $\delta R(\omega_i; \beta_k)$, başlangıçtaki ivme kaydı $a(t)$, üzerinde $\delta a(t)$ büyüklüğündeki küçük ayarlama ile i 'inci doğal frekans ve k 'inci sönüm için;

$$\delta R_{ik} = \delta R(\omega_i; \beta_k) = \int_0^{t_i} \delta a(t) \cdot h_{ik}(t_i - \tau) d\tau \dots (14)$$

ilişkisi içerisinde. Burada;

ω_i : Spektral frekans,

β_k : Spektral sönüm

$h_{ik}(t)$: w_i frekanslı, β_k sönümlü tek serbestlik dereceli sistemin birim impuls ivme fonksiyonu

t_i : Deprem süresi,

τ : Zaman aralığıdır.

(14) nolu ifadede, belirli olan $\delta R(\omega_i; \beta_k)$ değeri için b_{jl} çözülerek;

$$\delta a(t) = \sum_j \sum_i^{M N} b_{jl} \cdot f_{jl}(t) \dots (15)$$

bağıntısıyla hesaplanan $\delta a(t)$ değerlerine ulaşılır. Burada $\delta a(t)$ 'nin $M \times N$ boyutundaki lineer kombinasyonundan ve birbirinden bağımsız $f_{jl}(t)$ fonksiyonlarından oluştuğu kabul edilmiştir. Dolayısıyla;

$$\delta R_{ik} = \int_0^{t_i} h_{ik}(t_i - \tau) \cdot f_{jl}(\tau) \cdot \sum_j \sum_i^{M N} b_{jl} d\tau \dots (16)$$

haline gelir. $f_{jl}(t)$ 'nin h_{ik} 'ya eşit bir fonksiyon olarak seçilmesi ve δR_{ik} ifadesinde;

$$C_{ijkl} = \int_0^{t_i} h_{ik}(t_i - \tau) \cdot f_{jl}(\tau) d\tau \quad (17)$$

alınmasıyla;

$$C_{ijkl} = \int_0^{t_i} h_{ik}(t_i - \tau) \cdot h_{jl}(t_j - \tau) d\tau \quad (18)$$

ifadesine ulaşılır. Dolayısıyla (16) bağıntısı;

$$\delta R_{ik} = \sum_j \sum_i^{M N} C_{ijkl} \cdot b_{jl} \dots (19)$$

haline dönüşür. (19) nolu ifadede bilinmeyen b_{jl} çözülerek (15) nolu bağıntıdan $\delta a(t)$ değerleri çözülür. Bu $\delta a(t)$ değerleri, başlangıç ivme değerleri üzerine eklenerek, hedef spektrumuyla uyumlu deprem ivme değerlerine adım adım yaklaşılar ve sonuç deprem ivme değerleri $a(t)$;

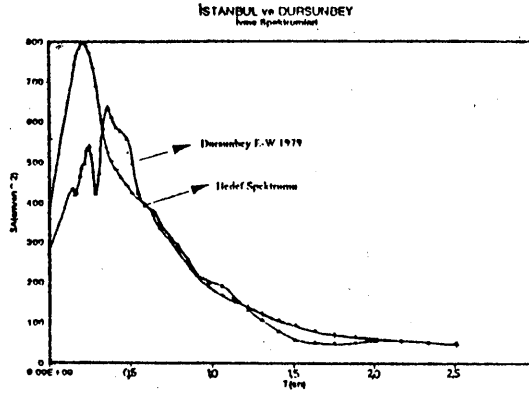
$$a_i(t) = a_{i-1}(t) + \delta a_{i-1}(t) \quad (20)$$

ile elde edilir. İterasyon adımlarının çokluğu gözönünde tutularak, işlem kolaylığı sağlamak amacıyla BENDEP adlı bir bilgisayar programı [13] geliştirilmiştir.

Dursunbey (1979) Depremi İle Uygulama Örneği

Çalışmada bahsedilen yöntemin ışığı altında, 1979 Dursunbey depremi Doğu-Batı bileşeni ivme kayıtları temin edilmiş ve ilk etapta %5 aşılma olasılığı altında kayalık zeminlerdeki İstanbul ivme spektrumu alınarak benzetme işleminde kullanılmıştır.

İlk aşama olarak Dursunbey depreminin ivme karşılık spektrumu ve en büyük ivme değerlerinin olduğu andaki deprem süreleri hesaplanmış ve İstanbul ivme spektrumu ile arasındaki δR_{ik} farkları bulunmuştur (Şekil.7).



Şekil.7-İstanbul ve Dursunbey İvme Karşılık Spektrumları

Diğer yandan, iki spektrum arasındaki farkların özellikle küçük peryodlarda oldukça fazla olmasından dolayı δR_{ik} ve $\delta a(t)$ değerleri sınırlandırılmış ayrıca iraksamalara engel olmak için ivme değerleri Hasgür'ün [17] çalışmasında önerdiği gibi manyitüdü 6~7 arasındaki B tipi depremlere uygun bir zarf fonksiyonu ile çarpılmıştır.

Bu şekilde elde edilmiş olan ivme kayı kullanılarak iterasyon yapılmıştır. İterasyona özellikle büyük peryodlarda sağlanan yaklaşım sonucunda son verilmiştir. Ancak küçük peryodlar için yaklaşımın hızlı olduğu söylenemez.

SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Açıklanmış olan çalışma ve araştırmalara dayanarak çıkarılan sonuç ve öneriler aşağıda sıralanmıştır.

- İstanbul ve çevresinde en sık olan yıllık deprem manyitüdü 4.51 dir.Aynı bölgede yıllık maksimum deprem manyitüdülerinin ortalaması 5.24 dür.Bu yörede, 85 yıllık bir peryotta meydana gelmesi beklenen en büyük deprem manyitüdü 7.38 dir. Çalışmamıza temel olan 1901-1986 yılları arasında bu manyitüde en yakın değer 09.08.1912 tarihli ve 7.3 manyitüdü Mürefte depremi olduğu gözönüne alınmalıdır. [4] nolu kaynaktaki araştırmacıların çalışmalarına göre aynı sonuçlar sırasıyla 4.13, 4.99 ve 7.79 olarak bulunmuştur.

Ancak burada üzerinde durulması gereken bir nokta Richter tarafından önerilen doğrusal manyitüdü-sıklık ilişkisinin küçük ve orta manyitüdü depremlerin sıklığında oldukça yakın tahminlerin yapılmasına imkan vermesiyle beraber, yüksek manyitüdü depremlerin ($M > 7$) oluş sıklığı hakkında yüksek sonuçlar vermesidir.

- İstanbul yöresinde yapılacak normal yapılar için, kayalık zeminlerde 265 cm/sn^2 ($=0.27g$), sağlam zeminlerde 235 cm/sn^2 ($=0.24g$)'lik bir deprem ivmesi gözönüne alınmalıdır.Bu değer önemli yapılar için sırasıyla 375 cm/sn^2 ($=0.38g$) ve 325 cm/sn^2

(=0.33g) olmalıdır. [4] nolu kaynaktaki ise %10 yıllık risk için kaya yüzeyde 0.23g önerilirken %5 yıllık risk için bu değer 0.26g mertebesinde. [9] nolu kaynağa göre araştırmacıların yapmış olduğu çalışmalar sonucunda 50 yıllık ekonomik ömre sahip yapıların, 475 yıllık tekerrür aralığına denk düşen sert zemin yer ivme değerleri 29° DB-41°KE için yaklaşık olarak 0.42g civarında olduğu görülmüştür.

- İstanbul yöresi için bu çalışmada önerilen azalım ilişkisinin Türkiye verisine oldukça uyum sağladığı görülmekle beraber, yerel verilerin azlığından dolayı bu bölge özelinde çıkarılmış bir azalım ilişkisi olmadığı dikkate alınmalıdır.

Zaman alanında çok sönümlü karşılık spektrumlarıyla uyumlu yapay deprem ivme kaydı üretilmesi için çalışmada kullanılan yöntemde şunlar göze çarpmıştır.

- Hedef spektrumu ile uygulanan depremin karşılık spektrumu arasındaki δR_{ik} farklarının büyüklüğü yaklaşımı olumsuz etkilemektedir.

- Kullanılan yöntem ile ivme spektrumu üzerindeki yaklaşımla, uzun peryotlarda tam yakınsama sağlanmıştır.

- Hız yada yerdeğiştirme spektrumları sözde spektrum olarak hesaplanıp, ardışık yaklaşımın hızı ve yaklaşım miktarı bunlar için denenmelidir.

KAYNAKLAR

- [1] Gumbel, E.J., Ekstermlerin İstatistiği, Colombia Un.Press, N.Y., U.S.A., (İngilizce).
- [2] Gutenberg, B., Richter, C.F. " Deprem Manyitüdü, Şiddeti, Enerjisi ve İvmesi " Bull. Seis. Soc. of America, Vol:32, No:3, (İngilizce).
- [3] Gürpınar, A., (1977) , Deprem Mühendisliğine Giriş, T.C. İmar ve İskan Bak. DAE Başk., Ankara.
- [4] Tezcan, S., Acar, Y., Çivi, A., (1991) "İstanbul İçin Deprem Riski Analizi" İst. ve Dep. Semp., IMO İst. Şb., 97-120.
- [5] Hasgür, Z., (1991) "İstanbul ve Çevresindeki Yapılarda Beklenen Deprem Kuvvetleri" İst. ve Dep. Semp., IMO İst. Şb., 138-154.
- [6] Numanoğlu, B., (1978) "Batı Anadolu'nun Deprem Riski Analizi" DAE Bülteni, No:21.
- [7] Yüçemen, S., (1982) , Sismik Risk Analizi, O.D.T.Ü. İdari İl. Fak., No:41.
- [8] Esteva, L., (1969) "Sismisite Tahmini: Bayes'ci Bir Yaklaşım" Proc. 4th World Conf. on Earth. Eng., Santiago, Chile, (İngilizce).
- [9] Gülkan, P., Koçyiğit, A., Yüçemen, S., Doyuran, V., Başöz, N., (1993), En Son Verilere Göre Hazırlanan Türkiye Deprem Bölgeleri Haritası , O.D.T.Ü., D.M.A.M. Rapor No:93-01
- [10] Clough, R.W., Penzien, J., (1993), Yapı Dinamiği, Mc Graw Hill, 2nd Ed., NY, USA, (İng.).
- [11] Papoulis, A., (1965), Olasılık, Rassal Değişkenler ve Stokastik Yöntemler, Mc Graw Hill, NY, USA, (İngilizce).
- [12] Yang, C. Y., (1986), Yapıların Rastgele Titreşimi, Un. of Delaware, John Wiley-Interscience Pub., Vol:1, (İngilizce).
- [13] Taşkın, B., (1994), İstanbul ve Çevresi İçin Sismik Risk Analizi ve Hedef Spektrumuna Uygun Yapay Deprem İvme Kaydı Üretilmesi, İ.T.Ü. Fen Bil. Enst.
- [14] Katayama, T., Iwasaki, T., Saeki, M., (1977) "Verilmiş Deprem Manyitüdü, Odak Uzaklığı ve Yerel Koşullara Göre İvme Karşılık Spektrumu Tahmini" Earth. Res. Inst., Un. of Tokyo, Bull. ERS, No:11, (İngilizce).
- [15] Lilhanand, K., Tseng, W.S., (1988) "Çok Sönümlü Tasarım Spektrumuyla Uyumlu Gerçek Deprem Zaman Geçmişinin Geliştirilmesi ve Uygulaması" Proc. of 9th. World Conf. on Earth. Eng., Vol:II, Tokyo-Kyoto, Japan, (İngilizce).
- [16] Hirasawa, M., Watabe, M., (1992) "Çok Sönümlü Karşılık Spektrumlarıyla Uyumlu Benzetilmiş Deprem Hareketleri Üretilmesi" Earth. Eng. 10th. World Conf., Rotterdam, (İngilizce).
- [17] Hasgür, Z., (1982) , Benzetilmiş Depremlerin Zemin Koşullarına Bağlı Olarak Elde Edilmesi, İ.T.Ü. Müh.-Mim. Fak. Mat.

