



T.C.
BAYINDIRLIK ve İSKÂN BAKANLIĞI
AFET İŞLERİ GENEL MÜDÜRLÜĞÜ
DEPREM ARAŞTIRMA DAİRESİ

DEPREM ARAŞTIRMA BÜLTENİ

10



Deprem Araştırma Bülteni (DAB)

*Bulletin of Earthquake Research
(Bull. Earthq. Res.)*



Temmuz [July] / 1975
Cilt [Volume]: 3

Sayı [Issue]: 10

İÇİNDEKİLER [INDEX]

Sayfa [Page]

ARAŞTIRMA [RESEARCH]

Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkındaki Yönetmelikte
Betonarme Yapılarla İlgili Bölümün Temel İlkeleri ve Açıklamalar [Basic
Principles and Explanations of the Section Related to Reinforced
Concrete Structures in the Regulation on the Structures to be Built in
Disaster Areas]

Uğur ERSOY, Polat GÜLKAN 5-44

ARAŞTIRMA [RESEARCH]

Düşey Titreşim Genliğinin Kohezyonsuz Zeminlerin Sıkılaştırılmasına
Etkisi [Effect of Vertical Vibration Amplitude on Compaction of
Cohesionless Soils]

Bülent GÜNGÖR, Yıldız WASTI 45-58

DİĞER [OTHER]

Kırım'ın Geliştirilmiş Sismik Sarsılabilirlik (Shakeability) Haritaları
[Enhanced Seismic Shakeability Maps of Crimea]

Ussal Z. ÇAPAN 59-71

**DEPREM
ARAŞTIRMA
ENSTİTÜSÜ
BÜLTENİ**

10

**DEPREM
ARAŞTIRMA
ENSTİTÜSÜ
BÜLTENİ**

10

**DEPREM ARAşTIRMA
ENSTITÜSÜ BÜLTENİ**



Üç Ayda Bir Yayınlanır
Bilim ve Meslek Dergisi



Sahibi
İmar ve İskan Bakanlığı adına
Teoman Güzey
Müsteşar Muavini



Yazı İşleri Müdürü
Oktay Ergünay
Deprem Araştırma Enstitüsü
Başkan Vekili



Yönetim Yeri ve Yazışma Adresi
Deprem Araştırma Enstitüsü
Başkanlığı, Konur Sokak No. : 4/2
Yenişehir/ANKARA



Telefon : 18 66 29 — 17 69 55



Basıldığı Yer
Baylan Matbaası 17 75 34 — 25 07 85



İlanlar pazarlığa tabidir.

Deprem Araştırma Enstitüsü Bülteni

YIL : 3

SAYI : 10

TEMMUZ 1975

BU SAYIDA

Afet Bölgeleinde Yapılacak Yapılar Hak-
kındaki yönetmelikte Betonarme Yapılarla
İlgili Temel İlkeleri ve Açıklamalar

Prof. Dr. Uğur ERSOY
Dr. Polat GÜLKAN

Düsey Titreşim Genliğinin Kohezyonsuz Ze-
minlerin Sıkıştırılmasının Etkisi

Bülent Güngör
Dr. Yıldız Wasti

Kırım'ın Geliştirilmiş Sismik Sarsılabilirlik
(Shakeability) Haritaları

Dr. A.G. Kamenobrodskiy

**AFET BÖLGELERİNDE YAPILACAK YAPILAR HAKKINDAKİ
YÖNETMELİKTE BETONARME YAPILARLA İLGİLİ BÖLÜMÜN
TEMEL İLKELERİ VE AÇIKLAMALAR**

YAZANLAR :

Prof. Dr. Uğur ERSOY
ODTÜ İnşaat Müh. Bölümü

Dr. Polat GÜLKAN
ODTÜ İnşaat Müh Bölümü

TEMEL KAVRAM VE İLKELER

I. 1. GİRİŞ :

Betonarme yapıların deprem kuvvetleri altında belirli bir emniyeti sağlayacak şekilde davranabilmeleri için gerekli hesap ve detaylar, düzey yükler için öngörülenlerden farklıdır. Depreme dayanıklı bir yapının gerçekleştirilebilmesi için, mühendisin soruna temel plânlama aşamasında katılması gerekir.

Hesabı yapan mühendis, deprem kuvvetlerinin dinamik özelliğe sahip olduklarını ve kesinlikle bilinmediklerini hiçbir zaman unutmamalıdır.

Deprem kuvvetleri yerin ivmesi sonucu ortaya çıkan atalet (eylemsizlik) kuvvetleri olduğundan, bu kuvvetlerin şiddeti yapının rijitlik ve kütle dağılımına ve yer hareketinin frekans ve genliğine bağlıdır. Yönetmelikte öngörülen yanıl kuvvetler yaklaşık değerler olup, şiddetli bir depremde oluşacak kuvvetlere oranla çok düşüktür.

Depreme maruz kalan bir yapı büyük bir enerjiyi yutmak, başka bir deyimle yapısal davranışı sonucu enerjiyi yoketmek durumundadır. Eğer yapının herhangi bir yerinde bir eleman akma sınırı ötesinde zorlanmalara maruz kalırsa, yapının taşıma gücünde bir azalma olmamalıdır. Akmadan sonra yük taşıma yeteneğini koruma özelliği çoğu kez "düktilite" olarak tanımlanmaktadır. Başka bir tanımla düktilite, elemanın kırılma konumuna ulaşmadan önce büyük deformasyon gösterebilme yeteneğidir. Yönetmelikte öngörülen koşullar, betonarme yapılarda çökmeyi önleyecek gerekli düktiliteyi sağlamak amacına yöneliktir.

Depreme dayanıklı yapının gerçekleştirilmesinde temel plânlama çok önemli bir yer tutmaktadır. Hiçbir simetriye sahip olmayan yapılardan mümkün olduğu ölçüde kaçınılmalı, yapısal süreksizliklerin olmamasına dikkat edilmelidir. Yapı rijitliğinin bir kattan diğerine çok büyük fark göstermesi, dinamik özellikler ve dolayısıyla dinamik davranış üzerinde son derece etkindir. Yanıl rijitliği fazla katların altında tek bir esnek katın bulunması, bu kattaki yanıl deplasmanların çok fazla artmasına yol açacaktır.

Metinde açıkça belirtilmemiş olmasına rağmen, Yönetmelikte öngörülen koşullar aşağıdaki temel ilkeleri gerçekleştirmeye yöneliktir.

- a. Yapı, hafif depremde hiçbir hasar görmemelidir.
- b. Orta şiddette bir deprem, taşıyıcı sistemde hasar meydana getirmemelidir. Ancak taşıyıcı olmayan elemanların hasar görebileceği kabul edilmektedir.

- c. Yurdumuzda beklenebilecek en şiddetli depremler sırasında yapının hem taşıyıcı hem de taşıyıcı olmayan elemanlarının hasar görebileceği (çatlama, deformasyon) kabul edilmekte, ancak yapının çökmeden ayakta kalabilmesi öngörülmektedir.

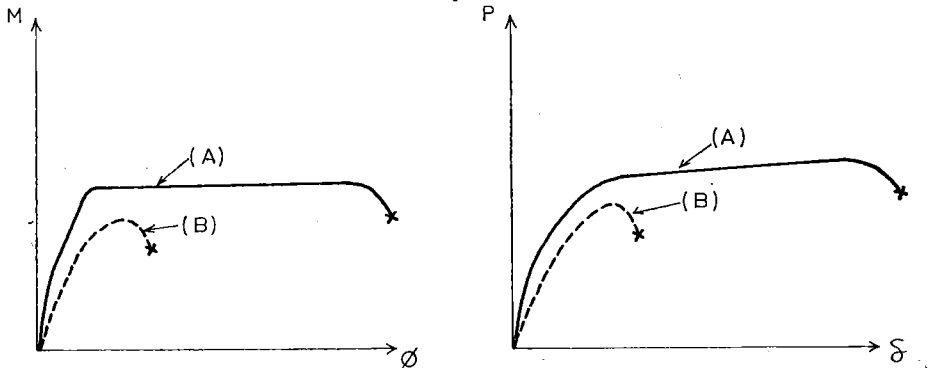
Kolayca anlaşılacağı gibi, ekonomik bir yapı elde edebilmek için, yapıyı oluşturan elemanlardaki malzemenin şiddetli deprem yükleri altında elastik sınırları ötesinde bir davranış göstereceği kabul edilmelidir. Bu nedenle, deprem hesabı yapan bir mühendisin betonarmenin doğrusal elastik olmayan davranışını ve taşıma gücü teorilerini bilmesi zorunludur.

Yönetmeliğin betonarme yapılarla ilgili 6. bölümünde öngörülen koşullar, yapının çökmesine veya can kaybına sebep olacak eleman davranışını önlemeye yöneliktir. Başka bir deyişle, elemanın herhangi bir kesitinde ani ve gevrek bir kırılma olmaması sağlanmaya çalışılmaktadır. Unutulmamalıdır ki, elemanların düktil davranışları da yeni bir sorun ortaya çıkarmaktadır. Düktil davranan bir eleman büyük deformasyonlara sebep olacağından, hesaplarda bunlar dikkate alınmalı ve deplasmanların belirli kabul edilebilir değerleri aşmaması sağlanmalıdır.

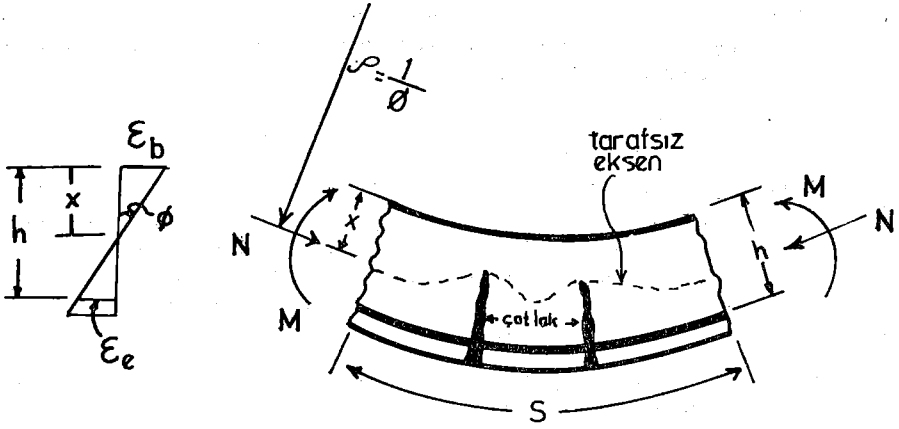
Yönetmelik maddelerine geçmeden önce, 6. Bölümde öngörülen koşulların oturduğu temelini, yani betonarmenin gerçek davranışı üzerinde durmak yerinde olacaktır.

1.2. Moment-Eğrilik İlişkisi

Bir yapı elemanının düktil davranış gösterip göstermediği moment-eğrilik açısı veya yük-deformasyon eğrilerinden anlaşılabilir, Şekil 1. Bu şekilde gösterilen iki yapı elemanı kırılma konumuna ulaşmadan gösterdikleri deformasyon açısından karşılaştırılırsa, eleman "A"nın "B"ye oranla çok daha düktil olduğu görülür. Betonarme elemanlar için M- θ ilişkisi tanımlanırken, bu ilişkinin ideal malzemelere oranla önemli bazı değişiklikler gösterdiği unutulmamalıdır. Bunun en belirli nedeni, betonarme elemanların normal servis yükleri altında çatlama, dolayısı ile kesitin homojen olmamasıdır. Şekil 2 den aşağıdaki ilişkiler yazılabilir.



ŞEKİL - 1



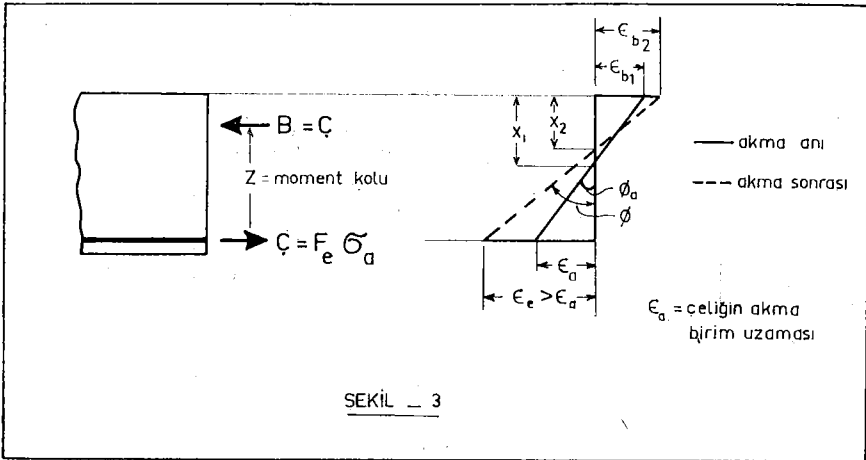
ŞEKİL - 2

$$\frac{1}{\rho} = \theta = \frac{\epsilon_b}{x} = \frac{\epsilon_e}{h-x} = \frac{\epsilon_b + \epsilon_e}{h} \quad (1)$$

Momentin sabit olduğu bölgelerde bile, çatlaklar nedeni ile tarafsız eksen derinliği x , dolayısıyla eğrilik, açıklık boyunca değişmektedir.