MEKANDA YAYILI ENTERKONEKTE SİSTEMLERİN DEPREM GÜVENİRLİĞİ

EARTHQUAKE RELIABILITY OF SPATIALLY EXTENDED INTERCONNECTED SYSTEMS

M. Semih Yüccmen¹ ve A. Scvtap Selçuk²

SUMMARY

Lifelines such as communication, distribution and transportation systems are interconnected systems extending over large geographical areas. This study aims at developing a comprehensive probabilistic model for the assessment of the reliability of lifeline networks under earthquake loads. A lifeline is idealized as an equivalent network with the capacity of its elements being random and spatially correlated. The seismic hazard that the network is exposed to is described by a probability distribution derived based on past earthquake occurrence data. For the evaluation of the network reliability, an efficient algorithm developed by Yoo and Deo (1988) is utilized. The methodology eliminates the CPU time and memory capacity problems that are encountered in large networks and considers the length of components explicitly. Numerical computations are carried out by a computer program (called LIFEPAK) coded for this purpose and a detailed case study is presented to show the implementation of the proposed method.

ÖZET

Candamarı (lifelines) şebekeleri olarak adlandırılan iletişim, dağıtım ve ulaşım şebekeleri, geniş coğrafi alanlara yayılmış enterkonekte sistemlerdir. Çalışmada, candamarı şebekelerinin deprem güvenirliliğini istatistiksel yöntemlerle tahmin etmek üzere kapsamlı bir modelin geliştirilmesi amaçlanmıştır. Bir candamarı şebekesi, elemanlarının dayanımının rassal ve mekanda bağımlı olduğu bir eşdeğer ağ çizelgesine dönüştürülmekte, sistemin maruz kalacağı deprem tehlikesi ise geçmiş deprem verilerine dayanılarak çıkartılan bir olasılık dağılımı ile değerlendirilmektedir. Ağın depreme karşı sistem güvenirliliği bu amaçla geliştirilen bir algoritma ile hesaplanmaktadır. Sayısal hesaplamaları yapmak üzere gerekli bilgisayar yazılımları hazırlanmış ve önerilen yöntemin uygulaması ayrıntılı bir örnek çalışma ile gösterilmiştir.

¹ Prof.Dr., O.D.T.Ü., İnşaat Mühendisliği Bölümü ve Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi, 06531 Ankara

² Öğr.Gör., O.D.T.Ü., İstatistik Bölümü, 06531 Ankara

GİRİŞ

Sismik tehlike çalışmalarında çoğunlukla baraj, nükleer güç santralleri ve diğer enerji üretim tesisleri gibi “merkezi” yapılar göz önüne alınmış olup, bu merkezlerden çıkan ve mekanda yayılı olan iletim sistemleri ise genellikle göz ardı edilmişlerdir. Geniş bir alana yayılmış olan enterkonekte sistemlerin toplam güvenirliliği, merkez tesislerin güvenirliliği yanında, tüm elemanların davranışının da göz önünde tutulmasını gerektirmektedir.

Son yirmi yıl içinde iletişim, dağıtım ve ulaşım şebekelerinin depremi etkisi altında güvenirliliğinin istatistiksel yöntemlerle tahmini ilgi çeken bir konu olmuştur. Bu ilginin başlıca nedeni, yerleşim merkezlerinde büyük depremler sırasında ortaya çıkabilecek ikincil felaketlerin önlenmesi ve deprem sonrası kurtarma faaliyetlerinin etkin bir biçimde yürütülmesinin sağlanmasıdır. Karayolları, köprüler, boru hatları, enerji nakil hatları, haberleşme hatları, su ve doğal gaz dağıtım şebekeleri geniş bir alana hizmet götüren sistemlerdir. Çalışmamızda bu tür iletişim, dağıtım ve ulaşım şebekelerine, candamarı (lifelines) şebekeleri denilecektir. Candamarı şebekelerinin güvenirlilik analizinde, şebeke, birbirlerine bağlı düğüm (nodes) ve bağlardan (links) oluşan bir eşdeğer ağ (network) çizgesi ile tasvir edilecektir.

Candamarı şebekesini oluşturan elemanların kapasitelerindeki ve sismik tehlike parametrelerindeki belirsizlikler ve rassallıklar göz önünde tutulduğunda, candamarı şebekesinin güvenirlilik analizinin olasılık ve istatistik yöntemlerine dayanarak yapılması en uygun yol olmaktadır. Bu analiz aşağıdaki aşamaları içermektedir (Yüccmen, 1994):

- (i) Sismik tehlike analizi: Şebekenin bulunduğu bölgede belirlenen sismik kaynaklarda meydana gelebilecek depremler nedeni ile şebeke elemanlarında oluşabilecek sismik yüklerin olasılık dağılımlarının çıkartılması.
- (ii) Dayanım analizi: Şebeke elemanlarının, belirlenen bir göçme (failure) kriterine göre depremi yüklerine dayanımlarının olasılık dağılımının çıkartılması.
- (iii) Güvenirlilik analizi: Öngörülen bir algoritmaya göre ağ sisteminin güvenirliliğinin tahmin edilmesi.

Candamarı şebekelerinin güvenirliliği bazı araştırmacılar tarafından, değişik sismik tehlike modelleri ve değişik ağ analiz yöntemleri kullanılarak incelenmiştir (örneğin: Panoussis, 1974; Taleb-Agha, 1977; Barlow, v.d., 1980; Moghtaderizadeh, v.d., 1982). Ülkemizde ise bu konuda yapılmış çalışmalar çok kısıtlıdır (Sankur ve Kalyoncu, 1989; Yüccmen, 1994; Yüccmen ve Selçuk, 1994). Bu araştırmanın başlıca amacı, sismik tehlike altındaki herhangi bir candamarı şebekesinin, ağ çizgesi şeklinde modellenerek güvenirliliğini hesaplayacak bir yöntem geliştirmek ve bu yöntemi bilgisayar ortamına aktararak sayısal hesaplamaları yapacak bilgisayar yazılımını hazırlamaktır. Önerilen yöntemin uygulaması bir örnek çalışma ile gösterilmiştir.

SİSMİK TEHLİKE ANALİZ MODELİ

Sismik tehlikenin bulunmasında “klasik” sismik analiz modeli (Cornell, 1968) temel alınmış, ancak bu model azalım ilişkisine ve sismik etkinlik parametrelerinin tahminine ilişkin belirsizliklerin sonuçlara yansıtılması yönünde geliştirilmiştir. Söz konusu modeldeki başlıca varsayımlar şöyledir (Yüccmen 1982):

(i) Deprem magnitüdlerinin olasılık dağılımı, alt sınırı m_0 ve üst sınırı m_1 olan doğrusal magnitüd-sıklık ilişkisinden çıkartılmıştır. Bu şekilde elde edilen olasılık yoğunluk işlevi şöyledir:

$$f_M(m) = k\beta \exp(-\beta(m-m_0)) \quad m_0 \leq m \leq m_1 \quad (1)$$

Denklem 1'de, $k = [1 - \exp(-\beta(m_1 - m_0))]^{-1}$ olup, birikimli dağılım işlevinin $m = m_1$ değerinde 1.0 olmasını sağlayan düzeltme katsayısıdır. Deprem magnitüdlerinin üst sınırı, o bölgede beklenebilecek en büyük deprem magnitüdü m_1 ile belirlenecektir. Magnitüd-sıklık ilişkisinin eğimi β ile gösterilmiştir. β değerleri bölgenin tektonik yapısı ile ilişkilidir ve sismik etkinliğin bir göstergesi olarak kabul edilir.

(ii) Geçmişte gözlenen depremlerle ilgili verilere dayanarak gelecekte beklenebilecek yer sarsıntılarının tahmini Poisson modeline göre yapılmaktadır. Poisson modelinde deprem olaylarının birbirlerinden bağımsız oldukları varsayılarak depremlerin oluşumu zaman uzayında bir Poisson süreci olarak alınır. Poisson sürecinin parametresi v , incelenen bölgede bir yıl içinde meydana gelen magnitüdü m_0 'a eşit veya m_0 'dan büyük depremlerin ortalama sayısını simgelemektedir.

(iii) En büyük zemin hareketi parametresinin kaynaktan inşaat sahasına olan azalımının şöyle olduğu varsayılmıştır:

$$Y = b_1 e^{(b_2 m)} r^{-b_3} \quad (2)$$

Burada, r deprem kaynağının inşaat sahasına olan odak uzaklığıdır. Uygulamada odak uzaklığı, r , yerine, değiştirilmiş odak uzaklığı, r_d , kullanılmaktadır. Genellikle $r_d = r + c$ şeklinde alınmakta olup, c sabit bir sayıdır. Bu değişikliğin amacı gözlemsel verilerle önerilen azalım ilişkileri arasında küçük r değerleri için daha iyi bir uyum sağlamaktır. Denklem 2'de, b_1 , b_2 ve b_3 değerleri gözlemsel verilerden hesaplanacak katsayılardır.

(iv) Depremlerin mekandaki dağılımlarının gösterdiği rassallık, geçmiş deprem olaylarının nokta, çizgi ya da alan şeklindeki sismik kaynaklarla ilişkileri kurularak modellenmiştir. Bir kaynak içinde, her yerde sismik etkinliğin aynı olduğu varsayılmıştır.

Sismik tehlike analizinin çıktısı, belirlenen bir ya da bir çok coğrafi noktadaki zemin hareketine ya da deprem büyüklüğüne ilişkin parametreler için bulunan olasılık dağılımları şeklindedir. Candamarını oluşturan elemanların geniş bir coğrafi alana yayılmış olmaları nedeni ile, sismik tehlike analizinin candamarı sisteminin yer aldığı tüm alan üzerinde yapılması gerekmektedir. Bir elemana gelen deprem yükünün hesabında iki değişik yöntem kullanılmıştır. Bunlardan birincisinde, elemanın sismik tehlikeye en fazla maruz olduğu noktadaki sismik tehlike deprem yüküne esas alınmıştır. Diğer bir deyimle, mekanda belirli bir uzunluğu bulunan eleman, sismik tehlikenin en büyük olduğu yerde bir nokta elemana indirgenmiştir. Elemanın mekandaki uzunluğunun göz önünde tutulmadığı bu model "nokta" eleman modeli olarak adlandırılmıştır. İkinci modelde ise bir eleman, mekansal korelasyon (spatial correlation) değerine bağlı olarak eşit uzunlukta doğru parçalarına bölünmektedir. Bu şekilde oluşan her alt eleman ise doğru parçasının geometrik merkezinde yer alan bir nokta eleman olarak değerlendirilmektedir. "Çoklu nokta" eleman modeli olarak adlandırılan bu modelde, eleman uzunluğu güvenilirlik analizine yansımaktadır.

ELEMAN GÜVENİRLİK MODELİ

Elemanlar için sismik yük (talep) olasılık dağılımı belirlendikten sonra, her elemanın dayanımı için de bir olasılık dağılımı çıkartılmalıdır. Bu olasılık dağılımı ağ elemanlarının dayanımında, kullanılan malzeme özelliklerinden, boyutlardan ve modelleme hatalarından kaynaklanan belirsizliği yansıtmaktadır. Farklı kaynaklardan gelen belirsizliklerin dayanıma olan toplam etkisi birinci-mertebe ikinci-moment yöntemi (Ang ve Tang, 1984) kullanılarak bulunabilir.

Dayanım ve deprem yüküne bağlı olarak elemanın hasar durumu sürekli bir hasar göstergesi değişkeni ile tanımlanabilir. En basit şekilde ise tam hasar, göçme, (failure) ve hiç hasar görmeme, kalım, (survival) şeklinde iki durum düşünülebilir. Dayanım ve deprem etkisine ilişkin olasılık dağılımları bilindiğinde elemanın kalım olasılığı bulunabilir. Kalım olasılığı, çalışmamızda güvenilirlik olarak adlandırılmıştır. Eğer D_i ve Y_i , i sayılı elemanın sırasıyla sismik dayanımını (kapasitesini) ve sismik yükünü (talebi) gösteren rassal değişkenler ise, bu elemanın güvenilirliği (kalım olasılığı), P_{si} :

$$P_{si} = \Pr(D_i > Y_i) \quad (3)$$

Elemanın göçmesi ise " $D_i \leq Y_i$ " durumunda ortaya çıkacaktır ve göçme olasılığı, P_{fi} :

$$P_{fi} = \Pr(D_i \leq Y_i) = 1 - P_{si} \quad (4)$$

olur.

Yukarıda açıklanan güvenilirlik modeli nokta eleman varsayımı için geçerlidir. Çoklu nokta eleman varsayımı için her eleman, mekansal korelasyon değerine bağlı olarak eşit uzunlukta alt elemanlara bölünmektedir. Bu durumda elemanın kalımlılığı, "seri" olarak bağlanmış alt elemanların tümünün kalımlılığını gerektirir. Aynı deprem etkisine maruz kaldıklarından ve dayanımı etkileyen malzeme, işçilik gibi etkenlerin aynı olması nedeni ile alt elemanların göçme olayları istatistiksel olarak kuvvetli bir bağımlılık gösterecektir.

Birbirleri ile bağlantılı olan m sayıdaki alt elemandan oluşan bir candamari elemanın güvenilirliğini kesin olarak hesaplamak için veriler yetersiz olduğu gibi, matematiksel işlemler de uzundur. Bu nedenle, çoklu nokta eleman modelinde aşağıda verilen alt ve üst güvenilirlik sınırlarını bulmak genellikle yeterli olmaktadır.

$$\sum_{j=1}^m R_{ij} \leq R_i \leq \text{en küçük } R_{ij} \quad (5)$$

Alt ve üst güvenilirlik sınırları, alt elemanların göçme olaylarının, sırasıyla, tam bağımsız ve tam bağımlı olduğu durumlar için geçerlidir. Burada, R_i , i sayılı elemanın güvenilirliğini, R_{ij} ise i sayılı elemanın, j numaralı alt elemanın güvenilirliğini göstermektedir.

AĞ GÜVENİRLİK ANALİZİ

Elemanların güvenilirliğinden tüm şebekenin güvenilirliğinin bulunması için şebekenin eşdeğer bir ağa dönüştürülmesi gerekmektedir. Bir ağ şebekesi düğüm ve bağlardan oluşan seti kapsayan bir sistemin şekilsel olarak gösterimidir. Örneğin, bir

ulaşım şebekesinde, ana yollar, tüneller ve köprüler bağları, bunların birleştikleri yerler ise düğümleri oluşturur. Ağ güvenirliğinin hesaplanmasında çeşitli yöntemler kullanılmaktadır. Bunlardan en yaygın olarak kullanılan yöntem şebekenin küçük alt sistemlere parçalanması ve her alt sistem arasındaki işlevsel bağların araştırılmasıdır.

Yoo ve Deo (1988) ağ güvenirlik analizi konusunda yapılmış olan dört ayrı algoritmayı karşılaştırarak çalışmamızda da kullandığımız algoritmayı  n rmişlerdir. Bu algoritma bilgisayar hesap süresi ve hafıza gereksinimleri bakımından etkindir.

Ağ güvenirliği probleminde amaç her ilintili bağın kalım olasılığının bilinmesi koşulu ile herhangi belirli bir çift düğüm arasındaki kesintisiz iletişim olasılığını belirlemektir. Amaç, n adet düğüm ve m tane bağı bulunan bir şebekede s düğümünden (giriş düğümü), t düğümüne ( ıkış düğümü) ulaşmaktır. şebekedeki düğümlerin birbirleri ile olan bağlantıları 0 ve 1'den oluşan  izge $G=[g_{ij}]$ ile gösterilmektedir. g_{ij} düğüm i ile düğüm j arasında bağlantı olması durumunda 1 değerini, diğer hallerde 0 değerini alan durum değişkenidir. Her bağın göçme ya da kalım durumunda olması m boyutunda olan $E=[c_i]$ vektörü ile gösterilir . Burada

$$\begin{aligned} c_i &= 1 \quad i \text{ sayılı bağ işlevsel ise} \\ &= -1 \quad i \text{ sayılı bağ bozuk ise} \end{aligned} \quad (6)$$

olarak tanımlanmaktadır.

Girişten çıkışa giden (s-t) yolunun en kısa olanı en az bağ içeren yoldur. şebekenin işlevsel olması, kapsadığı alternatif yolların en az bir tane (s-t) yolu içermesine bağlıdır. Genel olarak, düğümlerin göçme tehlikesinden uzak ve bağlardaki göçmenin istatistiksel olarak birbirlerinden bağımsız oldukları varsayılmaktadır. Buna göre E olayının olasılığı

$$\Pr(E) = \prod \Pr(e_i) \quad i=1,2,\dots,n \quad (7)$$

Denklemler 7'de

$$\begin{aligned} \Pr(c_i) &= P_{si} & c_i &= 1 \text{ durumunda} \\ &= P_{ti} & c_i &= -1 \text{ durumunda} \end{aligned} \quad (8)$$

olur. En az bir (s-t) yolunu içeren olayların kümesine S dersek, şebekenin güvenirliği, R, S kümesi içindeki olayların kalım olasılıklarının toplamı olacaktır:

$$R = \sum \Pr(S_i) \quad (9)$$

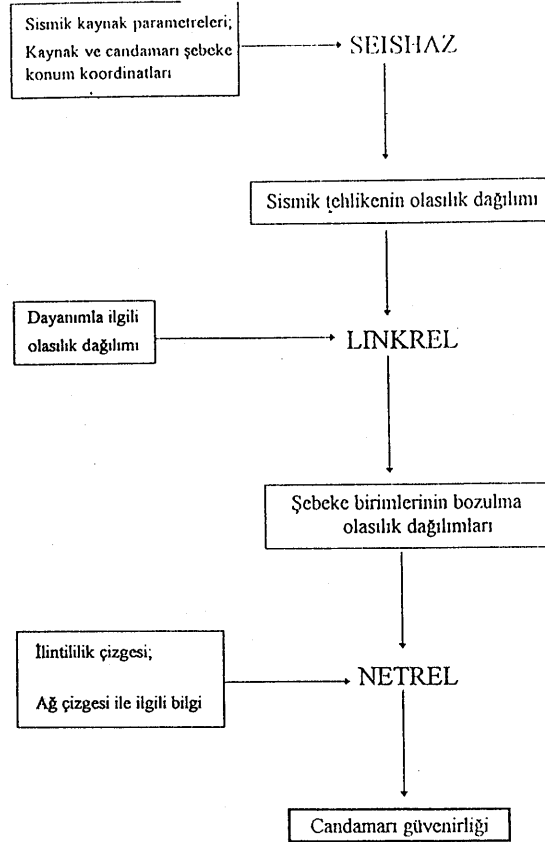
Bilgisayar hesap işlemleri makul bir sürede bitemeyecek kadar büyük bir ağ göz önüne alınırsa, zaman ve işlemden kazanmak ama ı ile program k numaralı kalım ve t numaralı göçme olaylarını hesapladıktan ve ağ güvenirliği için şu sınırları verdikten sonra durdurulabilir:

$$\sum_{i=1}^k \Pr(S_i) \leq R \leq 1 - \sum_{i=1}^l \Pr(F_i) \quad (10)$$

Burada F_i , F kümesindeki i sayılı göçme olayıdır. Mühendislik yapılarında kalım olasılıkları yüksek olduğu için genellikle alt ve üst sınır birbirlerine yakın olmaktadır.

Yukarıda açıklanan modeller ve algoritmanın gerektirdiği sayısal hesaplamaları yapacak bilgisayar yazılımları hazırlanmış ve bir yazılım paketi haline getirilmiştir.

Bu yazılım paketinin ilk ana programı olan ve SEIS-HAZ olarak adlandırılan yazılım, seçilen deprem şiddet parametresinin herhangi bir coğrafi noktadaki olasılık dağılımını hesaplamaktadır. Bu programın çıktısını bir ara program aracılığıyla girdi olarak alan LINK-REL yazılımı, candamarı şebekesini oluşturan elemanların güvenilirliğini, eleman dayanım olasılık dağılımını ve diğer varsayımları göz önünde tutarak hesaplamaktadır. Eleman güvenilirlik değerlerini girdi olarak alan NET-REL yazılımı, Yoo ve Deo (1988) tarafından geliştirilen algoritmaya göre candamarı şebekesinin sistem güvenilirliğini hesaplamaktadır. LIFEPAK adı verilen bu yazılım paketinin akış şeması Şekil 1'de gösterilmiştir.



Şekil 1 LIFEPAK yazılım paketi

UYGULAMA

Panoussis (1974) ve Taleb-Agha (1977), Boston şehri ve civarındaki ana karayollarının oluşturduğu candamarı şebekesinin sismik güvenliğini

incelemişlerdir. Bu ulaşım sistemi, Şekil 2’de gösterildiği gibi 18 düğüm ve 22 bağdan oluşan bir ağ çizgesi şeklinde modellenmiştir. Söz konusu çalışmalarda amaç, bir deprem sonrasında N1 düğümünden N5 düğümüne ulaşmak olarak saptanmıştır. Burada, aynı şebekenin deprem güvenilirliği, makalede önerilen yöntemle dayanılarak hesaplanacaktır.

Boston ve civarında deprem tehlikesi yaratabilecek sismik kaynaklar ve bu kaynaklar için geçerli olan sismik parametrelerin değerleri Cornell ve Merz (1975) tarafından belirlendiği gibi alınmıştır. Sismik kaynakların coğrafi konumu Şekil 3’de gösterilmiştir. Çalışmamızda deprem şiddeti ve ulaşım sistemine gelen deprem etkisinin göstergesi olarak zemin ivmesi seçilmiştir. Denklem 2’de verilen azalım ilişkisi modeline uyan ve Cornell ve Merz (1975) tarafından bu bölge için önerilen şu azalım ilişkisi benimsenmiştir.

$$Y=5600 e^{0.8m} (r+40)^{-2} \quad (11)$$

Bu azalım ilişkisine ve sismik parametre değerlerine bağlı olarak Y’nin olasılık dağılımı herhangi bir noktada elde edilebilir. Burada ulaşım ağının deprem güvenilirliği “nokta” ve “çoklu nokta” eleman modellerine dayanılarak incelenecektir.

Nokta Eleman Modeli

Bu modelde sismik tehlike analizi, her bağda sismik tehlikenin en yüksek olduğu noktayı bulmak için bağın çeşitli noktaları incelenerek yapılmaktadır. En yüksek tehlikeye maruz kalan nokta belirlendikten sonra o noktadaki sismik tehlike o bağ için sismik yük olarak kabul edilir. Diğer bir ifadeyle, mekanda yayılı bir eleman sismik tehlikenin en fazla olduğu yerde bir nokta elemana dönüştürülür. Candamarını içeren alanın sismik kaynakları kapsayan bölge içerisinde küçük bir bölüm olmasının yanında, bir bağın değişik noktalarındaki göçme olaylarının kuvvetli bir bağımlılık göstermesi de, istatistiksel açıdan bu modeli doğrulamaktadır.