Betonarmedeki $M-\theta$ ilişkisinin diğer önemli bir özelliği de donatı çeliği akma sınırına ulaştıktan sonra görülür. Bu aşamadan sonra, çelikteki birim uzama hızla artarken, betondaki birim kısalma artışında önemli bir değişiklik olmamaktadır.

Bu durumda, Şekil 3 te gösterildiği gibi, hem tarafsız eksen yukarı doğru kaymakta, hem de eğrilik büyük çapta artmaktadır. Halbuki çelik geril-



ŞEKİL - 3

mesi akma sınırına ulaştıktan sonra sabit kaldığından (soğukta işlem görmüş çelikte bir miktar artış olur) ve moment kolundaki değişiklik ihmal edilecek kadar az olduğundan, eğriliğin hızla artmasına karşılık, moment sabit kalmakta veya çok az değişmektedir.

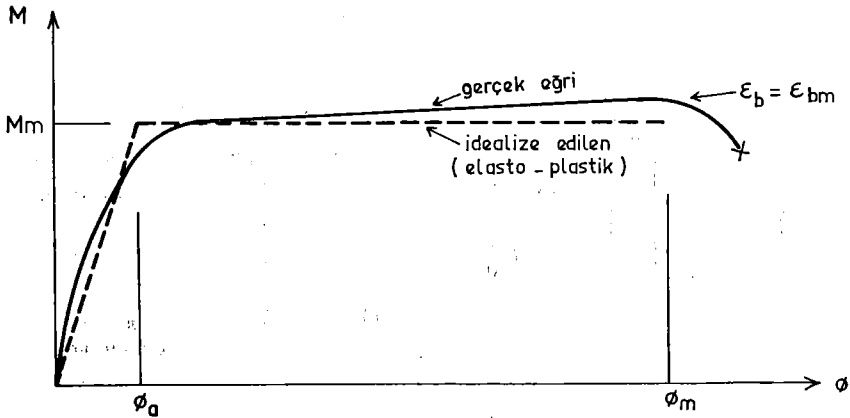
$$C = F_c \sigma_a = B = \text{sabit} \quad (2)$$

$$M_m = F_c \sigma_a \quad (\text{Moment kolu} \approx \text{sabit}) \quad (3)$$

Bu durumda elde edilen M-Ø ilişkisi Şekil 4'de gösterilmiştir. Donatının akma gerilmesine ulaşması ile elde edilen eleman davranışının ne denli düktil olduğu bu şekilden açıkça görülmektedir. Aynı şekil üzerinde, idealize edilmiş elasto-plastik davranış gösterilmiştir. Hemen işaret etmek gerekir ki, gösterilen davranış eksensel yükün sıfır veya küçük olduğu durumlar için geçerlidir, eksensel yükün etkisi ileride anlatılacaktır.

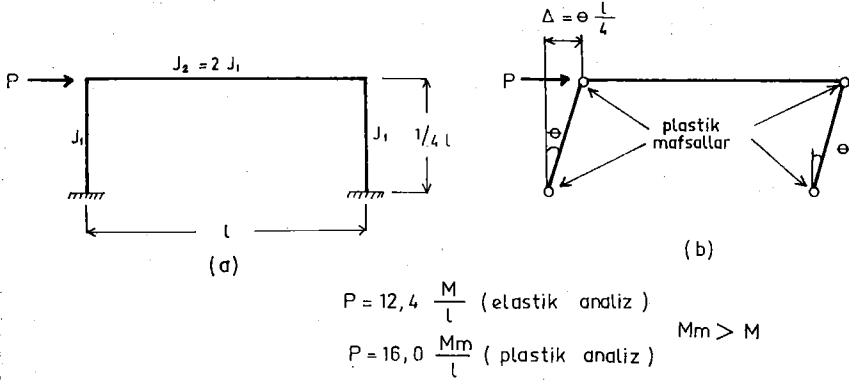
Şekilden de görüleceği gibi, donatı akma gerilmesine ulaştıktan sonra, elemanın sabit moment altında büyük deformasyon göstermesi, o kesitte plastik mafsallı oluşması olarak tanımlanır. Plastik mafsallı klasik mafsaldan en önemli farkı, söz konusu kesitte momentin sıfır olmayıp, sabit bir moment, M_m olmasıdır.

Eğilmenin hakim olduğu durumlarda betonarme elemanlar için M-Ø ilişkisinin elasto-plastik bir davranış göstermesi, başka bir deyişle plastik mafsallı oluşturabilme yeteneği, şiddetli deprem yükleri altında büyük yararlar sağlamaktadır. Bu tür elasto-plastik davranış nedeni ile, betonarme yapının herhangi bir noktasında donatının akma gerilmesine ulaşması ile yapı çökmez, O noktada moment sabit kalır, dönme açısı hızla artar. Bu da, yapıdaki momentlerin yeniden dağılımına sebep olur, başka bir deyişle yapı zorlamaları karşulamak üzere yeni bir düzenlemeye girer. Bu durumda moment dağılışı, M-Ø ilişkisinin doğrusal olduğu kabulü ile elde edilen dağılıştan oldukça farklıdır. Artan yük altında yapının başka bölgelerinde de plastik mafsallar oluşur. Bu durum, meydana gelen mafsalların yapıyı labil bir sisteme dönüştürdüğü ana kadar devam eder. Bu anda taşınan yük, malzemenin doğrusal elastik olduğu kabulü ile hesaplanan yükün çok üstündedir. Ancak unu-



ŞEKİL - 4

bulunmalıdır ki, çatılma ve deformasyon kabul edilebilir sınırların oldukça ötesindedir. Yatay yüke maruz, tek katlı ve tek açıklıklı bir çerçeveyi labil duruma getirecek plastik mafsalların oluşma yeri ile ilgili çeşitli seçenekler vardır. Bunlardan bir örnek Şekil 5'te gösterilmiştir. Görüleceği gibi, yapıda plastik deformasyona izin verilmesi, taşıma kapasitesini önemli ölçüde arttırmaktadır.

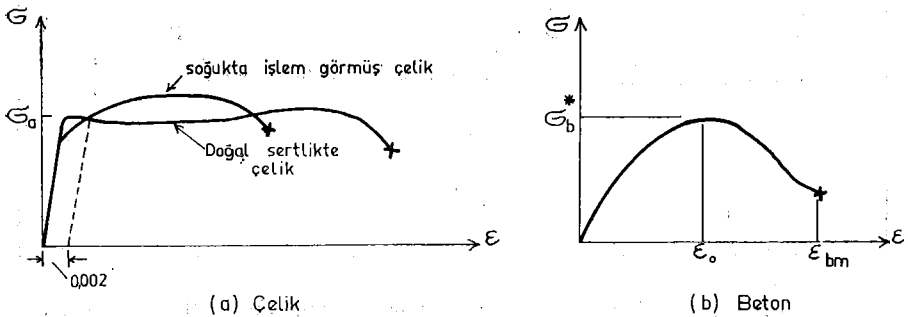


ŞEKİL - 5.

I. 3. Düktilitenin Sağlanması (Betonun Sarılması)

Betonarme elemanların yukarıda tanımlanan düktil davranışı gösterebilmesi için, kırılma konumuna donatı çeliğinin akması ile ulaşması gerekir. Şekil 6'da gösterildiği gibi beton gevrek, çelik ise düktil bir malzemedir. Bu nedenle, kırılma çelikten oluştuğu takdirde düktil, betondan oluştuğunda ise gevrek olur. O halde gevrek kırılma, donatı çeliği akma gerilmesine ulaşmadan, betonda oluşan eğik asal çekme gerilmelerinin (kesme kuvveti veya burulma momenti etkisi ile) sınır değerlere ulaşması veya betonun ezilmesi (yüksek aksiyel yükler altında) ile oluşabilir. Betonarme davranışının düktil olarak kabul edilebilmesi için bu tür kırılmaların kesinlikle önlenmesi gerekir.

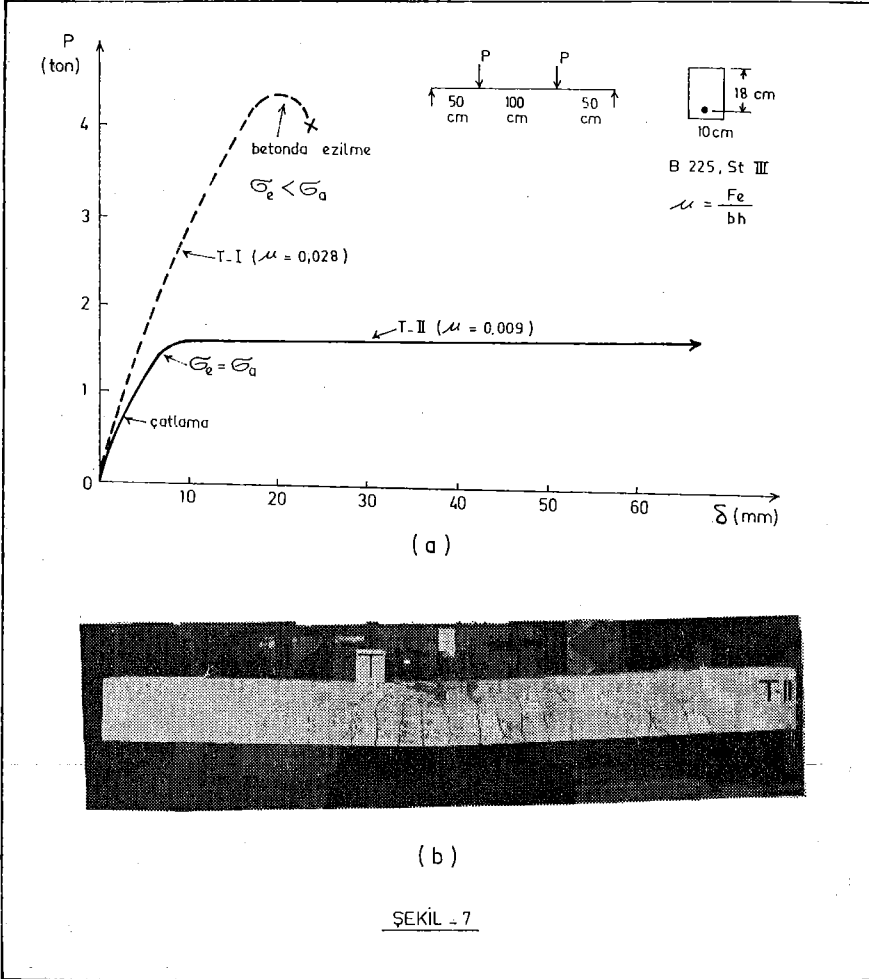
Eğilmeye maruz elemanlarda çekme donatısı yüzdesi sınırlanarak, kırılmanın kesinlikle donatının akması ile oluşması sağlanabilir. Nitekim, bugün



ŞEKİL - 6

şartnamelerimizde öngörülen emniyet gerilemelerini kullanarak boyutlandırılan bir kesitteki donatı yüzdesi, bu sınırlar altında kalacak ve davranış düktil olacaktır. Şekil 7 (a)'da ODTÜ Yapı Mekanîği Laboratuvarında denenen, çekme donatısı dışında boyutları, malzeme özellikleri ve yükleme şekilleri eş iki kirişten elde edilen p- δ eğrileri gösterilmiştir. Donatısı az olan T-II kirişinde donatı akma gerilmesine, betonarme ezilme sınırına ulaşmasından çok önce erişmiş olduğundan, davranış düktil olmuştur. Bu kirişin deneyden sonraki durumu Şekil 7 (b)'deki fotoğraftan görülebilir. Donatısı çok fazla olan T-I kirişi ise, donatı akma gerilmesine ulaşmadan betonun ezilmesi ile kırılmıştır.

Şekil 7 (a)'dan görüleceği gibi bu davranış düktil olmaktan çok uzaktır.