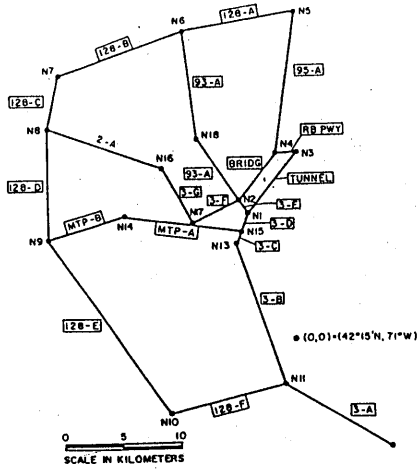
Bağların deprem etkisine olan dayanımları tek değerli (deterministik) ya da rassal olarak alınabilir. Düğümlerin tam güvenilir olduğu varsayılmıştır. İlk olarak her bağın, Taleb-Agha (1977) tarafından belirlendiği gibi, 0.075g’lik bir yer ivmesi taşıyabilecek dayanıma sahip olduğu varsayılmıştır. Bağların güvenilirliği için elde edilen sonuçlar Şekil 4(a)’da sunulmuştur. LIFEPAK yazılımı kullanılarak karayolu sisteminin bir yıllık güvenilirliği, R, için elde edilen alt ve üst sınır değerleri şöyledir:

$$0.999043 \leq R \leq 0.999045 \quad (12)$$

Aynı problem, Panoussis (1974) tarafından, bağ dayanımlarının ortalaması, $\mu=0.100g$ ve standard sapması, $\sigma=0.002g$ olan bir Gauss olasılık dağılımına sahip olmaları durumu için incelenmiştir. Çalışmamızda aynı değerler kullanılarak her bağın güvenilirliği hesaplanmış ve Şekil 4(b)’de gösterilmiştir. LIFEPAK yazılımından, yıllık sistem güvenilirliği için şu değerler elde edilmiştir:

$$0.999746 \leq R \leq 0.999748 \quad (13)$$

Tek değerli ve rassal dayanım durumlarını karşılaştırmak amacıyla bağ dayanımının 0.075g ortalama değerli ve 0.002g standard sapmalı bir Gauss dağılımı gösterdiği durum için hesaplar tekrarlanmış ve elde edilen bağ güvenirlilik değerleri Şekil 4(c)’de



verilmiştir. Bu değerlere dayanılarak candamarı şebekesinin yıllık güvenirliliği, R, LIFEPACK yazılımından

$$0.996252 \leq R \leq 0.996254 \quad (14)$$

olarak bulunmuştur.

Görüldüğü gibi Denklem 12, 13 ve 14'de elde edilen güvenirlilik sınırları birbirlerine çok yakındır. Bağ güvenirliliklerinin yüksek olması ve N1 ve N5 düğüm noktalarını birleştiren alternatif ulaşım yollarının çokluğu, candamarı şebekesinin sistem güvenirliliğinin de yüksek çıkmasına neden olmuştur. Ayrıca, bağ dayanımlarının rassal değişken olarak alınması, tek değerli dayanım varsayımına göre daha düşük güvenirlilik değerleri vermektedir. Bu fark, dayanımdaki belirsizliklerin bir göstergesi olan dayanım standard sapmasının artması ile büyümektedir.

Çoklu Eleman Modeli

Bu modelde bir elemanın kalım olasılığı alt sınırı (Denklem 5), elemanın bölündüğü parça sayısına duyarlı olmaktadır. Bunun nedeni, alt güvenirlilik sınırının, alt elemanların bağımsız oldukları varsayımına göre alt elemanların güvenirliliklerinin çarpımına eşit olmasıdır. Elemanın bölündüğü parça sayısı arttıkça, eleman güvenirliliği, dolayısıyla da ağ güvenirliliği azalacaktır. Çalışmamızda alt elemanların uzunluğunun, λ ile simgelenen mekansal dalgalanma ölçeğine (spatial scale of fluctuation) eşit olduğu varsayılmıştır. λ , Vanmarcke (1983) tarafından rassal süreçlerdeki korelasyon yapısını modellemek için önerilmiş bir parametredir. Fiziksel olarak, λ , sismik kapasite ve yükün mekanda kuvvetli bağımlılık gösterdiği mesafeyi belirtmektedir.

Burada $\lambda=1.0$ km alınmıştır. Gerçekte, λ 'nın sismik dayanım ve yüke ilişkin gözlenen verilere dayanılarak hesaplanması gerekir. Bağ dayanımı için ortalaması ve standard sapması sırası ile, 0.1g ve 0.002g olan Gauss dağılımı varsayımı altında ve $\lambda=1.0$ km alınarak yıllık ağ güvenirliliği hesaplanmıştır. Alt elemanların tam bir bağımlılık gösterdiği durumda

$$0.999767 \leq R \leq 0.999769 \quad (15)$$

bulunur. Tam bir bağımsızlık durumunda ise, alt ve üst güvenirlilik sınırları aynıdır ve $R=0.994130$ olur. Candamarı şebekesinin güvenirliliğinin, elemanların bölündüğü alt eleman sayısına duyarlılığı Şekil 5'de gösterilmiştir.

SONUÇ

Mekana yayılı enterkonekte sistemlerin deprem güvenirliliğinin değerlendirilmesi, tek bir yapının deprem güvenirliliğinin değerlendirilmesine nazaran daha karmaşık olup, önemli farklılıklar içermektedir. Çalışmada, candamarı şebekelerinin deprem güvenirliliğini istatistiksel yöntemlerle tahmin etmek üzere bir model geliştirilmiş ve modelin gerektirdiği sayısal hesaplamaları yapacak ve LIFEPACK olarak adlandırılan bir yazılım hazırlanmıştır.

Candamarı şebekelerini deprem etkilerinden zararsız ya da az zararlarla kurtarma çalışmalarının başlangıç noktası bu şebekelerin sismik güvenirliliğini değerlendirmek

ve yeterli güvenilirliğin sağlanmadığı durumlarda yeni bağlar ekleyerek ya da elemanları takviye ederek güvenilirliği istenilen düzeye çıkartmaktır. Candamarı şebekelerinin güvenilirliğinin olasılık cinsinden ifade edilmesi güvenilirlik artırmaya yönelik seçeneklerin karşılaştırılmasını, karar kuramı yöntemlerinden yararlanılarak maliyet/yarar analizlerinin yapılmasını sağlayacağı gibi, mevcut ya da yeniden inşa edilecek şebekelerin güvenilirlik düzeyini, görelî de olsa, niceliksel olarak ortaya koyacaktır.

TEŞEKKÜR

Bu bildiride sunulan araştırma, TÜBİTAK tarafından desteklenen İNTAG-522 nolu proje çerçevesinde yürütülmüştür.

KAYNAKLAR

1. Ang A., ve Tang W.(1984), Mühendislik Planlamasında ve Tasarımında Olasılık Kavramları: Vol.II, John Wiley and Sons, 560p, (İngilizce).
2. Barlow, R., Der Kiureghian, A. ve Satyarayana A.(1980), "Boru Hattı ve Diğer Candamarı Ağlarının Deprem Riskine Göre Analizleri için Yeni Yöntemler", ORC 80-5, University of California, Berkeley, U.S.A, (İngilizce).
3. Cornell, C.A.(1968), "Mühendislik Sismik Risk Analizi", Bull. Seism. Soc. Am., 54, pp.1583-1606, (İngilizce).
4. Cornell, C.A. ve Merz, H.A.(1975), "Boston Şehri için Sismik Risk Analizi", Journal of Structural Division of ASCE, 101, pp. 2027-2043, (İngilizce).
5. Moghtaderizadeh, M., Wood, R.K., Der Kiureghian A. ve Barlow, R.(1982), "Candamarı Ağlarının Sismik Güvenirliği", Journal of the Technical Councils of ASCE, 108, TC1, pp. 60-78, (İngilizce).
6. Panoussis, G.(1974), "Candamarı Ağlarının Sismik Güvenirliği", SDDA Report No. 15, MIT Dept. Civil Eng. Rept. R74-57, Cambridge, U.S.A, (İngilizce).
7. Sankur, B. ve Kalyoncu H.(1989), "İletişim Ağlarının Kalımlılık Analizi", 10 s.
8. Taleb-Agha, G.(1977), "Candamarı Ağlarının Sismik Risk Analizi", Bull. Seism. Soc. Am., 67, pp. 1625-1645, (İngilizce).
9. Vanmarcke, E.H.(1983), Çok Boyutlu Rassal Fonksiyonlar: Analiz ve Sentez, Cambridge, MIT Press, (İngilizce).
10. Yoo, Y.B. ve Deo, N.(1988), "Eşlendirilmiş Uçların Güvenirliği ile İlgili Algoritmaların Karşılaştırılması", IEEE Transactions on Reliability, 37, pp.210-215, (İngilizce).
11. Yüccemen, M.S.(1982), Sismik Risk Analizi, O.D.T.Ü, İdari İlimler Fakültesi Yayını, No. 41, Özgün Matbaacılık Sanayi, Ankara, 160 s.
12. Yüccemen, M.S.(1994), "Candamarı Şebekelerinin Deprem Güvenirliği", I.Ulusal İnşaat ve Çevre Sempozyumu Bildiriler Kitabı, Celal Bayar Üniversitesi, ss. 27-38.
13. Yüccemen, M.S. ve Selçuk, A.S.(1994), "Candamarı Ağlarının Sismik Tehlike Altında Güvenirlikleri", Proceedings of the 5th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Vol. 4, Chicago, pp.809-818, (İngilizce).

DEPREM TEHLİKESİ TAHMİNİNDE DEĞİŞİK STOKASTİK MODELLER VE KARŞILAŞTIRILMALARI

STOCHASTIC MODELS FOR THE ESTIMATION OF SEISMIC HAZARD AND THEIR COMPARISON

M. Semih Yüccemen¹ ve Ayşen Akkaya²

SUMMARY

Different stochastic models have been developed over the years for the assessment of seismic hazard. In this study, a review of the most widely used stochastic models, namely: Poisson, Markov and extreme value are presented briefly and the shortcomings of each model are discussed. The seismic hazard predictions obtained from these models are compared among themselves based on the data recorded during 1904-1992 along the most active portion of the North Anatolian fault zone.

ÖZET

Deprem tehlikesinin belirlenmesi için geçmiş yıllarda değişik stokastik modeller geliştirilmiştir. Bu çalışmada, en yaygın kullanımı olan Poisson, Markov ve uç değer modelleri sunulmuş ve her model ile ilgili kusurlar tartışılmıştır. Kuzey Anadolu fay hattının en aktif bölgesinde 1904-1992 yılları arasında kaydedilen deprem verilerine dayanarak bu modellerden elde edilen sismik tehlike değerleri karşılaştırılmıştır.

GİRİŞ

Depremlerin zaman, mekan ve magnitüde göre gösterdiği rassallık ile deprem tehlikesi analizinde kullanılan modellerden kaynaklanan belirsizlikler göz önünde tutulduğunda, sismik tehlikenin stokastik modellerle tahmini en uygun yöntem olarak görülmektedir. Bu gerçekten yola çıkarak son yirmi yılda birçok stokastik model geliştirilmiştir.

Sismik tehlikenin tahmininde kullanılan ilk modeller deprem olaylarının zaman ve mekanda bağımsız oldukları varsayımına dayanır. Poisson modeli (Cornell, 1968; Der Kiureghian ve Ang, 1977) ve uç değer istatistikleri (Epstein ve Lomnitz, 1966; Lomnitz, 1974; Yegulalp ve Kuo, 1974; Knopoff ve Kagan, 1977; Burton, 1978; Makropoulos ve Burton, 1986) bu tür modellerin en yaygın olarak kullanılanlarıdır. Daha sonraki

¹Prof. Dr., O.D.T.Ü., İnşaat Mühendisliği Bölümü ve Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi, 06531 Ankara

²Öğr. Gör., O.D.T.Ü., İstatistik Bölümü, 06531 Ankara

çalışmalar elastik geri tepme kuramıyla bağıntılı olarak depremlerin zaman boyutunda bağımlılık gösterdiğini varsayan ve Markov özelliği içeren süreçlerle ilgilidir (Patwardhan, vd., 1980; Kiremidjian, 1982; Suzuki ve Kiremidjian, 1991).

Bu konudaki yeni bir çalışmada da bir fay hattı boyunca meydana gelecek deprem tehlikesinin tahmini için çok boyutlu rassal fonksiyon modeli geliştirilmiştir (Yüçemen, 1993). Söz konusu modelde deprem olaylarının oluşumu zaman-mekan uzayında bağımlılık gösteren bir rassal fonksiyon ile tanımlanmıştır.