Momente ek olarak aksenal yükün de bulunduğu durumlarda ise, kesitteki donatı yüzdesini sınırlayarak basınç kırılmasını, yani çelik akma gerilmesine ulaşmadan betonun ezilmesini önlemeye olanak yoktur, çünkü elema-

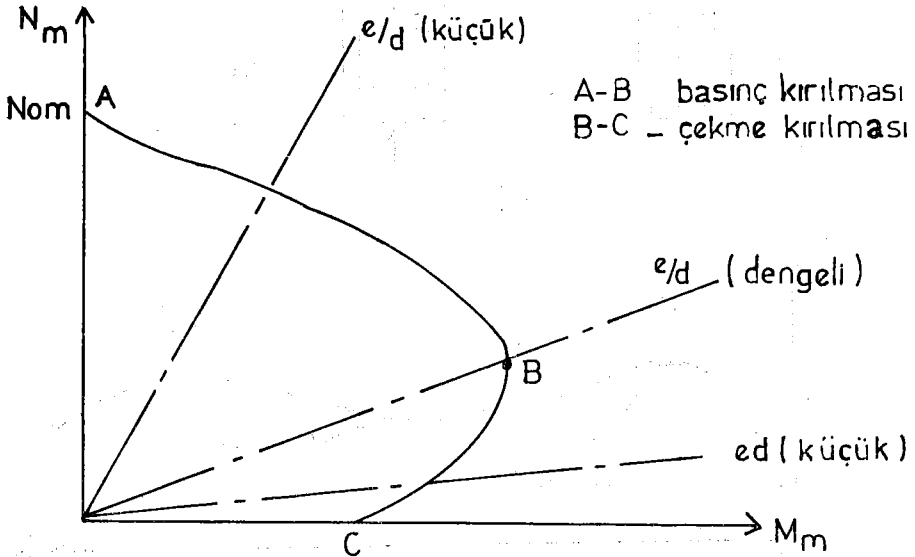
nın kırılma şekli (çekme veya basınç kırılması) doğrudan doğruya boyutsuz

eksantrisiteye bağlıdır, $\frac{e}{d} = \frac{M_m}{N_m(d)}$. Kırılma türünü elastik teoriye göre

saptamak olanaksızdır, bu ancak taşıma gücü teorisinden yararlanarak kes-
tirilebilir.

Şekil 8'de, belirli bir betonarme kesit için taşıma gücü teorisinden elde edilen M-N diyagramı (kargılıklı etki diyagramı) gösterilmiştir. Bu diyagramdan, kesitin basit eğilmeden ($N=0$), aksenal basınca ($M=0$) kadar olan çeşitli M-N kombinasyonları altındaki mukavemeti saptanabilir. Şekilde B noktası dengeli durumu göstermekte, orijinalden bu noktaya çizilen doğru ise, dengeli boyutsuz eksantrisiteyi temsil etmektedir. Dengeli durum, betonun ezilme sınırına, çekme donatısının da akma gerilemesine aynı anda eriştikleri özel kırılma şekli olarak tanımlanabilir. Şekil 8'deki M-N diyagramının B noktası üzerinde kalan kısımda ($e < e_d$) elemanın kırılması donatı çeliği akma gerilemesine ulaşmadan betonun ezilmesi ile oluşacaktır. Bu tür kırılma ani ve gevrek bir kırılmadır. M-N diyagramının B ve C noktaları arasındaki bölümde ise ($e > e_d$) elemanı kırılma konumuna, çeliğin akma gerilemesine ulaşması ile erişecektir. Doğal olarak bu tür kırılma "düktil" olarak nitelendirilecektir.

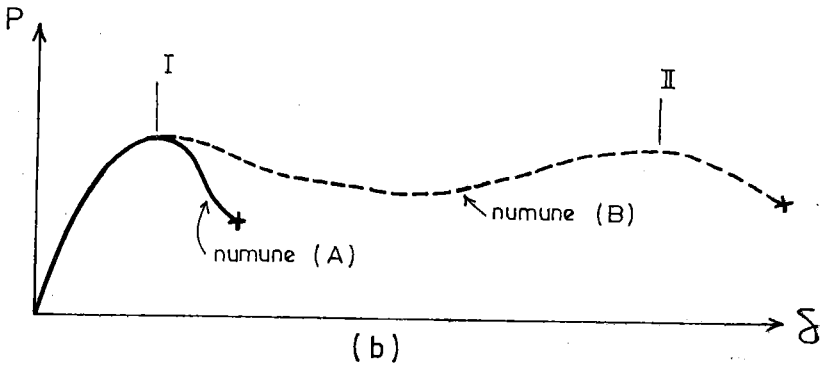
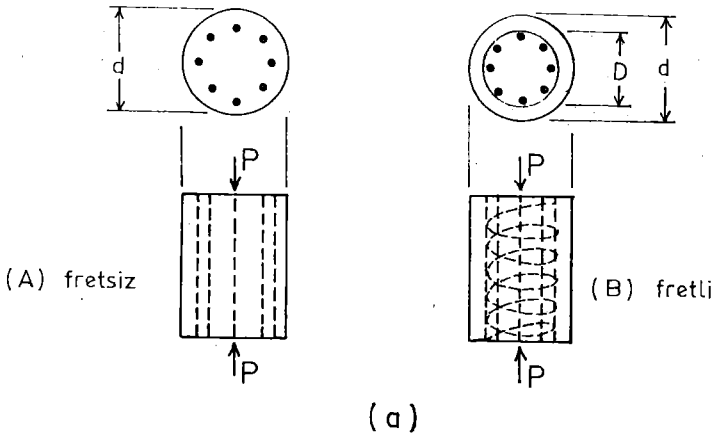
O halde $e > e_d$ olduğu durumlarda (Şekil 8, B-C arası) davranış düktil olduğundan özel bir tedbir gerekmez. $e < e_d$ olduğu durumlarda (Şekil 8, A-B arası) görülen gevrek kırılmayı önlemek gerekmektedir. Bu tür kırılmayı daha düktil bir hale getirmenin en etkili yolu betonun enine donatı ile iyice sarılmasıdır.



ŞEKİL - 8

Enine donatının etkisini anlayabilmek için, Şekil 9 (a) da gösterilen, aynı boyutlara ve boyuna donatıya sahip iki silindirin yük altındaki davranışlarını incelemek yararlı olacaktır. Bu iki deney elemanı arasında tek fark, (B) elemanında, boyuna donatıya ek olarak fret donatısının bulunmasıdır. İki deney elemanının davranışı, Şekil 9 (b)'de "I" olarak işaretlenen tepe noktasına ulaşuncaya dek özdeş olacaktır. Eğer fret üzerinde birim deformasyon ölçülmüş olsa idi, "I" noktasına erişildiğinde bunun ihmal edilebilecek kadar küçük olduğu görülecekti. Tepe noktasına ulaşıldığında, betonda ezilme başlamıştır, $\epsilon_b = \epsilon_o$. Genellikle, çeliğin birim akma kısalması ϵ_a , ϵ_o dan küçük olduğundan ($\epsilon_a < \epsilon_o$), donatı çeliği tepe noktasına erişilmeden akma gerilmesine ulaşmıştır. Bu durumda "A" numunesinde hem donatı, hem de beton sınır mukavemetlerine eriştiklerinden, elemanın gücü tükenir ve kırılır. Bu tür kırılma, Şekil 9 (b)'den görüleceği gibi, gevrek bir kırılmadır.

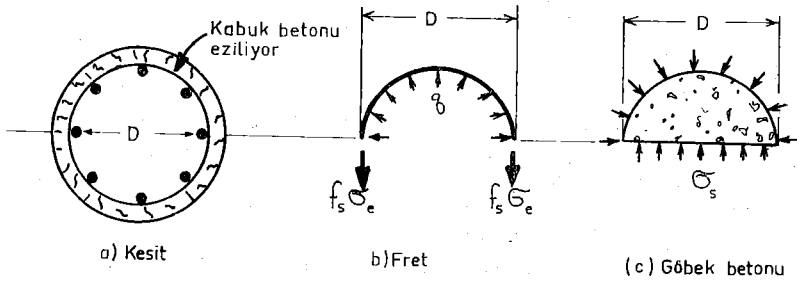
Fret donatısı bulunan "B" numunesinin de, "I" nci tepe noktasına erişildikten sonra, betonun ezilmeye başlaması ile yük taşıma kapasitesi düşmeye başlar. Ancak, bu sırada şişme nedeni ile artan yanıl deformasyon, fret donatıyı zorlamaya başlar. Fret dışında kalan beton (kabuk) serbestçe genişlerken, fret içinde kalan betonun (göbek) deformasyonu fretlerce sınırla-



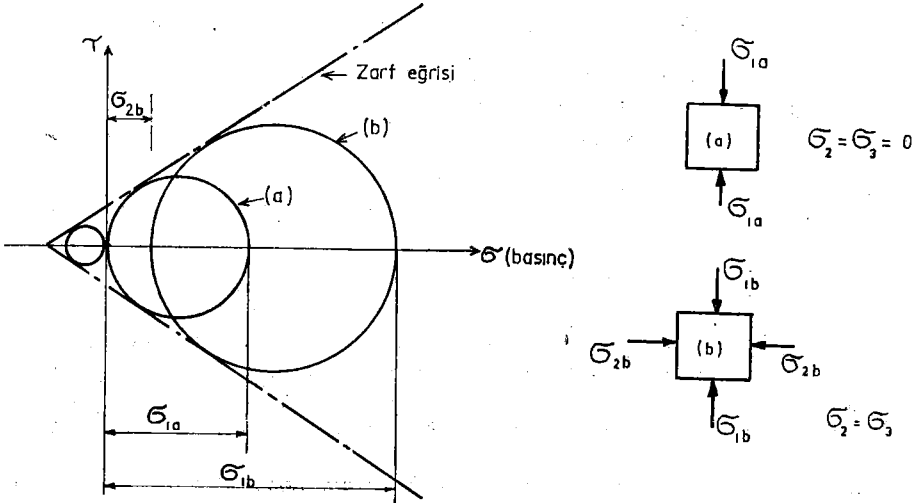
ŞEKİL - 9

nır. Bu durumda göbek betonunda ve fret donatısında meydana gelen gerilmeler, Şekil 10 (b) ve (c)'de gösterilmiştir. Böylece, deformasyonun artması ile fret daha etkili çalışmaya başlar ve betona uyguladığı yanal basınç daha etkili olur. Yapılan çesitli deneysel çalışmalar, üç yönde basınca maruz bir beton elemanın basınç mukavemetinin, tek yönlü basınca oranla çok daha yüksek olduğunu göstermiştir. Üç yönde gerilmeye maruz beton için en gerçekçi kırılma kriteri, Şekil 11'de gösterilen, değiştirilmiş Mohr kriteridir. Aynı şekil üzerinde gösterilen tek yönlü ve çok yönlü basınca maruz iki elemanın mukavemetleri, örnek olarak zarf eğrisi üzerinde işaretlenmiştir. Görüleceği gibi, yanal basınçın mukavemete etkisi çok büyüktür. Şekilde gösterilen zarf eğrisi (bütün gerilmeler basınç olursa) yaklaşık olarak aşağıda denklemle ifade edilebilir ($\sigma_2 = \sigma_3$ için).

$$\sigma_1 = \sigma_b^* + 4,0 \sigma_2 \quad (4)$$



ŞEKİL - 10



ŞEKİL - 11

Fretin betona uyguladığı yanal basınç, sarma etkisi olarak tanımlanmaktadır. Bu etki nedeni ile, birinci tepe noktasına ulaşıldığında yük taşıma kapasitesinde düşme görülen eleman yeniden toparlanmakta ve giderek yeni bir tepe noktasına erişmektedir (tepe noktası No. "II"), Şekil 9.

Birinci tepe noktasından ikinciye geçişte, fretin beton üzerindeki sarma etkisi çok belirgindir. Bu aşamada, sarılmamış olan kabuk betonu ezilerek dökülür, sarılmış olan göbek betonu ise, yük taşıyıcı olarak görevine devam eder. Birinci ve ikinci tepe noktaları arasında kaybedilen kabuk alanının değeri Denklem (5) te verilmiştir.

$$\text{Kabuk alanı} = \frac{\pi D^2}{4} \left\{ \left(\frac{d}{D} \right)^2 - 1 \right\} \quad (5)$$

İkinci tepe noktasına ulaşıldığında meydana gelen deformasyon, ilk tepe noktasındakinin 10-15 katıdır. Bu nokta göz önünde bulundurulduğunda, bir elemanı fretle sarmamanın, düktiliteyi ne ölçüde artırdığı açıkça görülür.