Çalışmanın temel amacı sismik tehlike analizinde sıkça kullanılan Poisson, uç değer ve Markov modellerinin karşılaştırmalı bir incelemesini yapmaktır. Kuzey Anadolu fay (KAF) hattının en aktif bölgesi için derlenen veriler kullanılarak bu üç modelden hesaplanan sismik tehlike değerleri karşılaştırılmıştır.

DEPREM OLUŞUMU İÇİN STOKASTİK MODELLER

Depremlerin oluşumu zaman ve mekan boyutlarında rassal bir süreç olarak incelenebilir. Burada yaygın olarak kullanılan deprem tehlikesi tahmin modellerinden (Poisson, Markov ve uç değer) kısaca bahsedilecektir.

Poisson Modeli

Bu modelde deprem olaylarının birbirlerinden bağımsız oldukları varsayılır. Poisson modelinin "belleksizlik" özelliğinin genelde orta ve büyük magnitüdü depremler için geçerli olduğu da gözlemler sonucu ortaya çıkmıştır. Poisson sürecinin olasılık dağılımı aşağıda verilmiştir:

$$P(N=n | v, t) = [e^{-vt} (vt)^n] / n! \quad n=0, 1, 2, \dots \quad (1)$$

Burada, v = incelenen bölgede, birim zamanda (genellikle bir yıl) meydana gelen ortalama deprem sayısı, ve

N = incelenen bölgede, $[0, t]$ zaman aralığında meydana gelen deprem sayısını gösteren rassal değişkendir.

İstatistiksel veriler Poisson modelinin özellikle büyük magnitüdü depremler için uygun bir model olduğunu göstermiştir. Poisson varsayımının geçerliliği istatistiksel iyi uyum testleri ile kontrol edilebilir (Feraes, 1967; Rice, 1975). Bu modelin başlıca eksikliği depremlerin zaman-mekan boyutunda bir ana şok etrafında kümeleşme eğilimlerini ve ardıl depremler arasındaki enerji birikimini yansıtmamasıdır. Bu eksikliklere karşın basit bir model olmasından dolayı yaygın olarak kullanılmaktadır.

Markov Modeli

Markov modeli gelecekteki deprem olaylarının geçmiş depremlere bağımlı olduğu varsayımını öngören elastik geri tepme kuramına uymaktadır. Kesikli parametrelili ($t=0, 1, 2, \dots$) rassal bir süreç olan $X(t)$ 'nin koşullu olasılığı yalnızca bir zaman birimi öncesindeki değer, $X(t-1)$ 'e bağımlı ise, bu tür rassal süreçlere birinci mertebe Markov zinciri denir. Matematiksel olarak bu koşul aşağıdaki eşitlik ile ifade edilir:

$$P[X(t) | X(1), X(2), \dots, X(t-1)] = P[X(t) | X(t-1)] \quad (2)$$

Bu tür Markov süreçleri bir-adım bellekli oluşumlardır ve bu oluşumlarda bir durumdan diğerine geçiş olasılıkları geçiş matrisi adı verilen ve $[P]$ ile simgelenen bir-

adımlık matris ile tanımlanabilir:

$$[P] = \begin{bmatrix} P(0,0) & P(0,1) \\ P(1,0) & P(1,1) \end{bmatrix} \quad (3)$$

Bu matrisde $P(1,1)$ = bir önceki zaman biriminde bir deprem olduğu bilinirken şu andaki zaman biriminde bir deprem olma olasılığı, ve

$P(0,1)$ = bir önceki zaman biriminde bir deprem olmadığı bilinirken şu andaki zaman biriminde bir deprem olma olasılığıdır.

$P(0,0)$ ve $P(1,0)$ da benzer şekilde tanımlanabilir. Bu modelde, seçilen zaman birimi içinde birden fazla deprem olma olasılığının çok küçük olduğu varsayılır. Sistemin başlangıçtaki durumu, olasılık satır vektörü $\Pi(0)$ ile tanımlanırsa sistemin n-adım sonraki durumu

$$\Pi(n) = \Pi(0) [P]^n \quad n=0, 1, 2, \dots \quad (4)$$

ile bulunur. Burada $[P]^n$, n-adımlık geçiş matrisini simgeler.

$[P]^n$ matrisinin kapalı şekli aşağıdaki gibidir (Parzen, 1962):

$$[P]^n = \frac{1}{2-P(1,1)-P(0,0)} \begin{bmatrix} 1-P(1,1) & 1-P(0,0) \\ 1-P(1,1) & 1-P(0,0) \end{bmatrix} + \frac{[P(1,1)+P(0,0)-1]^n}{2-P(1,1)-P(0,0)} \begin{bmatrix} 1-P(0,0) & -(1-P(0,0)) \\ -(1-P(1,1)) & 1-P(1,1) \end{bmatrix} \quad (5)$$

Bu matris, sistemin tanımlanan durumları arasındaki n-adımlık geçiş olasılıklarını içerir. Matrisin birinci ve ikinci kısımları, sırasıyla, durağan ve geçici bileşenleridir. Büyük n değerleri için matrisin geçici bileşeni sıfır'a yaklaşır ve sınır durumunda olasılıklar durağan matrisinden elde edilen değerlere eşit olur.

Uç Değer Modeli

Deprem tehlikesi analizinde, sismik kaynakta oluşacak en büyük deprem magnitudü önemli bir girdi parametresidir. Uç değer dağılımlar kuramını uygulayarak mümkün olan en büyük deprem magnitudünün olasılık dağılımı bulunabilir. Uç değerler kuramı gözlenen en büyük deprem magnitudlerinin, birbirinden bağımsız olduğunu varsayar. Bu kuramla ilgili ayrıntılı bilgi Gumbel (1958)' de verilmiştir. Burada sadece uç değerlerin asimtotik dağılımları sunulmuştur.

Uç Değerlerin Asimtotik Kuramı

Asimtotik kuram örnek sayısı artarken gerçek dağılım fonksiyonunun sınırdaki şeklini göz önüne alır. Gumbel (1958) uç değerler için üç değişik matematiksel asimtotik dağılım olduğunu göstermiştir. Bunlardan birinci ve üçüncü tip dağılımlar deprem tahmininde kullanılmaktadır.

Birinci Tip Asimtotik Dağılım (Gumbel Dağılımı):

Birinci tip dağılım fonksiyonu şöyledir:

$$\Phi^{(1)}(x) = \exp[-\exp(-\alpha(x-\eta))] \quad -\infty < x < \infty, \quad \alpha > 0 \quad (6)$$

Birinci tip asimtotik dağılımın parametreleri α ve η değişik metodlarla tahmin edilebilir (Gumbel, 1958). Örneğin, en küçük kareler yönteminde n ardıl yıl için yıllık en büyük deprem magnitüdleri, $x_1, \dots, x_n$ küçükten büyüğe doğru, $x_{(1)} \leq x_{(2)} \leq \dots \leq x_{(n)}$, sıralandıktan sonra $\Phi(x)$ 'in değerleri gözlemsel dağılım fonksiyonu

$$\hat{\Phi}(x_{(i)}) = \frac{i}{n+1} \quad (7)$$

ile bulunur. α ve η 'nin değerleri de aşağıdaki ilişkiler yardımıyla hesaplanabilir (Gumbel, 1958):

$$\hat{\alpha} = \frac{s_y}{s_x} ; \quad \hat{\eta} = \bar{X} - \frac{1}{\hat{\alpha}} \bar{Y} \quad (8)$$

Burada, s_x ve s_y , sırasıyla, X ve Y 'nin standard sapmalarıdır. $\bar{X}$ ve $\bar{Y}$ de X ve Y 'nin ortalama değerlerini gösterir. Ayrıca $y = -\ln[-\ln \hat{\Phi}^{(1)}(x)]$ ve $x = (1/\alpha)y + \eta$ dir. En büyük n deprem magnitüdünün birinci tip uç değer dağılımına göre ortalaması ve modu (en çok gözlenen değeri), sırasıyla, aşağıda verilmiştir (Gumbel, 1958):

$$\bar{X} = \eta + \frac{0.577}{\alpha} ; \quad \bar{X} = \eta + \frac{0.36651}{\alpha} \quad (9)$$

Üçüncü Tip Asimtotik Dağılım:

X , en büyük değeri sınırlı olan rassal bir değişken olarak tanımlanırsa, X 'in en büyük değerinin asimtotik dağılımı üçüncü tip asimtotik dağılımla ifade edilebilir:

$$\Phi^{(3)}(x) = \exp \left[-\left(\frac{w-x}{w-\eta} \right)^k \right] \quad x \leq w, \quad k > 0, \quad \eta < w \quad (10)$$

Üçüncü tip asimtotik dağılımın w , η ve k parametreleri klasik momentler veya en küçük kareler yöntemleri kullanılarak hesaplanabilir (Yegulalp, 1974). Momentler yönteminde iki (2-moment) veya üç moment (3-moment) dikkate alınır. Bu iki yöntem de rassal değişkenin tüm değerlerinin bilinmesini gerektirir. Ancak her zaman, özellikle zaman aralığının bir yıl olarak düşünüldüğü durumlarda, tam bir veri seti elde etmek mümkün olmayabilir. Bu tür durumlarda en küçük kareler yöntemini kullanmak daha güvenlidir (Yegulalp ve Kuo, 1974). Üçüncü tip asimtotik dağılım varsayımı altında gelecek n yıl içinde gözlenmesi mümkün olan en büyük deprem magnitüdünün ortalaması ve modu, sırasıyla, şu denklemlerden bulunur (Yegulalp, 1974):

$$\bar{X}_n \approx w - (w - \eta) \Gamma(1 + 1/k) (1/n)^{1/k} \quad (11)$$

$$\bar{X}_n \approx w - (w - \eta) [(1 - 1/k)/n]^{1/k} \quad (12)$$

Burada, $\Gamma(\cdot)$, gamma fonsiyonunu göstermektedir.

ÖRNEK ÇALIŞMA

Önceki bölümde bahsedilen değişik stokastik modellerden elde edilecek deprem tehlikesi tahminlerini karşılaştırmak için Kuzey Anadolu fay hattının en aktif

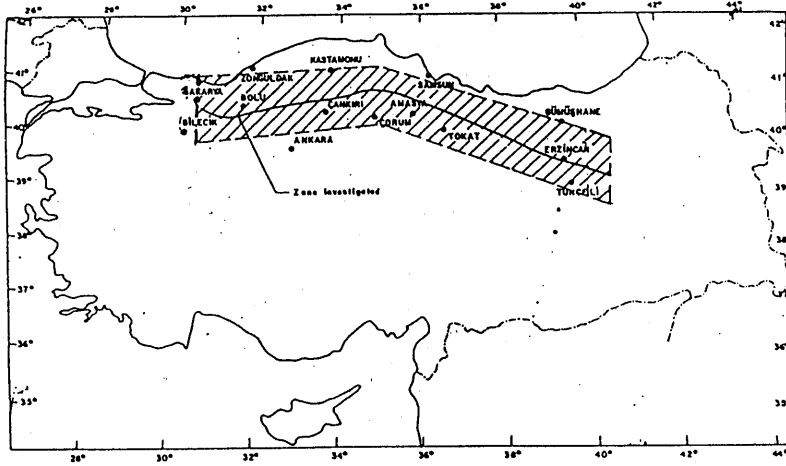
bölgesinden elde edilen veriler kullanılmıştır. Veri tabanı ve modellerin gerektirdiği işlemler aşağıdaki alt bölümlerde kısaca tartışılmıştır.