İkinci tepe noktasının birinciye oranla düzeyi, fret yüzdesine bağlıdır. İkinci tepe noktasında erişilen mukavemet çok büyük deformasyonlar sonunda elde edildiğinden, pratik önemi yoktur. Fret yüzdesinin artırılması, birinci tepe noktasını etkilemeyeceğinden, bu artış nedeni ile ikinci tepe noktasındaki yükselmenin pratik bir değeri yoktur. Bu durumda, en ekonomik ve emniyetli çözüm, birinci ve ikinci tepe noktalarının aynı düzeyde olmasını sağlamakla elde edilir. Bu da, birinci tepe noktasına kadar etkili olan, ancak o noktaya ulaşıldıktan sonra kaybedilen beton kabuk mukavemetini, fret mukavemetine eşitlemekle bulunur. Fret donatısı eşdeğer boyuna donatı cin-

sinden ifade edildiğinde, $F_s = \frac{\pi D (f_s)}{S}$, bu donatının normal boyuna donatının 2,5 katı kadar etkili olduğu yapılan deneylerle saptanmıştır. (*)

$$0,85 \sigma_b^* \frac{\pi D^2}{4} \left\{ \left(\frac{d}{D} \right)^2 - 1 \right\} = 2,5 F_s \sigma_a \quad (6)$$

$$\text{ideal } u_s = \frac{F_s}{F_k} = \frac{F_s}{\frac{\pi D^2}{4} \sigma_a} = 0,35 \frac{\sigma_b^*}{\sigma_a} \left\{ \left(\frac{d}{D} \right)^2 - 1 \right\} \quad (7)$$

O halde aksel basınca maruz bir elemanın düktil davranması isteniyorsa, o elemandaki fret sargı donatısı yüzdesi en az yukarıdaki denklemde verilen kadar olmalıdır. (Fret yüzdesini arttırmak, birinci tepe noktasını, dolayısı ile pratik sınırlar içinde mukavemeti etkilemeyeceğinden, ekonomik açıdan

(*) Bu katsayı gerçekte 2,0-2,5 arasında değişmektedir. Bu nedenle çeşitli şartnamelerde değişik değerler görülebilir. Örneğin TS-500 de 2,0 tercih edilmiştir. Denklem (6) da beton mukavemetinin σ_b^* yerine 0,85 σ_b^* alınmasının nedeni, silindir numunelerdeki beton ile kolondaki betonun farkıdır.

sakıncalıdır). Birinci ve ikinci tepe noktası arasında yükün fazla düşmesi istenmiyorsa, yukarıda belirlenen ideal fret yüzdesinin bir sınır değerden aşağı olmasına izin verilmemelidir.

$$\mu_s > 0,12 \frac{\sigma^*_b}{\sigma_a} \quad (8)$$

Bireysel kare veya dikdörtgen etriyeler de sargı elemanı olarak kullanılabilirler. Ancak, Şekil 12'den görüleceği gibi bu tür sargı elemanı, geometrisi nedeni ile yanıl basınç (q) altında kolayca deforme olabildiğinden, köşe noktaları dışında fazla etkili değildir. Şekilde gösterilen dikdörtgen ve dairesel sürekli sargıların betonda meydana getirdikleri yanıl gerilme σ , aşağıdaki denklemlerle ifade edilebilir.

$$\sigma_d = \frac{2f_s \sigma_a}{a(s)} \quad \sigma_s = \frac{2f_s \sigma_a}{(s)D} \quad (9)$$

Yapılan deneyler fret donatının, dikdörtgen donatıya oranla iki kat etkili olduğunu göstermiştir. O halde, özdeş sarma etkisi için $\sigma_s = 0,5 \sigma_d$ olmalıdır. Bu eşitlikten ve yukarıda verilen σ_s ve σ_d değerlerinden yararlanarak, iki tür donatı arasında aşağıdaki ilişki bulunur.

$$f_c = 2f_s \frac{a}{D} \quad (10)$$

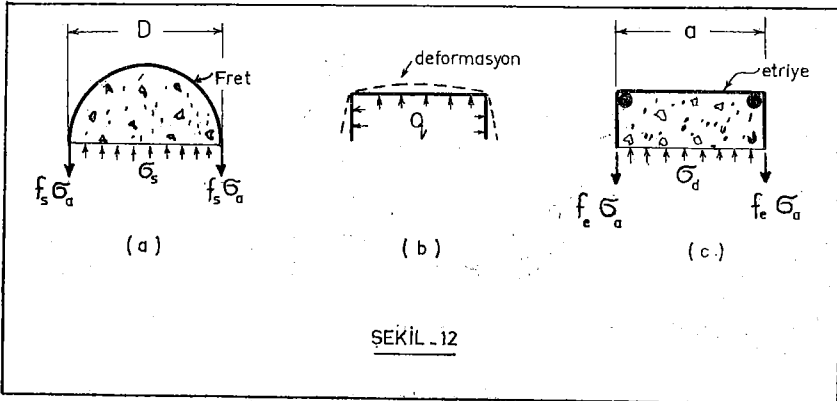
Fret donatı yüzdesi, eşdeğer alan yerine gerçek fret kesit alanı cinsinden de ifade edilebilir.

$$\mu_s = \frac{F_s}{F_k} = \frac{f_s(\pi D)}{\pi D^2} = \frac{4f_s}{D(s)} \quad (11)$$

(-----) s
4

Denklem (11) deki f_s değeri, Denklem (10) daki yerine konduğunda, dikdörtgen etriye kesit alanı için aşağıdaki denklem elde edilir.

$$f_c = \mu_s \frac{a(s)}{2} \quad (12)$$

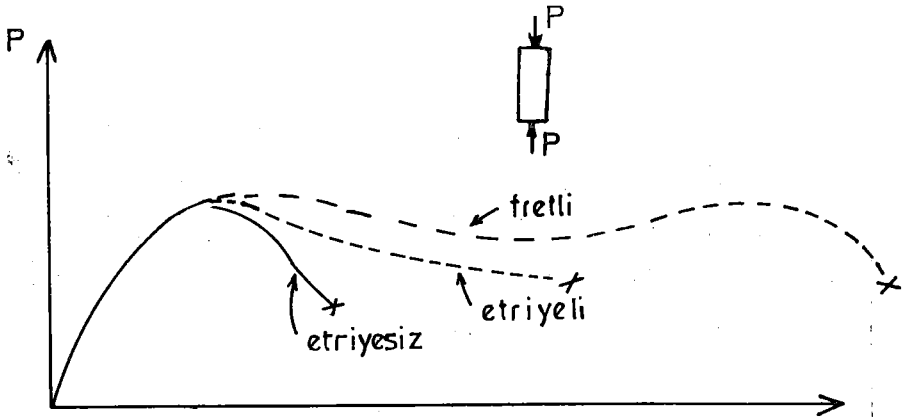


Enine donatısı bulunmayan, etriyeli ve fretli üç ayrı elemanın eksensel yük altında davranışları Şekil 13'te gösterilmiştir. Fret veya etriye yüzdelerinin artırılması, birinci tepe noktasında önemli değişiklikler meydana getirmeyecektir. Ancak, ideal yüzde olarak tanımlanandan fazla fret kullanıldığı takdirde, ikinci tepe noktasını yükseltmek mümkündür. Etriye artırıldığında ise P- δ eğrisinin azalan yükü simgeleyen bölümünün eğimi değişecek, fakat belirli bir ikinci tepe noktası elde etmek mümkün olmayacaktır. Şekilden görüleceği gibi, her iki tür enine donatı da düktiliteyi arttırmakta, ancak fret daha etkili olmaktadır.

Basınç kırılmasının yanısıra, eğik asal çekme gerilmelerinin oluşturduğu (kesme kuvvetleri veya burulma momentleri nedeni ile) ani ve gevrek kırılmaların da önlenmesi gerektiği daha önce de belirtilmişti. Bu tür kırılmaları önlemenin en etkili yolu, eğik çekme gerilmelerinin enine donatıyla (etriye) karşılanmasını sağlamaktır. Yeterince enine donatıya sahip bir kesitin eğik çekme gerilmelerinden kırılması, bu tür donatının akması ile oluşacağından, düktil bir davranış elde edilmiş olur. Ancak, eğik çekmeyi oluşturan kayma gerilmelerinin de belirli bir düzeyde tutulması şarttır. Bu yapılmadığı takdirde, betonda oluşan eğik asal basınç gerilmeleri nedeni ile beton ezilebilir ve gevrek bir kırılma elde edilmiş olur.

Eğik çekme gerilmelerinin donatı ile karşılanması, kiriş ve kolonlarda etkili olarak sağlanabilir. Ancak, döşemelerde veya sömelerde eğik çekme gerilmelerinin oluşturduğu ani ve gevrek zımbalama kırılmasının önlenmesinde donatı fazla etkili değildir. Bu tür elemanlarda, boyutları kayma gerilmelerini belirli bir düzeyde tutacak şekilde seçmek, en etkili yoldur.

Düktilitenin sağlanması ile ilgili genel kavramlar böylece tanımlandıktan sonra, yapı elemanlarının ve birleşim bölgelerinin düktiliteleri ayrı ayrı incelenecektir. Bu konulara geçmeden önce yalnız eğilme momentine veya eğilme momenti ile birlikte diğer tür zorlamalara maruz kesitlerdeki düktilite ölçüsti üzerinde durulacaktır.



ŞEKİL - 13

Düktilite, eleman kırılma anında ölçülen eğrilğin, donatı akma gerilmesine ulaştığı andaki eğrilığe oranı olarak tanımlanabilir.

$$\frac{\delta_{\max}}{\delta_a} = \text{düktilite} \quad (13)$$

Teknik literatürde sık sık rastlanan "düktilite katsayısı" deyimi ise, ölçülen maksimum deplasmanın, donatı akma gerilmesine ulaştığı andaki deplasmana oranı olarak tanımlanmaktadır.

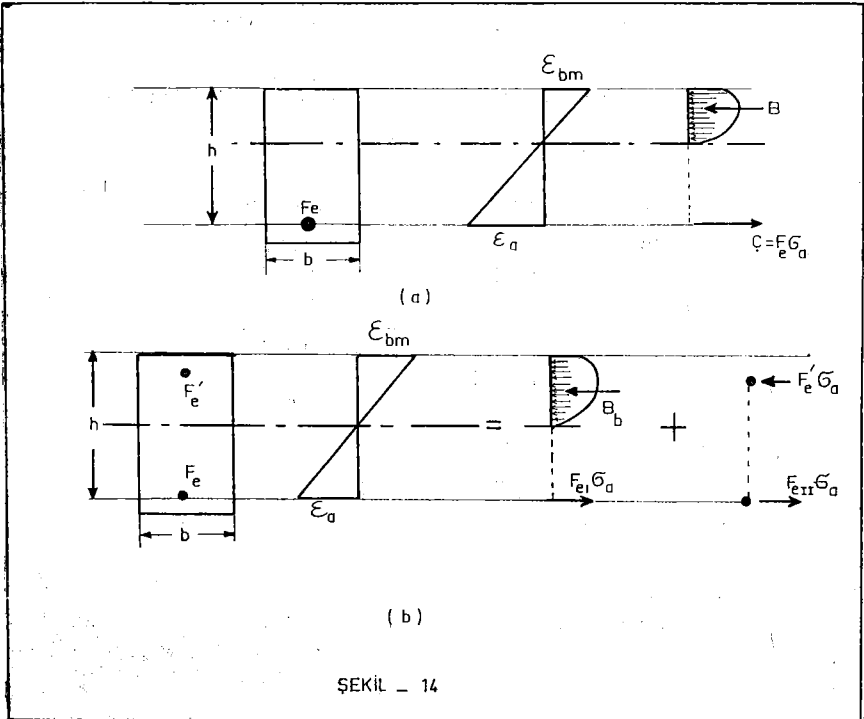
$$\text{düktilite katsayısı} = \psi \frac{\delta_{\max}}{\delta_a} \quad (14)$$

Bir yapıda veya bir yapı elemanında düktilite ve düktilite katsayısı eşit değildir. Bu iki kavram arasındaki ilişki oldukça karmaşıktır ve çeşitli durumlara göre değişir.

I. 4. Eğilme Elemanları (Kirişler)

Kirişteki donatı yüzdesi belirli sınırlar içinde tutulduğu takdirde, kırılmanın önce donatının akma gerilmesine erişmesi ile oluşacağı ve bu tür kırılmanın düktül olacağı daha önce belirtilmişti.

Dengeli donatı yüzdesi, dengeli durumun tanımlanması ile hesaplanabilir. Hatırlanacağı gibi, donatı çeliği akma gerilmesine, en dış liftteki beton da ezilme sınırına aynı anda ulaşıyorlarsa, bu durum "dengeli" olarak tanımlanır. Basınç donatısı bulunmayan dikdörtgen bir kesitin dengeli durumdaki birim deformasyon dağılımı ve iç kuvvetleri Şekil 14 (a) da gösterilmiştir. Dengeli



ŞEKİL - 14

kırılmayı sağlamak için gerekli donatı yüzdesi, denge ve uygunluk koşullarından elde edilebilir.

$$\mu_d = \frac{F_e}{b_o h} \quad (15)$$

Bu şekilde elde edilen dengeli değerler Tablo 1 de verilmiştir. (*)

Çift donatılı kirişlerde dengeli durumun tanımlanması aynıdır. Hatırlanacağı gibi, bu tür kirişlerin analizinde Şekil 14 (b)'de gösterildiği gibi, iç kuvvetleri iki kuvvet çiftine ayırmak, alışlagelmiş bir yöntemdir. Şeklin incelenmesinden, ikinci kuvvet çiftinin salt çelikten oluştuğu görülür. Çelik düktil bir malzeme olduğundan, ikinci kuvvet çiftinde gevrek bir kırılma söz konusu olamaz. O halde, gevrek kırılmayı önleyebilmek için birinci kuvvet çiftindeki donatıyı sınırlamak yeterlidir.

$$\mu_{td} = (\mu - \mu')_d = \frac{F_{eI}}{b_o h} = \frac{F_e - F'_e}{b_o h} \quad (16)$$

Denge ve uygunluk koşullarından μ_d ve $(\mu - \mu')_d$ için elde edilecek değerlerin eşdeğer olacağı doğaldır. O halde özetlemek gerekirse, basit donatılı kirişlerde $\mu < \mu_d$, çift donatılı kirişlerde ise $(\mu - \mu') < (\mu - \mu')_d$ koşulu sağlandığı takdirde, düktil bir davranış elde edilmiş olur.

Tablo — 1

Dikdörtgen Kesitlerde Dengeli Donatı Yüzdeleri

$$\mu_d = \frac{F_e}{b_o h} \quad (\text{tek donatılı}), \quad (\mu - \mu')_d = \frac{F_e - F'_e}{b_o h} \quad (\text{çift donatılı})$$

Beton	Çelik	μ_d veya $(\mu - \mu')_d$
B160		0,027
B225	St-I	0,037
B300		0,046
B225		0,017
B300	St-III	0,021
B225		0,0126
B300	St-IV	0,0155

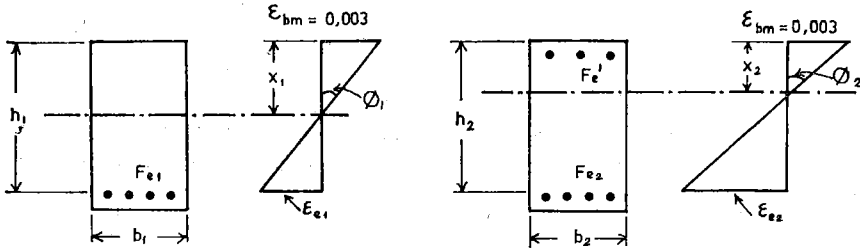
(*) Tablodaki değerlerin elde edilmesinde $\varepsilon_{bm} = 0,003$ ve beton gerilme dağılımı dikdörtgen kabul edilmiştir. Daha etraflı bilgi, Referans (6) da bulunabilir.

Tablolu kesitler için dengeli donatı yüzdesi de yaklaşık olarak aşağıdaki denklemlerden hesaplanabilir.

$$\mu = \frac{F_e}{b_o h} = 0,65 \frac{\sigma_b^*}{\sigma_a} \left\{ \frac{6160}{7200 + \sigma_a} + \left(\frac{b}{b_o} - 1 \right) d/h \right\} \quad (15)$$

Tablodan ve denklemden kolayca görülebileceği gibi, bugün şartnamelerimizde öngörülen emniyet gerilmelerini kullanarak yapılan kesit hesaplarından elde edilecek donatı, hiçbir zaman dengeli donatıdan fazla olmayacaktır. Başka bir deyişle, kiriş davranışı düktil olacak ve düktiliteyi arttırmak için özel tedbirler gerekmiyecektir. Buna karşılık, eğik çekme gerilmelerinin oluşturacağı kırılmaları önlemek için gerekli enine donatı büyük önem taşımaktadır. Bu nedenle, kirişlerde bulundurulması öngörülen minimum donatının düşey yük etkileri göz önünde bulundurularak saptanandan fazla olması doğaldır.

Şekil 15'te gösterildiği gibi, kirişe konacak basınç donatısı tarafsız eksen derinliğini azaltacaktır. Beton için sabit bir maksimum birim kısalma tanımlandığı takdirde, çift donatılı kirişin kırılma anındaki eğriliği, basınç donatısız kirişe oranla daha büyük olacaktır. Bu, düktilitenin de artması demektir. O halde basınç donatısının düktilite üzerinde olumlu etkisi vardır.



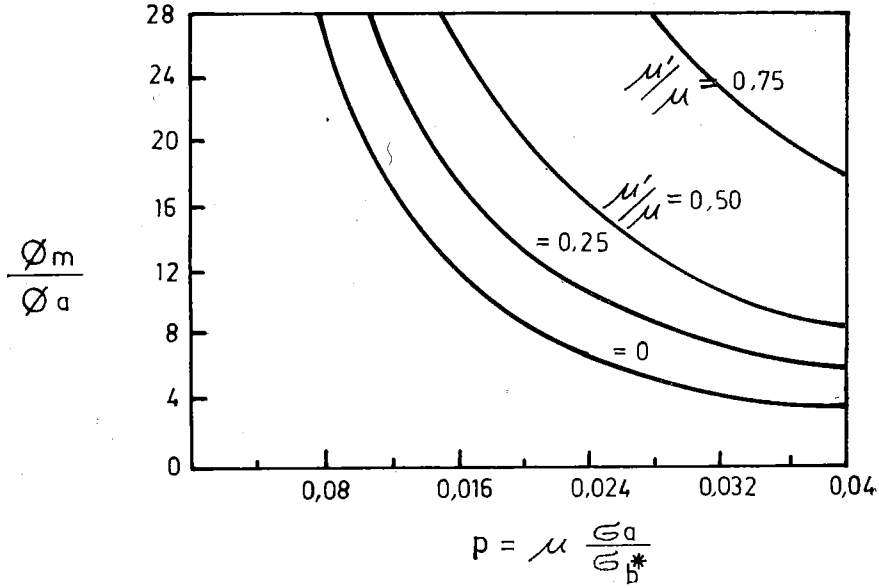
$$\begin{aligned} h_1 &= h_2 & x_1 &> x_2 \\ b_1 &= b_2 & \phi_1 &< \phi_2 \\ F_{e1} &= F_{e2} & \epsilon_{e1} &< \epsilon_{e2} \end{aligned}$$

ŞEKİL _ 15

Kirişlerin düktilitesini etkileyen en önemli faktörler, donatı indeksi olarak tanımlanan $p = \mu \frac{\sigma_a}{\sigma_b^*}$ ile $\frac{\mu'}{\mu}$ oranıdır. Bu değişkenlerin düktilite üzerindeki etkileri Şekil 16'da gösterilmiştir.

Yapıda sağlanması gereken düktilite genellikle düktilite katsayısı ile ifade edilir, $\psi = \frac{\delta_m}{\delta_a}$. Bu katsayının 4 ile 6 arasında olması gerektiği üzerindeki

kamı oldukça yaygın olup, birçok şartnamelerce kabul edilmiştir. Gerekli düktilite bu şekilde tanımlandığı takdirde, donatısı dengeliden az ve yeterli enine donatıya sahip kirişlerde bunun sağlanmasının bir sorun olmayacağı açıktır, çünkü kirişlerde düktilite katsayısı genellikle 8-10 dan aşağı değildir.



ŞEKİL - 16

Kirişlerde görülebilecek bir aderans zayıflaması, düktilitiyi önemli ölçüde azaltabilir. Bu nedenle kenetlenme boyu ve bindirme boylarına özel dikkat göstermek gerekir. Ayrıca nervürlü çubuklar tercih edilmelidir.

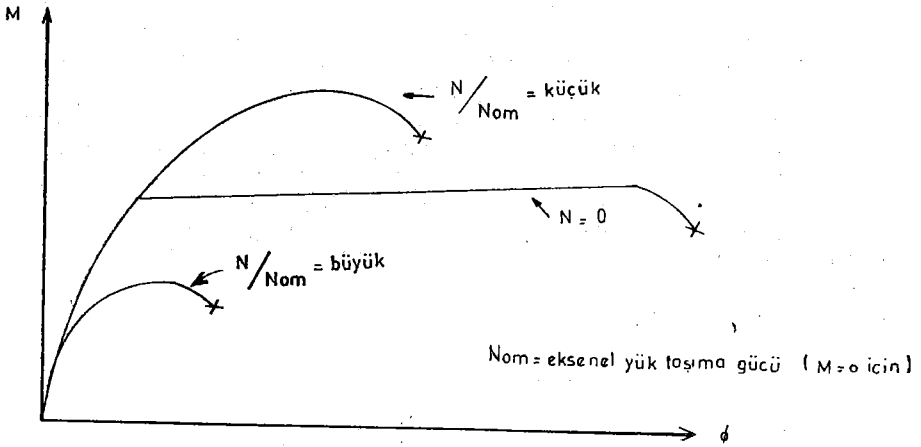
I. 5. Eğilme ve Eksenel Basınca Maruz Elemanlar

Yapı kolonlarının hemen hepsi eksenel basınçla birlikte eğilmeye maruzdur. Eksenel yükün düktilitiyi azaltıcı bir etkisi vardır. Daha önce Şekil 8'de gösterilen karşılıklı etki diyagramı incelendiğinde, dengeli eksantrisiteden küçük eksantrisitelere maruz elemanların kırılma konumuna donatı çeliği aktmadan, betondaki ezilme ile ulaştıkları söylenmiş ve bu tür kırılmanın gevrek bir kırılma olacağı belirtilmişti. Eksenel yükün düktilite üzerindeki olumsuz etkisi Şekil 17'de gösterilmiştir. Eksenel yükün fazla olduğu durumlarda betonu sararak düktilitenin artırılmasının mümkün olduğu daha önce belirtilmişti. Sarılmanın düktilite üzerindeki olumlu etkisi, Şekil 18'de gösterilmiştir. Şekilden görüleceği gibi düktilite, eksenel yükün, eksenel yük taşıma kapasitesine oranı (—) arttıkça azalmaktadır. Sargılı betonun sargısız betona.

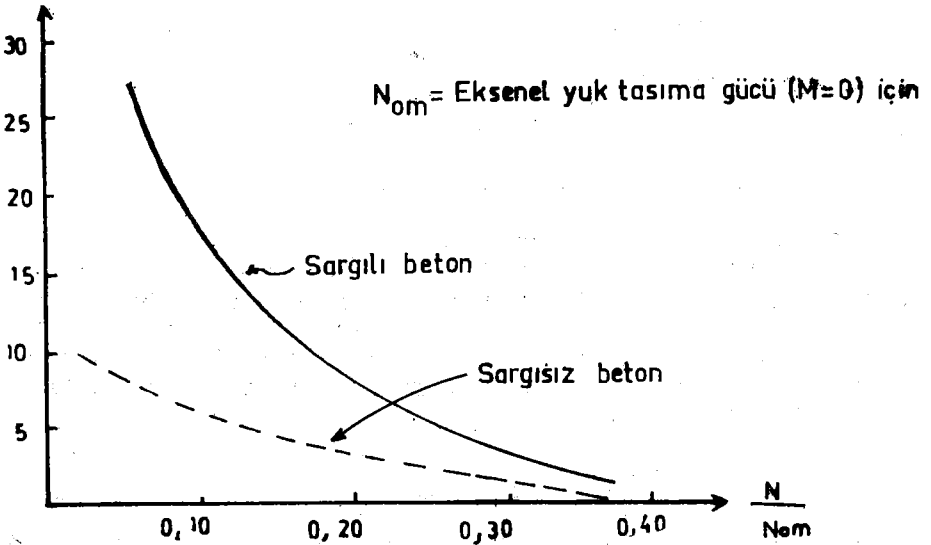
$$\frac{N}{N_{om}}$$

üstünlüğü açıkça gözükmektedir.

Kolanlarda da, kirişlerde öngörüldüğü gibi eğik çekme kırılmalarını ve aderans zayıflamasını önleyecek tedbirler alınmalıdır. Bu tedbirler, sık olarak yerleştirilen enine donatı, yeterli kenetlenme ve bindirme boylarının sağlanması olarak özetlenebilir.