Veri Tabanı

Bu çalışmada Kuzey Anadolu fayının 30.31°D ve 41.08°D boylamları arasında yer alan ve Şekil 1'de gösterilen bölgede oluşan depremlerle ilgili veriler Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Afet İşleri Genel Müdürlüğü tarafından 1992 yılında hazırlanan deprem kataloğundan derlenmiştir. Zaman aralığı 1904-1992 olarak alınmıştır. Bu veriler önceki bölümlerde bahsedilen stokastik modeller için girdi teşkil etmektedir. Depremler magnitüdlerine göre aşağıda gösterilen dört ayrı sınıfa ayrılmıştır:

<u>Richter magnitüdü</u>	<u>Sınıflandırma</u>
6.5 ve daha büyük	Büyük
5.5 - 6.4	Orta
4.5 - 5.4	Küçük
4.5 dan küçük	Çok küçük

Bu sınıflandırma tüm deprem oluşum modelleri için kullanılmıştır.



Şekil 1. Kuzey Anadolu fayı ile ilgili incelenen bölge

Poisson Modeli

Bu bölümde KAF' dan elde edilen veriler kullanılarak, deprem oluşumlarının zaman içinde bağımlılık gösterip göstermediği Ki-kare bağımsızlık testi ile kontrol edilmiş ve yıllık deprem olasılıkları hesaplanmıştır. Ki-kare testi sonucunda tüm veriler kullanıldığında deprem olaylarının zaman içinde $\alpha=0.05$ anlamlılık düzeyinde bağımlılık, $\alpha=0.025$ düzeyinde ise bağımsızlık gösterdiği gözlenmiştir. Ana şoklar ($m \geq 6$) ise zaman içinde $\alpha=0.05$ anlamlılık düzeyinde bağımsızlık göstermektedir. Poisson modeli (Denklem 1) kullanılarak hesaplanan yıllık deprem tehlikeleri Tablo 1'de verilmiştir.

Tablo 1. Poisson modeli kullanılarak hesaplanan yıllık deprem tehlikesi

Deprem sınıfları	Zaman aralığı	ν	$P(N>0 \nu, t=1)$
Büyük	1904-1992	0.11	0.10
Orta	1904-1992	0.30	0.26
Küçük	1904-1992	1.34	0.74
Çok küçük	1970-1992	1.61	0.80

Burada, ν bir yıl içinde meydana gelen ortalama deprem sayısını gösterir. Çok küçük depremler için güvenilir verilerin 1970 yılından itibaren elde edilmeye başlandığı kabul edilmiştir.

Markov Modeli

Deprem tehlikesinin Markov modeli ile tahmininde dört magnitüd grubunun her biri için bir ve n-adımlık geçiş matrisleri hesaplanmıştır. Bu matrisler yoluyla gelecekteki deprem tehlikesi tahmin edilebilir. Hesaplamalar sırasında zaman aralığı bir yıl olarak alınmıştır. Bir-adımlık geçiş olasılıkları Tablo 2’de verilmiştir.

Tablo 2. Bir-adımlık geçiş olasılıkları

Deprem sınıfları	$P(1,1)$	$P(1,0)$	$P(0,1)$	$P(0,0)$
Büyük	0.12	0.88	0.10	0.90
Orta	0.41	0.59	0.15	0.85
Küçük	0.61	0.39	0.49	0.51
Çok küçük	0.82	0.18	0.60	0.40

Deprem oluşum olasılıkları herhangi bir gelecek zaman diliminde n-adımlık geçiş matrisini kullanarak hesaplanabilir. Tablo 3’de verilen durağan olasılık değerlerine, tüm magnitüd sınıfları için, en fazla yedi yıl içinde erişilmiştir.

Tablo 3. Durağan olasılık değerleri

Deprem sınıfları	P_{11}	P_{10}	P_{01}	P_{00}
Büyük	0.10	0.90	0.10	0.90
Orta	0.21	0.79	0.21	0.79
Küçük	0.56	0.44	0.56	0.44
Çok küçük	0.77	0.23	0.77	0.23

Beklendiği gibi büyük ve orta magnitüdü depremler için elde edilen P_{11} değerleri, küçük ve çok küçük magnitüdü depremlerin P_{11} değerlerinden oldukça küçüktür. P_{00} değerleri

için ise bu durumun tersi geçerlidir.

Uç Değer Modeli

Uç değer modelinin kullanılması için ilk önce 1904-1992 yılları arasında gözlenen en büyük deprem magnitüdü seçilmiştir. 89 yıllık zaman süresinin 23 yılında ya hiç deprem olmadığından ya da olan çok küçük depremlerin kayda geçmemesinden dolayı sadece 66 yıllık en büyük deprem magnitüdü elde edilmiştir. Asimtotik dağılımların parametreleri Yegulalp (1988) tarafından hazırlanan bilgisayar yazılımı kullanılarak hesaplanmıştır.

Birinci Tip Asimtotik Dağılım

Birinci tip asimtotik dağılımın en küçük kareler yöntemi kullanılarak tahmin edilen parametrelerine göre dağılım fonksiyonu

$$\Phi^{(1)}(m) = \exp [-\exp (-1.23 (m-4.79))] \quad (13)$$

olur. KAF üzerinde meydana gelen en büyük deprem magnitüdü gözlemlerinin $\alpha = 0.05$ anlamlılık düzeyinde birinci tip asimtotik dağılıma iyi uyum gösterdiği Ki-kare iyi uyum testi ile belirlenmiştir. Denklem 9 kullanılarak hesaplanan ortalama ve en çok gözlenen magnitüd değerleri de sırasıyla 5.25 ve 5.09 dur.

Üçüncü Tip Asimtotik Dağılım

Üçüncü tip asimtotik dağılımın w , η ve k parametreleri daha önceki bölümlerde bahsedilen üç değişik yöntem ile hesaplanmış ve sonuçlar Tablo 4'de gösterilmiştir.

Tablo 4. Üçüncü tip asimtotik dağılımın üç değişik yöntemle tahmin edilen parametreleri

2-moment yöntemi	3-moment yöntemi	En küçük kareler yöntemi
$w = 12.05$	$w = 7.06$	$w = 10.73$
$\eta = 4.85$	$\eta = 5.01$	$\eta = 4.25$
$1/k = 0.118$	$1/k = 0.498$	$1/k = 0.18$

Ki-kare iyi uyum testi $\alpha = 0.05$ anlamlılık düzeyinde sadece 2-moment yöntemi için iyi sonuç vermiştir. En küçük kareler ve 2-moment yönteminde deprem magnitüdünün en büyük sınırını gösteren w parametresi gözlenen en büyük magnitüd 7.9 dan daha büyüktür. Gerçekte $w = 12.05$ ve $w = 10.73$ değerleri fiziksel olarak da anlamlı değildir. Bununla birlikte w sadece dağılımın bir parametresidir ve en büyük deprem magnitüdü olarak yorumlanmamalıdır. Diğer yandan 3-moment yönteminden elde edilen $w = 7.06$ değeri de gözlenen en büyük deprem magnitüdünden küçüktür. Bu tür uyumsuzluklara sebep olarak çok sayıda gözlemin (%25) eksik olması gösterilebilir.

STOKASTİK MODELLERİN KARŞILAŞTIRILMASI

Bütün magnitüd sınıfları için üç değişik stokastik model kullanılarak hesaplanan yıllık sismik tehlike tahminleri Tablo 5 'de sunulmuştur. Aynı tabloda, gözlenen yıllık

deprem tehlikesi değerleri de verilmiştir. Bu gözlemsel değerler her magnitüd sınıfındaki deprem kayıtlarının eksiksiz olduğu zaman süresi için hesaplanmıştır.

Tablo 5. KAF için değişik stokastik modellerden hesaplanan yıllık sismik tehlike değerleri

Magnitüd	Zaman aralığı	Yıllık sismik tehlike
Büyük	1904-1992	Poisson : 0.10
		Markov : 0.10
		Birinci Tip : 0.11
		���nc� Tip
		i) İki-moment : 0.10
		ii) ���-moment : 0.08
		iii)En küçük kareler : 0.09
		Gözlenen : 0.11
Orta	1904-1992	Poisson : 0.26
		Markov : 0.21
		Birinci Tip : 0.21
		���nc� Tip
		i) İki-moment : 0.24
		ii) ���-moment : 0.34
		iii)En küçük kareler : 0.16
		Gözlenen : 0.21
Küçük	1904-1992	Poisson : 0.74
		Markov : 0.56
		Birinci Tip : 0.38
		���nc� Tip
		i) İki-moment : 0.38
		ii) ���-moment : 0.31
		iii)En küçük kareler : 0.29
		Gözlenen : 0.50
Çok küçük	1970-1992	Poisson : 0.80
		Markov : 0.77
		Birinci Tip : 0.24
		���nc� Tip
		i) İki-moment : 0.22
		ii) ���-moment : 0.21
		iii)En küçük kareler : 0.33
		Gözlenen : 0.78

Bu tablodan da görüldüğü gibi büyük magnitüdlü depremler için tüm stokastik modeller gözlenen deprem etkinliği ile de tutarlı ve yaklaşık olarak aynı düzeyde yıllık sismik tehlike tahmini vermektedir. Orta magnitüdlü depremlerde ise, 3-moment metodundan bulunan üçüncü tip asimtotik dağılım hariç, diğer bütün modellerde yıllık sismik tehlike değerleri birbirlerine yakındır. Diğer taraftan küçük ve çok küçük magnitüdlü depremler için hesaplanan deprem tehlikesi tahminleri farklılık göstermektedir. Gözlenen sismik etkinliğe en yakın değerler depremler arasında zaman boyutunda bağımlılık olduğunu varsayan Markov modelinden elde edilmiştir. Bunun yanında Poisson modeli emniyetli tarafta sismik tehlike değerleri verirken, uç değer dağılımları da yıllık sismik tehlikeyi gerçek değerinin oldukça altında tahmin etmektedir. Uç değer modelleri arasında sadece parametreleri en küçük kareler yöntemiyle hesaplanan üçüncü tip asimtotik dağılım magnitüdlü artarken sismik etkinlikteki azalmayı yansıtmaktadır. Uç değer modellerinden elde edilen tahminlerin yetersiz olması, sadece yıllık en büyük deprem magnitüdlülerinin kullanılmasından ve dolayısıyla küçük ve çok küçük magnitüdlü depremler hakkındaki bilgi kaybından kaynaklanmaktadır. Ayrıca, çalışmamızda kullanılan veri tabanının yıllık en büyük deprem magnitüdlülerinin % 25'e yakın kısmı eksiktir. Knopoff ve Kagan (1977) da verilerin tümünü kullanmayan uç değer modellerinden elde edilen sismik tehlike tahminlerinin tatmin edici olmadığı sonucuna varmışlardır.

SONUÇLAR

Olasılık ve rassal süreçler kuramlarına dayanan yaklaşımlar, depremlerin zaman ve mekanda gösterdikleri rassallık ve parametrelerin tahminindeki belirsizlikler nedeniyle, sismik tehlike analizinde kullanılan en uygun yöntemlerdir. Deprem tehlikesinin tahmininde en çok kullanılan stokastik modeller KAF'ından edilen verilerden yararlanılarak karşılaştırılmıştır. Bu çalışmaya dayanarak aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir:

- (i) Deprem oluşumunu sadece zaman boyutunda inceleyen stokastik modeller küçük ve orta magnitüdlü depremler için farklı sismik tehlike tahminleri verirken, büyük magnitüdlü depremler için bu tahminler yaklaşık olarak aynıdır.
- (ii) Tek bir inşaat sahasındaki sismik tehlikenin gerçekçi tahmini için eldeki verilerin kapsamına uygun bir stokastik model kullanılmalıdır. Öte yandan, sismik tehlikenin birçok coğrafi noktada hesaplanmasını gerektiren deprem bölgeleri haritaları çalışmalarında, basit Poisson modeli yeterli olacaktır. Çünkü bu tür çalışmalarda görelî sismik tehlike değerlerinin bilinmesi genellikle yetmektedir.

TEŞEKKÜR

Bildiride sunulan araştırma, Orta Doğu Teknik Üniversitesi Araştırma Fonu (AFP 93-03-03-02 nolu proje) ve kısmen de TÜBİTAK (INTAG-522 nolu proje) tarafından desteklenmiştir.

KAYNAKLAR

1. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Afet İşleri Genel Müdürlüğü Deprem Kataloğu (1992), Ankara (Basılmamış).
2. Burton, P.W. (1978), "Uç Değer İstatistiklerinin Avrupa Bölgesindeki Sismik Tehlikenin Belirlenmesinde Uygulanması", Proc. Symp. Anal. Seismicity and on Seismic Risk, pp.323-334, (İngilizce).
3. Cornell, C. A. (1968), "Mühendislik Sismik Risk Analizi", Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 58, pp. 1583-1606, (İngilizce).
4. Der Kiureghian, A. ve Ang, A. H-S. (1977), "Sismik Risk Analizi için Bir Fay Kırılma Modeli", Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 67(4), pp. 1173-1194, (İngilizce).
5. Epstein, B. ve Lomnitz, C. (1966), "Büyük Depremlerin Oluşumu için Bir Model", Nature, Vol. 211. pp. 954-956, (İngilizce).
6. Ferraes, S. G. (1967), "Mexico City'deki Depremler için Poisson Süreci Sınaması", Journal of Geophysical Research, Vol. 72(14), pp. 3741-3742, (İngilizce).
7. Gumbel, E. J. (1958), Uç Değer İstatistikleri, Columbia University Press, New York, (İngilizce).
8. Kiremidjian, A. S. (1982), "Büyük Depremler için En Küçük Gerilme Düzeyi", Proc., 7 th ECEE, Athens, Greece, Vol. 2. pp. 32-41, (İngilizce).
9. Knopoff, L. ve Kagan, Y. (1977), "Deprem Problemlerine Uygulanan Uç Değer Kuramının Analizi", Journal of Geophysical Research, Vol. 82(32), pp. 5647-5657, (İngilizce).
10. Lomnitz, C. (1974), Küresel Tektonikler ve Deprem Riski, Elsevier, Amsterdam, (İngilizce).
11. Makropoulos, K. C. ve Burton, P. W. (1986), "HAZAN: Gumbel'in Uç Değer İstatistikleri Kuramını Kullanarak Sismik Tehlike Parametrelerini Değerlendiren Bir Fortran Programı", Computers and Geosciences, Vol. 12(1), pp. 29-46, (İngilizce).
12. Parzen, E. (1962), Stokastik Süreçler, Holden-Day, San Francisco, (İngilizce).
13. Patwardhan, A. S., Kulkarni, R. B. ve Tocher, D. (1980), "Büyük Depremlerin Tekrarının Nitelendirilmesi için Bir Yarı-Markov Modeli", Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 70, pp. 323-347, (İngilizce).
14. Rice, J. (1975), "Deprem Dizilerinin Analizinde Kullanılan İstatistiksel Yöntemler", Geophys. J. R. Astr. Soc., Vol. 42, pp. 671-683, (İngilizce).
15. Suzuki, S. ve Kiremidjian, A. S. (1991), "Depremlerin Oluşumu için Bayes Parametrelili Bir Rassal Kayma Oranı Modeli", Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 81. pp. 781-795, (İngilizce).
16. Yegulalp, T. M. (1974), "Büyük Depremlerin Önceden Tahmini", Management Science, Vol. 21(4), pp. 418-421, (İngilizce).
17. Yegulalp, T. M. (1988), Uç Değer İstatistikleri Paketi, Columbia University, (İngilizce).
18. Yegulalp, T.M. ve Kuo, J. T. (1974), "En Büyük Magnitüdlü Depremlerin Oluşumunun İstatistiksel Tahmini", Bull. Seism. Soc. Am. Vol. 64(2), pp. 393-414, (İngilizce).
19. Yüçemen, M. S. (1993), "Sismik Tehlike Tahmini için Çok Boyutlu Bir Rassal Fonksiyon Modeli", Structural Safety, Vol. 12, pp. 187-203, (İngilizce).

OTOYOL KÖPRÜLERİNİN DEPREM YÖNÜNDEN HASAR GÖREBİLİRLİĞİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

SEISMIC VULNERABILITY ASSESMENT OF HIGHWAY BRIDGES

A. Can Zülfıkar¹, Özal Yüzügüllü²

SUMMARY

The purpose of this paper is to establish a database for the highway bridges on the O1 and O2 peripheral motorways in Istanbul and evaluate their seismic vulnerabilities according to a certain screening procedure. The preliminary screening procedure contemplates only the technical aspects of the problem and does not include political and economic considerations. To determine seismic rating of a bridge, a) Structural characteristics, b) Importance of the bridge as a vital transportation link, c) Foundation and site characteristics are to be taken into account. The results of this investigation are considered to be the essential step for the maintenance and improvement of the bridges in the future.

ÖZET

Bu çalışmada amaç, geliştirilmiş bir önınceleme metodu kullanarak, İstanbul'da O1 ve O2 çevreyolları üzerinde bulunan otoyol köprülerinin deprem etkisi yönünden hasar görebilirliliğini değerlendirmektir. Kullanılan önınceleme metodu konuyu sadece mühendislik açısından değerlendirir, ekonomik ve idari yaklaşımları gözönüne almaz. Bir köprünün deprem yönünden hasar görebilirliliğinin puanlanması, köprünün yapısal karakteristiği, önemi ve zemin yapısı göz önüne alınır. Bu çalışmanın sonuçları, köprülerin ileride deprem yönünden takviye ve güçlendirme çalışmaları için gerekli görölmektedir.

GİRİŞ

1989 Loma Prieta depreminde köprülerde görölen hasarlardan sonra hem yeni

¹ Arş. Gör. B.Ü., K.R.D.A.E., Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı, Çengelköy, İstanbul

² Prof. Dr. B.Ü., K.R.D.A.E., Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı, Çengelköy, İstanbul

yapılacak köprüler için hem de varolan köprülerin takviye ve güçlendirme çalışmaları için projelendirme kriterlerinin tekrar gözden geçirilme ihtiyacı doğmuştur. Bu ihtiyaç varolan köprülerin deprem etkisi yönünden hasar görebilirliğini tanımlayabilmek için çeşitli metodların geliştirilmesine sebep olmuştur. Günümüzde otoyol köprüleri için kullanılan öninceleme metodlarından başlıcaları CALTRANS (California Department of Transportation), WSDOT (Washington State Department of Transportation), IDOT (Illinois Department of Transportation) ve ATC (Applied Technology Council) [1] tarafından geliştirilmişlerdir. Bu çalışmada Memphis'te [2] otoyol köprülerinin hasar görebilirliğini değerlendirmek amacıyla uygulamaya konan bir öninceleme metodu kullanılarak, İstanbul'da O1 ve O2 çevreyolları (Şekil 1) üzerinde yer alan otoyol köprülerinin deprem etkisi altındaki hasar görebilirliği değerlendirilmiştir. Bu öninceleme metodu, köprünün yapısal elemanlarını, bir ulaştırma bağı olarak önemliliğini ve zemin durumunu göz önünde tutarak ayrıntılı inceleme gerektiren köprüleri belirler ve bunun sonucu olarak depreme dayanıklılığı artırıcı takviye ve güçlendirme çalışması yapılmasını gerektiren köprülere karar verilmesinde yardımcı olur.

OTOYOL KÖPRÜLERİNİN DEPREM ETKİSİ YÖNÜNDEN DEĞERLENDİRİLMESİ

Öninceleme metodunun amacı depreme dayanıklılığı artırıcı takviye ve güçlendirme çalışmasına bağlı olarak deprem riskine sahip öncelikli köprülerin belirlenmesidir. Deprem riskine sahip otoyol köprülerinin belirlenmesi, takviye ve güçlendirme çalışması yapılacak otoyol köprülerinin seçimi, mühendislik yaklaşımı kadar, ekonomik, sosyal ve idari yaklaşımları da gözönüne almayı gerektirir.

Otoyol köprülerinin depreme dayanıklılığını artırıcı takviye ve güçlendirme çalışmaları üç aşama halinde gerçekleştirilir.

- I. Aşama: Otoyol köprülerinin önincelenmesi,
- II. Aşama: Otoyol köprülerinin ayrıntılı incelenmesi,
- III. Aşama: Takviye ve güçlendirme çalışmalarının tasarımı,

Bu çalışmada, sadece I. Aşama sonuçlarına yer verilmiştir. I. Aşama da yer alan öninceleme metodunda aşağıdaki hususlar gözönüne alınır:

- a) Köprünün yapısal özellikleri,
- b) Köprünün bir ulaşım bağı olarak önemi,
- c) Köprünün zemin özellikleri,

Metod her köprü için yukarıdaki hususlara verilen ağırlıklı bir puanlama sistemi ile başlar. Yukarıdaki hususlar ayrıca kendi içinde de alt kriterlere ayrılarak puanlanır (Tablo.1) ve bu puanlar toplanarak öninceleme için gerekli toplam puan oluşturulur.

Tablo 1'de yer alan alt kriterler aşağıdaki şekilde sıralanır:

Üstyapı

Otoyol köprüleri üstyapılarına göre sürekli veya süreksiz olarak iki kısma ayrılır.

Öninceleme formunda üstyapısı süreksiz olan köprüler 0, üstyapısı sürekli olan köprüler ise 10 ile puanlandırılmıştır.

Genleşme Derzi Sayısı

Üstyapıdaki genleşme derzi köprünün süreksizliğini artırır ve stabilitesini etkiler. Eğer köprü genleşme derzine sahip değilse veya 1 genleşme derzine sahipse 5 puan, 2 veya 3 genleşme derzine sahipse 4 puan ve 4 veya daha fazla genleşme derzi için 3 puan alır.

Mesnet Tipi

İstanbul'da O1 çevreyolundaki köprülerin büyük bir çoğunluğunda ve O2 çevreyolundaki köprülerin tamamında elastomer mesnetler kullanılmıştır. Elastomer mesnetler, aralarına çelik levhalar yerleştirilmiş elastomer tabakalarından ibaret mesnetlerdir ve tabaka düzlemleri içinde sınırlı miktarda harekete izin verirler [3].

Verevlik Etkisi

Köprüdeki verevlik, orta ayak doğrultusu ile köprü doğrultusuna çizilen dik doğru arasındaki açı olarak tanımlanır. Verevlikten dolayı köprünün ilk baskın modunun, üstyapının yatay düzleminde dönme oluşturacağı ve bunun sonucunda mesnetlere gelen kuvvetlerin eşit olarak dağılmayacağı [4] dolayısıyla bununda deprem anında mesnetlerin performansının olumsuz yönde etkileneceği düşünülererek, verevlik etkisi öninceleme formunda köprüdeki verevlik açısına göre 1 ile 5 arasında puanlandırılmıştır.

Köprünün Yapım Yılı

Köprünün yapım yılı, kullanılan deprem şartnamesi ile doğrudan ilgilidir. Deprem şartnamesi gözönüne alınarak yapılan köprülere 10, deprem şartnamesi gözönüne alınmadan yapılan köprülere ise 0 puan verilmiştir.

Sınıflandırma

Bu kriterde köprüler, düzenli ve düzensiz köprüler olarak sınıflandırılırlar. Farklı ayak yüksekliğine ve farklı rijitliğe sahip olan köprüler düzensiz köprüler olarak tanımlanırlar ve düzenli köprülerin deprem etkisi yönünden güvenilirliğinin daha üstün olacağı düşünülererek düzenli köprüler 10 ile düzensiz köprüler 0 ile puanlandırılmıştır.

Ayak Yüksekliği

Bu kriterde ayak yüksekliği 5 m.'den fazla olan köprülerin deprem riskinin daha fazla olacağı düşünülererek, ayak yüksekliği 0 ile 5 m. arasında olan köprüler 5 ile ayak yüksekliği 5 m.'den fazla olan köprüler 0 ile puanlandırılır.