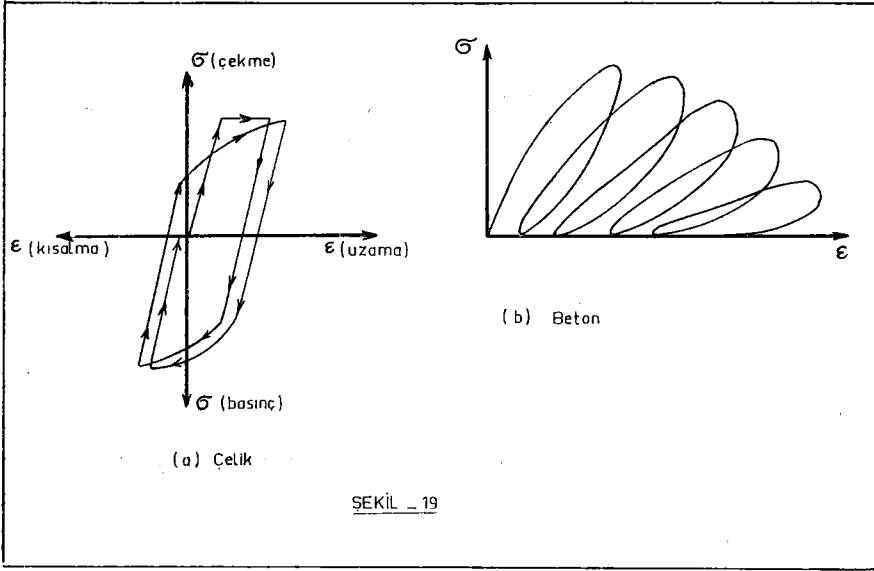
ŞEKİL-17



ŞEKİL - 18

I. 6. Dinamik ve Tekrarlanan Yük Etkisi

Betonun tekrarlanan basınç, çeliğin de tekrarlanan ve yön değiştiren gerilmeler altındaki davranışları Şekil 19'da gösterilmiştir. Çeliğin ilk yüklemde elasto-plastik davrandığı, yük yön değiştirdiğinde ise, elasto-plastik davranışın değiştiği görülür (Bauschinger etkisi). Betonun ise tekrarlanan yük altında rijitliği azalmaktadır. Bunun nedeni, betonda meydana gelen mikro ve makro çatlaklardır. Çok kısa süreli dinamik yükler altında malzeme mukavemetinin yükseldiği bilinmektedir. Yapılan deneyler, bu kuralın çelik ve beton için de geçerli olduğunu göstermiştir. Ancak, deprem süresi mukavemette önemli artışlar sağlayacak kadar kısa değildir. Yapılan çalışmalar, deprem etkileri altında malzeme mukavemetlerindeki artışın ihmal edilecek kadar az olduğunu göstermiştir.

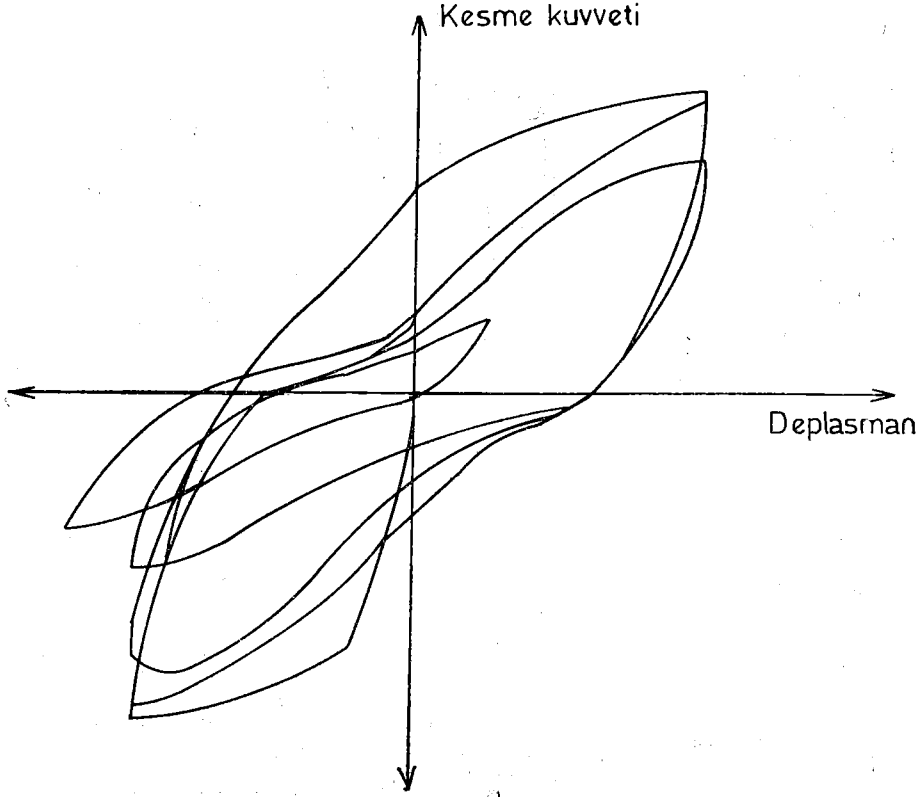


ŞEKİL - 19

Bir betonarme kolonun tekrarlanan ve yön değiştiren yükler altında davranışı da Şekil 20'de gösterilmiştir. Hemen işaret etmek gerekir ki, tekrarlanan yükler donatıyı akma gerilmesine ulaştıracak düzeydedir. Şekilden izleneceği gibi, tekrarlanan yük altında rijitlikte bir azalma görülmektedir. Eğrilerin birçoğu, düşük momentler altında düşük bir rijitlik göstermekte moment arttıkça rijitlik artmaktadır. Bunun nedeni, ters yönde etkiyen yük nedeni ile basınç bölgesinin çatlamış olmasıdır.

I. 7. Düğüm Noktaları (Birleşim Bölgeleri)

Depremlerde en fazla hasar gören yerlerden birisi de, kolon-kiriş birleşim bölgeleridir. Bu bölgelerde deprem etkisinin oluşturduğu gerilmelerin titizlikle incelenmesi ve donatı detaylarının buna göre hazırlanması gerekir. Burada üç tür birleşim bölgesi ele alınacaktır.



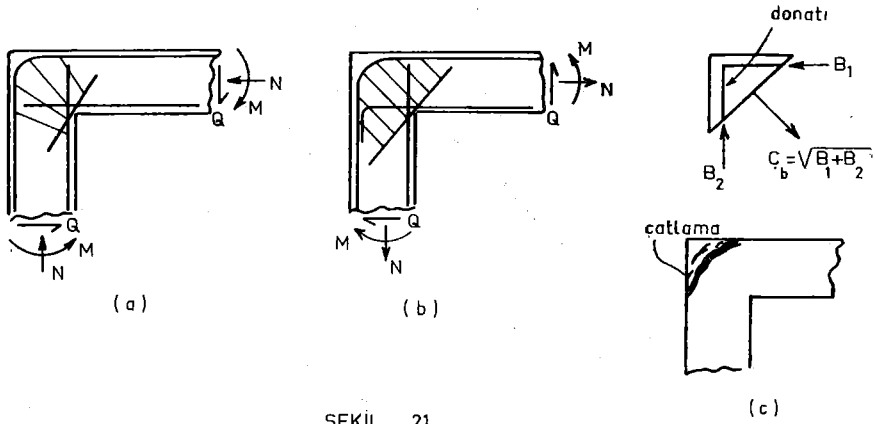
ŞEKİL - 20

a) Tek katlı çerçeve :

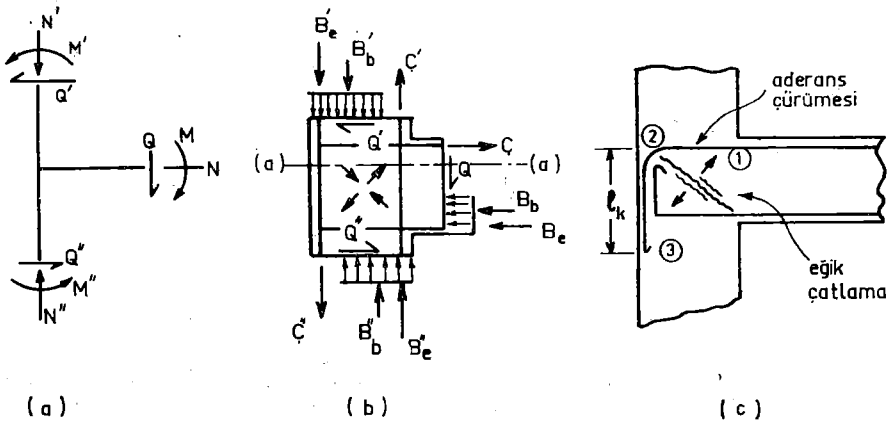
Tek katlı çerçevelerin düğüm noktalarında düşey yüklerden meydana gelen iç kuvvetler Şekil 21 (a)'da gösterilmiştir. Genellikle bu tür birleşim bölgelerinde, Şekil 21 (a)'da gösterildiği gibi, bir miktar eğik etriye bulundurulur. Şekil 21 (b)'de, aynı çerçevede deprem etkisinden oluşabilecek iç kuvvetler gösterilmiştir. Dikkat edilirse bu durumda iç kuvvetler yön değiştirmiştir. Şekil 21 (c)'de gösterildiği gibi, dış yüzdeki donatıda meydana gelen basınç kuvvetleri nedeni ile, betonda eğik çekme gerilmeleri oluşur. Özel tedbir alınmadığı takdirde, burada bulunan az miktarda etriye bu gerilmeleri karşılayamayacağından, Şekil 21 (c)'de gösterilen türde bir çatlama ve kırılma olabilir. Bu nedenle, bölgedeki eğik etriye miktarı C_b kuvvetini karşılayabilecek şekilde artırılmalıdır.

g) Üçlü Birleşim Bölgeleri :

Çok katlı yapıların dış kolonlarının kirişle birleştiği düğüm noktası ve deprem nedeni ile oluşabilecek iç kuvvetler, Şekil 22 (a)'da gösterilmiştir. Bu etkiler nedeni ile beton ve çelikte oluşan gerilmeler ve iç kuvvetler de Şekil 22 (b)'de gösterilmiştir. Bu durumda, birleşim bölgesinde eğik asal çekme ve basınç gerilmelerinin oluşacağı doğaldır. Asal eğik çekme gerilmeleri, kirişlerde yapıldığı gibi kesme kuvvetinin bir fonksiyonu olarak ifade edilebilir.



ŞEKİL - 21



ŞEKİL - 22

$$\text{asal eğik çekme} \approx \tau_k = \frac{Q}{bz} \quad (16)$$

Şekil 22 (b)'den görüleceği gibi, a-a kesitindeki kesme kuvveti $Q_a = Q' - C = Q' - \frac{M}{z}$ dir. Denklem 16'dan ($Q = Q_a$ alınarak), kayma gerilmesi hesaplanır. Ancak, bu kayma gerilmelerinin tamamının etriyelerle karşılanması beklenmemelidir. Yapılan deneyler, eleman çatla-

dıktan sonra bile betonun bir miktar kayma gerilmesi alabileceğini göstermiştir. Birleşim noktası, gibi aksenal basıncın da bulunduğu yerlerde, betonun katkısı daha da fazla olmaktadır. Amerikan Beton Enstitüsü (ACI) tarafından betonun alabileceği kayma gerilmesi aşağıdaki denklemle ifade edilmiştir (taşıma gücü).

$$\tau_b = 0,93 \left\{ 1 + 0,029 \frac{N}{F_b} \right\} \sigma_b^* \left\{ \right\}^{1/2} \quad ((17))$$

O halde etriye ile karşılanması beklenen kayma gerilmesi τ_e , Denklem (16) ve (17)'deki kayma gerilmelerinin farkına eşittir.

$$\tau_e = \frac{f_c(n) \sigma_c}{s b} = \tau_k - \tau_b \quad (18)$$

Denklem (16)'da elemanın genişliği olan "b" nin nasıl alınacağı tartışmaya açıktır. Genellikle b = (kolon genişliği) alınması önerilirse de, eğilmenin olduğu yönde dik gelen ve kolona saplanan kiriş ve kirişlerin de önemli bir katkısı olacağı doğaldır. Denklem (18)'deki "n", kesite konacak etriye kolu sayısıdır.

Şekil 22 (c)'de gösterilen kiriş üst donatısı aderans açısından oldukça elverişsiz durumdadır. Üstte bulunması nedeni ile aderansta % 30 kadar bir azalma söz konusudur. Ayrıca, yükün yön değiştirerek tekrarlanması sonucu, üst donatıda 1-2 noktaları arasında aderansın önemli ölçüde azaldığı, yapılan deneylerde gözlenmiştir. Bu nedenle donatının, şekilde gösterildiği gibi (2-3 parçası bükülmesi önerilir. Kiriş üst donatısının bir kısmını dögemeye yaymak ve bunları firkete olarak düzenlemek de uygun bir detay olacaktır.

Kolon boyuna çubukları da birleşim bölgesi sınırları içinde, aderans açısından oldukça elverişsiz durumdadırlar. Kiriş yüksekliği boyunca aderans gerilmeleri tarafından karşılanması gereken kuvvet, basınç ve çekme kuvvetlerinin toplamına eşittir.

$$\text{Aderans kuvveti} = B_e' + C'' \quad (19)$$

Birleşim bölgesinde etriye bulundurulması aderansı olumlu yönde etkileyecektir.

c) Dörtlü Birleşim Bölgeleri :

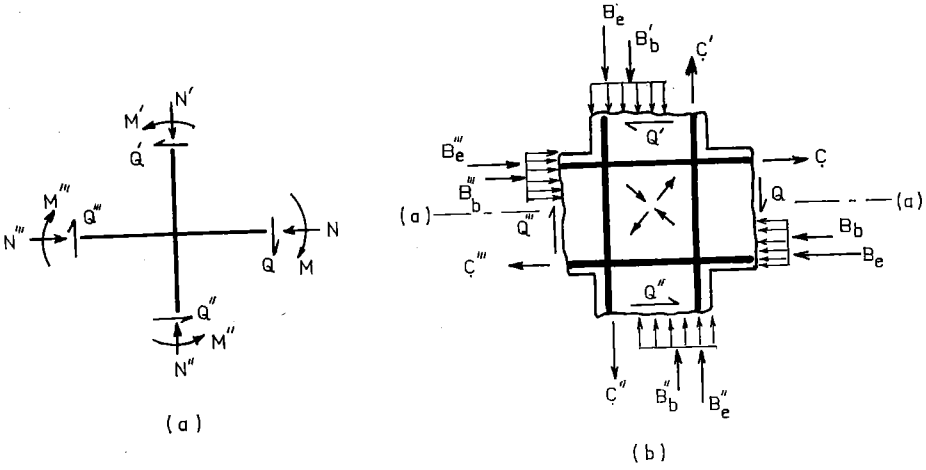
Çok katlı çerçevelerin iç kolonlarının kirişlerle birleştiği tipik bir düğüm noktası ve meydana gelebilecek iç kuvvetlerin en elverişsiz durumu Şekil 23 (a)'da, bu zorlamalar nedeni ile beton ve çelikte oluşan kuvvetler ise, Şekil 23 (b)'de gösterilmiştir. Bu durumda a-a kesitindeki kesme kuvveti aşağıdaki gibi hesap edilebilir.

$$Q_{a-a} = Q' - C - B''_b B''_c$$

veya

$$\text{(yaklaşık olarak)} \quad Q' - \left(\frac{M_{sağ}}{z} \right) - \left(\frac{M_{sol}}{z} \right) \quad (20)$$

Bu kesme kuvveti esas alınarak, Denklem (16), (17) ve (18)'den gerekli etriye alanı hesaplanabilir.



ŞEKİL - 23

İ6 8. Kolon Donatısında Bindirmeli Ekler

Kolon donatısındaki ekler, genellikle kiriş düzeyinde yapılır. Bu tavsiye edilebilir bir detay değildir, çünkü deprem yükleri altında en büyük gerilmeler bu bölgede meydana gelmektedir. Bu nedenle, bindirmeli eklerin mümkün olduğu kadar birleşim bölgesinden uzakta yapılması ve yine mümkünse şaşırtılarak düzenlenmesi uygun olacaktır.

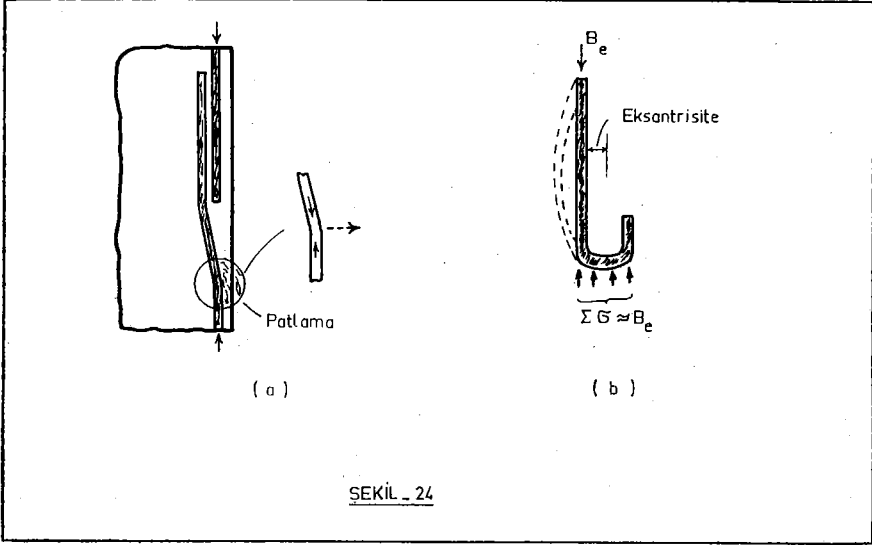
Basınca çalışan donatıda ek yapılırken, gerilmelerin önemli bir yüzdesinin, betona yaslanan çubuk ucundan aktarıldığı unutulmamalıdır. Bu nedenle, eklenen çubuk uçlarında meydana gelen aşırı basınç gerilmeleri nedeni ile betonun patlamasına sık sık rastlanır. Stuttgart deneylerinde bu açıkça görülmüştür, Şekil (24 (a)). Eklenen donatıya kanca yapıldığı takdirde betonun patlama olasılığı artacağından, basınç donatısında kesinlikle kanca yapılmamalıdır. Şekil 24 (b).

Üst ve alt kolon boyutlarının değişik olması nedeni ile, boyuna donatının eğimli yapılması zorunludur. Şekil 24 (a)'da gösterildiği gibi bu eğim, donatıyı dışa doğru iten bir kuvvet oluşturacaktır. Bu kuvveti kabul edilebilir sınırlar içinde tutabilmek için eğimin 1/6 dan fazla olmaması gerekir.

Basınç donatısı eklerinde, çubuk uçlarında oluşan basınç gerilmeleri ve donatının eğimi nedeni ile meydana gelen yanıl kuvvetlerini zararsız duruma getirmenin en iyi yolu, bu donatıyı sarmaktır. Bu amaçla fret veya etriye kullanılabilir.

I. 9. Perde Duvarlar

Bir yapıda, çerçeve elemanlara ek olarak perde duvarların bulunması, yatay yükün daha etkili bir biçimde karşılanmasını sağlar. Yapılarda çerçeve sistemini tamamen kaldırarak, taşıyıcı sistemin perdelerden oluşmasını sağla-

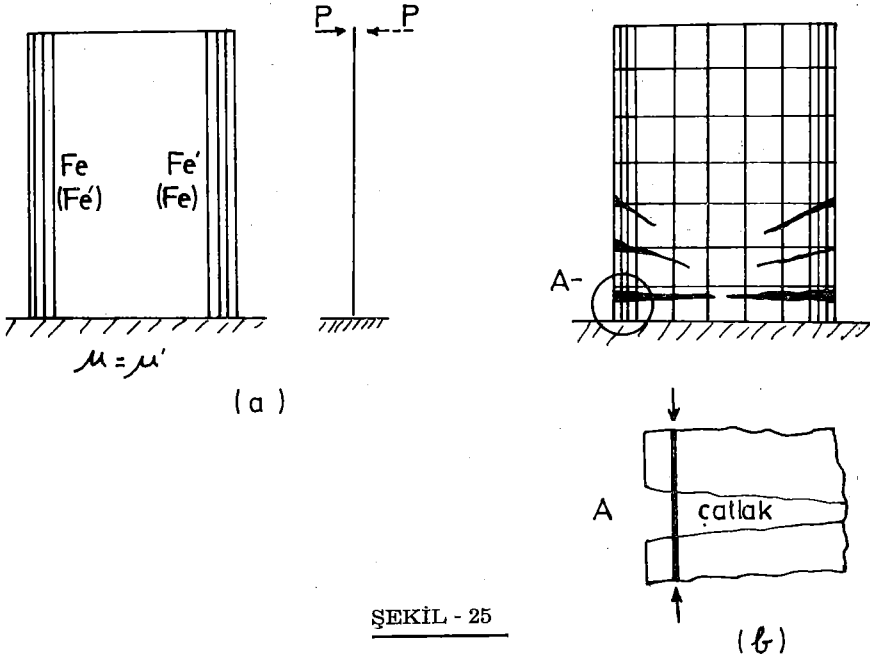


ŞEKİL 24

mak da mümkündür. Delikli veya deliksiz perde duvarların davranışını doğrusal elastik kabul ederek geliştirilmiş çeşitli hesap yöntemleri vardır. Ancak, bu tür elemanların gerçek elasto-plastik davranışına yönelik çalışmalar oldukça azdır.

Basit bir yaklaşımla, perde duvarların bir konsol kiriş gibi davrandığı söylenebilir. Düşey yüklerin duvarda oluşturacağı aksenal basınç gerilmeleri genellikle düşük düzeylerde kaldığından, duktiliteyi olumsuz yönde etkilemez. Bu durumda, yükün yön değiştirmesi de dikkate alınarak, perdenin her iki yüzüne eşit miktarda donatı yerleştirmek doğaldır. Böyle bir perde, $\mu = \mu'$ olan çift donatılı bir kiriş gibi davranır, Şekil 25 (a). Yön değiştiren ve donatıyı akma sınırına kadar zorlayan mertebede kuvvetler altında beton her iki yüzde de çatlamış olacağından, kesitin moment taşıma kapasitesinde yalnızca donatıya güvenmek doğru olacaktır. Şiddetli bir yatay yük altında akma gerilmesine ulaşan çekme donatısında kalıcı birim deformasyonlar olacağından, betonda meydana gelen çatlaklar geniş olacaktır. Bu çatlaklar yükün kaldırılması ile tam olarak kapanmayacağından, yük ters yönde etkiğinde, kesitteki beton basınç gerilmesi alamıyacaktır. Büyük bir olasılıkla, bu durum tüm basınç kuvvetini taşımak zorunda kalan donatı akma sınırına ulaşmaya kadar devam edecektir, Şekil 25 (b). Tekrarlanan ve yön değiştiren yük altında bu davranış sürüp gideceğinden, moment kapasitesi hesaplanırken betonun dikkate alınmaması daha doğru olacaktır. Beton kesitin her iki yüzünde de kapanmayan geniş çatlakların oluşması, duvarın kesme kuvvetini transfer kapasitesini önemli ölçüde azaltacaktır.

Yüksek basınç gerilmelerine maruz olma olasılığı fazla olan düzey donatının burkulmasını önlemek için, bu donatıyı saran enine donatı bulundurmaktır zorunludur. Ayrıca, çatlak genişliklerini en düşük düzeyde tutmak ve kayma gerilmelerini karşılayabilmek amacı ile, duvar gövdesinde belirli aralıklarla düzenlenen düşey ve yatay donatıya ihtiyaç vardır, Şekil 25 (b). Perde duvar donatısındaki bindirmeli ekler kesinlikle sağirtılarak yapılmalıdır.



ŞEKİL - 25

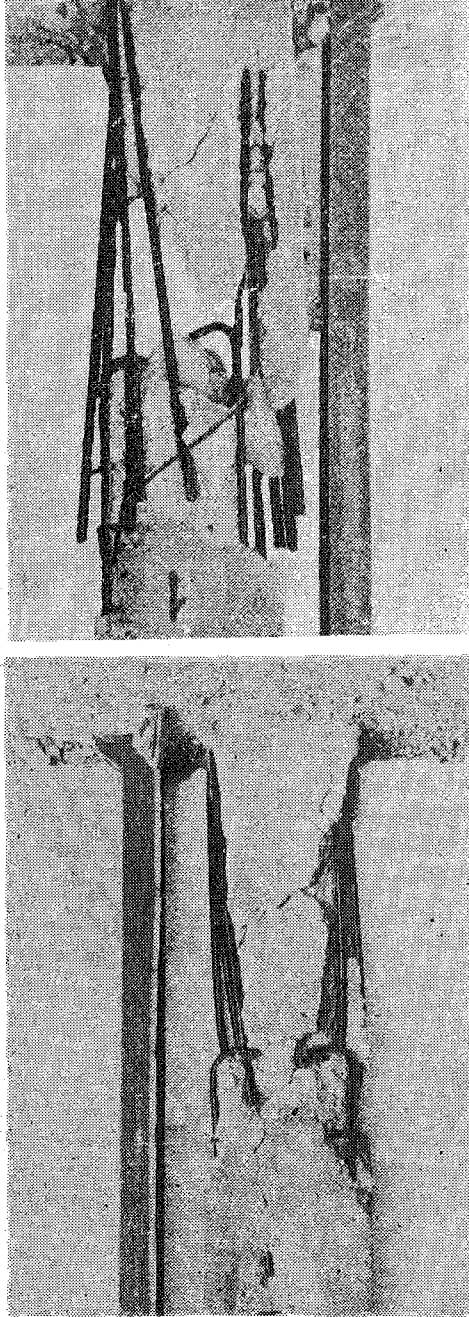
Bağlantı kirişleri genellikle büyük kesme kuvvetlerine ve aksel çekmeye maruzdur. Bu nedenle, boyuna donatıda ek yapılmamalı ve toplam kayma gerilmelerini kolaylıkla karşılayabilecek kadar etriye konmalıdır. Boyuna donatı duvar içine uzatılırken, kenetlenme boyunun seçiminde mümkün olduğu kadar cömert davranılmalıdır. Derin bağlantı kirişlerinde gövde donatısı yerleştirilmesi, davranışı olumlu yönde etkileyecektir. Perde duvarın yatay yükü aktarabilmesi için kat düzeyindeki yatay bağlantıların yeterli olması gerekir. Döşemede, perde duvar yakınında bırakılacak boşluklar bu açıdan çok sakıncalıdır.