Minimum Mesnet Uzunluğu

Ötelenmeye izin verilen kiriş uçlarındaki gerçek mesnet uzunluğu, minimum mesnet uzunluğundan fazla olmalıdır. Aksi takdirde bir deprem sırasında mesnetin yeterli uzunlukta olmamasından dolayı kirişin mesnetten düşme ihtimali vardır [5]. Değerlendirme de, eğer gerçek mesnet uzunluğu, hesaplanan minimum mesnet uzunluğundan fazla ise 10 ile aksi takdirde 0 ile puanlanır.

Toplam Yol Mesafesi

Köprünün bir sonraki köprü ile arasında olan mesafe toplam yol mesafesi şeklinde tanımlanır. Puanlandırma, toplam yol mesafesi 3.5 km.'den az olan köprüler için 10, 3.5 ile 7 km. arasında olan köprüler için 5 ve 7 km.'den fazla olan köprüler için 0 puan şeklindedir.

Günlük Ortalama Trafik

Bir köprünün deprem anında hasar görmesinin en kötü sonucu insan hayatına malolmasıdır. Bu sonuç köprünün önemini belirten bir kriter olarak günlük ortalama trafik ile tanımlanır.

İstanbul'daki O1 ve O2 çevreyolları (Şekil 1) üzerinde bulunan köprüler için günlük ortalama trafik Karayolları 17. Bölge Müdürlüğü İstatistik Bölümünden 10000 aracın üzerinde olarak belirtilmiştir.

Bu kriterde günlük ortalama trafik 2000 araçtan az olan köprüler için 10 ile, 2000-10000 araç arasında olan köprüler için 5 ile, ve 10000 araçtan fazla olan köprüler için 0 ile puanlandırılmıştır.

Zemin Durumu ve Sıvılaşma Potansiyeli

Zemin durumunun deprem sırasında sarsıntının süresi ve genliği üzerinde ve dolayısıyla yapısal hasar üzerinde büyük etkisi vardır.

Genelde İstanbul için 5 çeşit zemin durumuna rastlanılır.

- Z1. Kuvarsit, Granit, bazalt ve şistli zemin,
- Z2. Gravak ve killi şist zemin,
- Z3. Kalker ve marnlı zemin,
- Z4. Kum, çakıl ve killi zemin,
- Z5. Alüvyonlu zemin,

Z1, Z2 ve Z3 zemin tipleri sert zeminlerdir dolayısıyla depreme dayanıklı zeminler olarak tanımlanırlar ve 10 ile puanlandırılırlar. Deprem etkisi açısından daha elverişsiz zeminler olan Z4 ve Z5 zemin tipleri ise sırasıyla 5 ve 0 ile puanlandırılırlar.

Kenar Ayak Yüksekliği

Kenar ayaklarda en önemli hasar, dönmeden ve oturmadan dolayı olur. Kenar ayak yüksekliğine bağlı olarak zemin etkisi, 0-5 m. için 10 puan, 5-10 m. için 5 puan ve 10 m.'den büyük yükseklikler için ise 0 puan olarak verilmiştir.

O1 VE O2 OTOYOL KÖPRÜLERİ İÇİN PUANLAMA SONUÇLARI

İstanbul ili, Karayolları 17. Bölge Müdürlüğü sınırları içerisinde yapılan bu çalışmada 26'sı O1 çevreyolu üzerinde ve 46'sı O2 çevreyolu üzerinde olmak üzere toplam 72 köprü önincelemeye tabi tutulmuştur. Gerekli olan projeler, Karayolları 17. Bölge Müdürlüğü, Köprüler Daire Başkanlığından ve günlük ortalama trafik'te İstatistik bölümünden elde edilmiştir. Zemin puanlamasında, İstanbul'un zemin yapısını gösteren jeolojik durum haritasından faydalanılmıştır.

Her köprü için toplam puan üç kısımdan oluşur.

- a) Yapısal puan 60,
- b) Önemlilik puanı 20,
- c) Zemin puanı 20,

Toplam 100 puanlık bir değer arzu edilen bir köprüyü temsil etmektedir. 0 puanlık bir değer ise depremin etkisine karşı hiçbir direnci olmayan köprüyü temsil etmektedir. Tablo 2'de, I. aşamaya ait puanlama sonuçları verilmiştir. Bu değerler, sosyal, politik, ekonomik ve idari konuları kapsamamaktadır. Elde edilen en yüksek puan 74, en düşük puan 42 ve ortalama puan 56 olmuştur. Tablo 3'te ise bazı kriterleri içeren ortalama sonuçlara yer verilmiştir.

SONUÇ

1- Yukarıda elde edilen sonuçlara ek olarak ekonomik, sosyal ve idari konular da gözönüne alınmalı ve belirlenen bir puanın altındaki puana sahip köprüler için 2. aşama incelemesine geçilmeli en son olarak da çalışma alanı içinde hasar görülebilirlik açısından risk taşıyan köprüler için bir takviye ve güçlendirme programı tasarlanmalı ve imkanlar oranında uygulamaya konmalıdır.

2- I. Aşama için uygulanan metod sadece Kaynak.2'de önerilen yöntemi kapsamaktadır. Bu konudaki mevcut diğer yöntemlerle de benzer bir puanlama yapılmalı ve elde edilen sonuçların tutarlığı karşılaştırılmalıdır.

1. Basöz, N., Kremidjian, N., Straser, N., (1994) "Sismik Yönden Takviye ve Güçlendirme Çalışmaları için Köprülerin Değerlendirilmesi ", Fifth U.S. National Conference, (İngilizce)
2. Pezeshk, S., Chang, T. S., Yiak, K. C., Kung, H. T., (1993) "Memphis'de Otoyol Köprülerinin Sismik Yönden Hasar Görebilirliğinin Değerlendirilmesi", Earthquake Spectra, volume 9, no. 4, (İngilizce)
3. Gumba, "Köprü Mesnetleri Rehberi", (İngilizce)
4. Roy A. Imbsen, (1987), "Köprülerin Deprem Davranışını Tanımlamak için Tasarım ve Takviye Çalışmaları Yönünden Analitik Tekniklerin Değerlendirilmesi ", vol 2, FEMA- 136, (İngilizce)
5. AASHTO, (1983) "Otoyol Köprülerinin Sismik Tasarım Şartnamesi", (İngilizce)

The map illustrates the planned rail network connecting the European and Asian sides of Istanbul. It features numerous interchanges and stations, including:

- HETHİS KAVŞAĞI** (Hethis Interchange)
- SARIALINLAR KAVŞAĞI** (Sarıalınlar Interchange)
- BESLER KAVŞAĞI** (Besler Interchange)
- YILMAZ KAVŞAĞI** (Yılmaz Interchange)
- OSMANIYE KAVŞAĞI** (Osmaniye Interchange)
- ZEYTİNBURNU**
- PATLA**
- ESENKÖY**
- KADIKÖY**
- ÜSKÜDAR**
- BEŞİKTAŞ**
- BEYOĞLU**
- HALICIÖLÜ KAVŞAĞI** (Halıcıölü Interchange)
- DURUYAN KAVŞAĞI** (Duruyan Interchange)
- ÇALIKLI KAVŞAĞI** (Çalıkli Interchange)
- BAĞIRSAĞI KAVŞAĞI** (Bağirsacı Interchange)
- LEVANT KAVŞAĞI** (Levant Interchange)
- TUNEL TUNNEL**
- KARAYAKADEMİSİ KAVŞAĞI** (Karayakademisi Interchange)
- NARIN KAVŞAĞI** (Narin Interchange)
- MOLLA BURHAN İSTASYONU** (Molla Burhan Station)
- ALTUNKÖY KAVŞAĞI** (Altunköy Interchange)
- GAMUCA KAVŞAĞI** (Gamuca Interchange)
- UZUNCATRA KAVŞAĞI** (Uzuncatra Interchange)
- BOĞAZCIÖY KAVŞAĞI** (Boğazciöy Interchange)
- KOTAHİTİ KAVŞAĞI** (Kotahiti Interchange)

The map also shows the Bosphorus Bridge and the Golden Horn. A legend at the bottom right explains the symbols used for stations, interchanges, and road types.

Tablo 1

YAPISAL PUAN				Puan
1.Üstyapı (10 puan)		Sürekli 10	Süreksiz 0	
2.Genleşme Derzi Sayısı (5 puan)	<=1 5	2 4	3 4	>=4 3
3.Mesnet Tipi (5 puan)	Elastomer Mesnet 4	Kayıcı Mesnet 5		
4.Verevlik (5 puan)	Düz 5	Açı (<20°) 4	Açı (>20°) 1	
5.Yapım Yılı (10 puan)	Deprem Şartnamesi Öncesi 0	Deprem Şartnamesi Sonrası 10		
6.Sınıflandırma (Farklı Ayak Yüksekliği) (10 puan)	Düzenli 10	Düzensiz 0		
7.Maks. Ayak Yüksekliği (5 puan)	<5 m 5	>5 m 0		
8.Gerçek Mesnet Uzunluğu > Min. Gerekli Mesnet Uzunluğu (10 puan)	Yes 10	No 0		
Toplam Yapısal Puan (60 puan)				
ÖNEMLİLİK PUANI				Puan
9.Toplam Yol (10 puan)	> 7 km 0	3.5 - 7 km 5	<3.5 km 10	
10.Günlük Ortalama Trafik (10 puan)	<2000 10	2000-10000 5	>10000 0	
Toplam Önemlilik Puanı (20 puan)				
ZEMİN PUANI				Puan
11.Zemin Durumu ve Sıvılaşma Potansiyeli (10 puan)	Z1-Z2-Z3 10	Z4 5	Z5 0	
12.Kenararak Yüksekliği(m) (10 puan)	0-5 10	5-10 5	>10 0	
Toplam Zemin Puanı (20 puan)				

Tablo 2

Köprü Adı	Toplam Puan (100 puan)
O2-KMO1	45
O2-İÇO	49
O2-BRO	48
O2-BSK	49
O2-M102	49
O2-M101	54
O2-M302	64
O2-M301	59
O2-M401	49
O2-M402	64
O2-M501	63
O2-NMO1	40
O2-B2	44
O2-B19	50
O2-B3	65
O2-B6	58
O2-B10	50
O2-B11	45

Köprü Adı	Toplam Puan (100 puan)
O2-M2U2	59
O2-M5U2	62
O2-M5U1	44
O2-V2A	53
O2-V2	53
O2-V4	48
O2-V1	53
O2-B1	55
O2-VMO1	49
O2-RMO1	50
O2-RMO2	63
O2-B17	57
O2-B16	58
O2-BLU1	54
O2-L102	54
O2-M1U1	49
O2-M1U2	59
O2-B21	42

Köprü Adı	Toplam Puan (100 puan)
O2-B12	45
O2-B13	43
O2-B14	48
O2-B3C	63
O2-B3B	55
O2-B5	63
O2-KMU4	50
O2-KMU3	54
O2-NMU3	54
O2-NMU4	52
O1-K101	74
O1-K102	68
O1-K103	57
O1-K106	62
O1-K202	59
O1-K204	63
O1-K206	63
O1-K207	68

Köprü Adı	Toplam Puan (100 puan)
O1-K212	58
O1-K303	68
O1-K305	64
O1-K402	62
O1-K404	62
O1-K410	60
O1-K414	67
O1-503	68
O1-K505	64
O1-K510	63
O1-K512	48
O1-K515	53
O1-K517	53
O1-K104	59
O1-K205	63
O1-K300	60
O1-K501	54
O1-K509	67

Tablo 3

	Kriter	Ortalama (%)
Üstyapı	Sürekli Süreksiz	36.1 63.9
Genleşme Derzi	< = 1 2 3 > = 4	52.8 38.9 8.3 0.0
Verevlik	Düz Açı (< 20°) Açı (> 20°)	31.9 33.3 34.8
Yapım Yılı	Deprem Şartnamesi Öncesi Deprem Şartnamesi Sonrası	36.1 63.9
Sınıflandırma	Düzenli Düzensiz	40.3 59.7
Gerçek Mesnet Uzunluğu > Min. Gerekli Mesnet Uzunluğu	Evet Hayır	100 0
Ayak Yüksekliği	< 5 m > 5 m	3.0 97.0