Eksenel basıncın mukavemete yararı olacağından, sistem projelendirilirken perdeye mümkün olduğu kadar fazla düzey yük aktarılmasına çalışılmalıdır. Perde duvardaki delikler, perde mukavemetini fazla zayıflatmayacak büyüklükte tutulmalı ve bu deliklerin etrafına yeterince donatı yerleştirilmelidir.

I. 10. Detayların Önemi

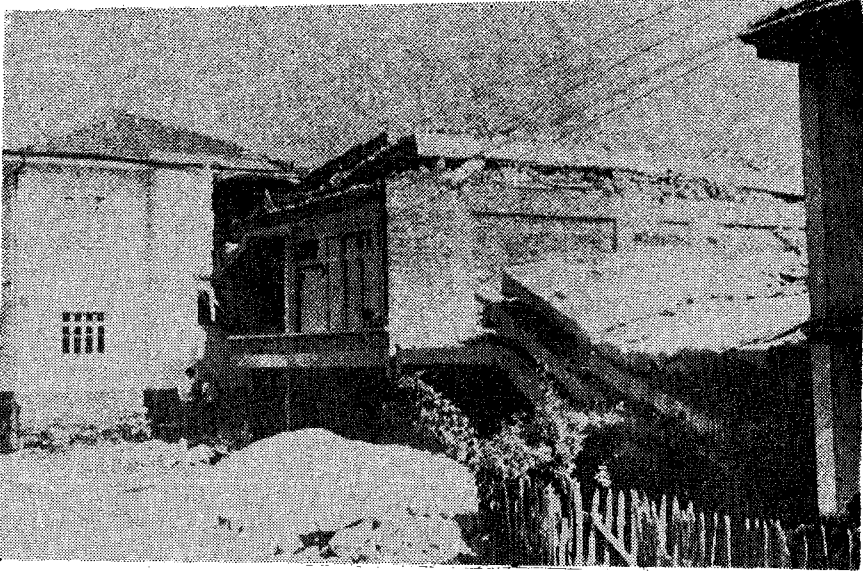
Yurdumuzda meydana gelen çeşitli depremlerden sonra yapılan gözlemler, betonarme yapılarındaki hasarların çok büyük bir çoğunluğunun davranışın ve temel kavramların tam olarak bilinmemişinden ve özellikle detay hatalarından oluştuğunu göstermiştir. Yatay yüklerin düşük alınması veya hesap yönteminin yeterli olmayışı yüzünden görülen hasarlar çok azdır. Bu nedenle temel kavramlar ve davranış üzerinde dikkatle durulmalı, detaylar titizlikle hazırlanmalı ve kontrol edilmelidir. Detaylar ve kontrol yetersiz olduğu takdirde, en kusursuz hesap yöntemleri uygulanarak hazırlanan bir proje ile depreme dayanıklı bir yapı oluşturmaya olanak yoktur. Burada 1967 Adapazarı depreminden iki örnek verilecektir.

Şekil 26'da iki ayrı kolonun alt ucunda meydana gelen hasar gösterilmiştir. Fotoğraflardan görüleceği gibi burada iki temel detay hatası vardır. Bindirme ekleri çok kısa tutulmuş ve çubuklar enine donatı ile sarılmamıştır. Hattırlanacağı gibi, yönetmelik bu bölgeyi sarılma bölgesi olarak tanımlamakta ve oldukça sık etriye konmasını öngörmektedir.



Şekil — 26

Şekil 27'de gösterilen yapının döşemeleri asmolendir. Kiriş derinliklerini döşeme derinliğine uydurmak amacı ile geniş ve derinliği az kirişler kullanılmıştır. Yatay yük etkisi ile eğilme rijitliği az kirişlere bağlanan kolon uçlarında meydana gelen aşırı dönmeler hesaplarda dikkate alınmayan büyük uç momentlerinin doğmasına ve yapının çökmesine sebep olmuştur. Yeni yönetmelik bu tür kirişlere izin vermemektedir.



Şekil — 27

Bundan sonraki bölümde Yönetmeliğin betonarme ile ilgili 6. Bölümü hakkında açıklamalar yapılacaktır. Doğal olarak bu açıklamalar yukarıda özetlenen gerçek davranışın ışığında yapılacaktır.

Bu açıklamalara geçmeden önce, Yönetmelikte var olan önemli bir çelişki-den söz etmek yerinde olacaktır. Yönetmeliğin felsefesinde şiddetli deprem yükleri altında yapıların doğrusal elastik olmayan (düktilite) bir davranış göstermesi beklenmekte, buna karşılık analiz ve kesit hesapları malzemenin doğrusal elastik olduğu varsayımına dayanmaktadır. Bu çelişki özellikle kesit hesapları açısından çarpıcıdır. Yurdumuzda yürürlükte bulunan betonarme şartnamesi TS-500, emniyet gerilmeleri yöntemine göre hazırlandığından, Deprem Yönetmeliğinde kesit hesaplarının taşıma gücüne göre yapılmasını önermek mümkün olmamıştır. Ancak alınan özel tedbirlerle bu çelişkinin emniyetsiz yönde sonuçlar vermemesi sağlanmaya çalışılmıştır.

II

YÖNETMELİĞİN 6. BÖLÜMÜ İLE İLGİLİ AÇIKLAMALAR

II.1. GİRİŞ

Bu bölümde yönetmeliğin betonarme yapılarla ilgili olan 6. bölümü ile ilgili açıklamalar yapılacaktır. Bu açıklamalar I. Bölümde özetlenen temel ilkeler ve gerçek davranışın ışığında yapılacaktır.

Deprem yüklerinin seçimi ve hesap yöntemleri yönetmeliğin diğer bölümlerinde anlatıldığından bu konular üzerinde durulmayacaktır. Ancak, yönetmeliğin 13. bölümünde emniyet gerilmelerinin % 33 arttırılması ile ilgili hüküm üzerinde biraz durmak yararlı olacaktır. Bu arttırmanın nedeni, şiddetli deprem yükünün etkime olasılığının çok düşük oluşudur, kısa süreli yükler altında malzeme mukavemetinin artışı ile ilgisi yoktur.

II. 2. AÇIKLAMALAR

- 6.1. Bu kısımda metinde kullanılan işaretler tanıtılmaktadır.
- 6.2. Kapsam tanımlanmakta, bu arada prefabrik yapıların da özel tedbirlerle düktilitesi sağlandığı takdirde yönetmelik kapsamına gireceği belirtilmektedir. Bu tür yapılarda düktilite açısından en önemli husus, birleşim bölgelerinin sürekliliği sağlayacak şekilde detaylandırılmasıdır.

Deprem bölgesinde inşa edilecek betonarme yapılar için gerekli bütün ilkeler ve detaylar bu yönetmelikte verilmemiştir. Bu nedenle, Türkiye'de bu konuda yürürlükte olan ilgili şartnamelerin (örneğin TS-500) geçerli olduğu belirtilmektedir. Yani Deprem Yönetmeliğinde aksi söylenmedikçe diğer yönetmelikler uygulanmalıdır.

- 6.3. Genel Kurullar
 - 6.3.1. Projelendirmede, davranışı etkileyen bütün taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanların dikkate alınması öngörülmektedir. Örneğin bir dolgu duvarın rijitliğe etkisi ihmal edilmemelidir.
 - 6.3.2. Yapı sistemleri düzenlenirken boyutlandırılmalarının deprem etkisi ne göre yapılması öğütlenmekte ve döğeme sistemlerinin yatay yükleri aktaracak kapasitede olması öngörülmektedir.
 - 6.3.3. Birinci ve ikinci derece deprem bölgesinde olup ta, önem katsayısı 1,0 den büyük olan yapılarda, B225 den düşük kalitede betona izin

verilmemektedir. Bunun nedeni, şiddetli yükler altında betondaki ezilmeyi önlemektir. Düşük kaliteli beton daha düktil olmasına rağmen, daha düşük gerilmelerde ezilecek ve bu da gevrek bir kırılma meydana getirecektir. Ayrıca, kayma mukavemeti, betonun basınç mukavemeti ile değiştiğinden, yüksek kaliteli betonla daha iyi bir kayma emniyeti sağlanmış olur.

6.3.4. Taşıyıcı olmayan elemanlardaki hasarın en alt düzeyde tutulması, katlar arasındaki ardışık deplasmanın sınırlanması ile mümkündür. Yönetmelikte bu sınır, kat yüksekliğinin % 0,25'i olarak belirlenmiştir.

6.4. Derzler

Deprem sırasında salınım yapan yapıların veya bölümlerin, çarpılarak ek hasar yapmalarını önlemek amacı ile derzlerin, yüksekliğin bir fonksiyonu olarak artırılması öngörülmektedir. Bina yüksekliği metre cinsinden "h" ile gösterilirse, şartnamede derzler için öngörülen minimum koşullar aşağıdaki denklemle ifade edilebilir.

$$\text{derz (cm)} = \left(\frac{h-6}{3} \right) + 3 > 3$$

Katların farklı düzeyde olduğu, derzle ayrılmış çerçevelerde derzin daha da artırılmasında yarar vardır. Kat düzeyleri farklı çerçevelerin çarpışması sonucu büyük hasarlar meydana geldiği depremde gözlenmiştir.

6.5. Temeller

Yapının birlikte hareketini sağlamak amacı ile, temelde bağlantı kirişleri düzenlenmesi öngörülmektedir. Deprem bölgesine ve zemin cinsine bağlı olarak bu tür kirişler için öngörülen en küçük boyutlar ve en az donatı, Yönetmelikte (Tablo 6.1) verilmiştir. Ayrıca, etriye aralığının da kiriş büyük boyutunun yarısını veya 20 cm. yi geçmemesi öngörülmektedir. Böylece minimum dayanım, rijitlik ve düktilite sağlanması düşünülmektedir.

Bağlantı kirişi yerine döşeme kullanılmasına da izin verilmekte, ancak kalınlığın 1/50 veya 15 cm. den az olmaması istenmektedir.

6.6. Kolonlar

6.6.1. Kolonların her katta birbirinin üzerine gelecek şekilde yerleştirilmesi önemlidir. Ancak yönetmelik bu konuda esnek davranmakta, bu yapılamadığı takdirde, yapının düzensiz olarak incelenmesi öngörülmektedir. Düzensiz yapının incelenmesi 13. Bölümde anlatılmaktadır.

6.6.2. Kolonlar için tanımlanan en küçük boyutlar, belirli bir rijitlik sağlanması içindir. Kesit boyutlarının oranı 3,0 ile sınırlanarak, perde ve kolon arasında bir ayırım yapma yoluna gidilmiştir.

6.6.3. Donatı yüzdesine konan sınırlama, belirli bir düktilitenin sağlanması içindir.

6.6.4. Çekmeye çalışılan kolon donatısında yapılması gereken bindirme eklerin şaşırtılması önerilmektedir. Böylece, ek yerlerinde meydana

na gelebilecek gerilme yığılmaları en alt düzeyde tutulmaya çalışılmaktadır. Ancak, pratik nedenlerle bindirme eklerin tümünün sağartılması mümkün olmazsa aşağıda özetlenen koşulların sağlanması öngörülmektedir.

Özel Tedbir	Aynı kesitte yapılan bindirme eklerin toplam bindirme eklerine oranı	σ_e	Bindirme boyu
—	% 100	$\sigma_e = \sigma_{e'} \text{ em}$	2 l_{bo}
—	% 100	$\sigma_e < \sigma_{e'} \text{ em}$	1,5 l_{bo}
yeterli enine donatı	% 50	$\sigma_e = \sigma_{e'} \text{ em}$	1,0 l_{bo}
yeterli enine donatı	% 75	$\sigma_e < \sigma_{e'} \text{ em}$	1,0 l_b

Burada l_{bo} , TS-500 de normal çekme donatısı için öngörülen bindirme boyudur (40Ø). Şartnamede yeterli enine donatıdan ne kastedildiği açık değildir. Yeterli enine donatı, 6.6.5.1. de sözü edilen sarılma bölgesi için öngörülen donatı olmalıdır. Yukarıdaki tabloda özetlenen önerilerde, A.B.D. de yapılan deneysel araştırma sonuçlarından esinlenilmiştir.

6.6.5. Kolonlar enine donatı aralığı bakımından üç bölgeye ayrılmıştır. a) kolon sarılma bölgesi, b) kolon orta bölgesi ve c) kolon-kiriş düğüm bölgesi. Bu bölgelerin sınırları ve gerekli enine donatının bulunmasında kullanılacak denklemler Şekil A-1 de verilmiştir.

6.6.5.1. Kolon sarılma bölgesi :

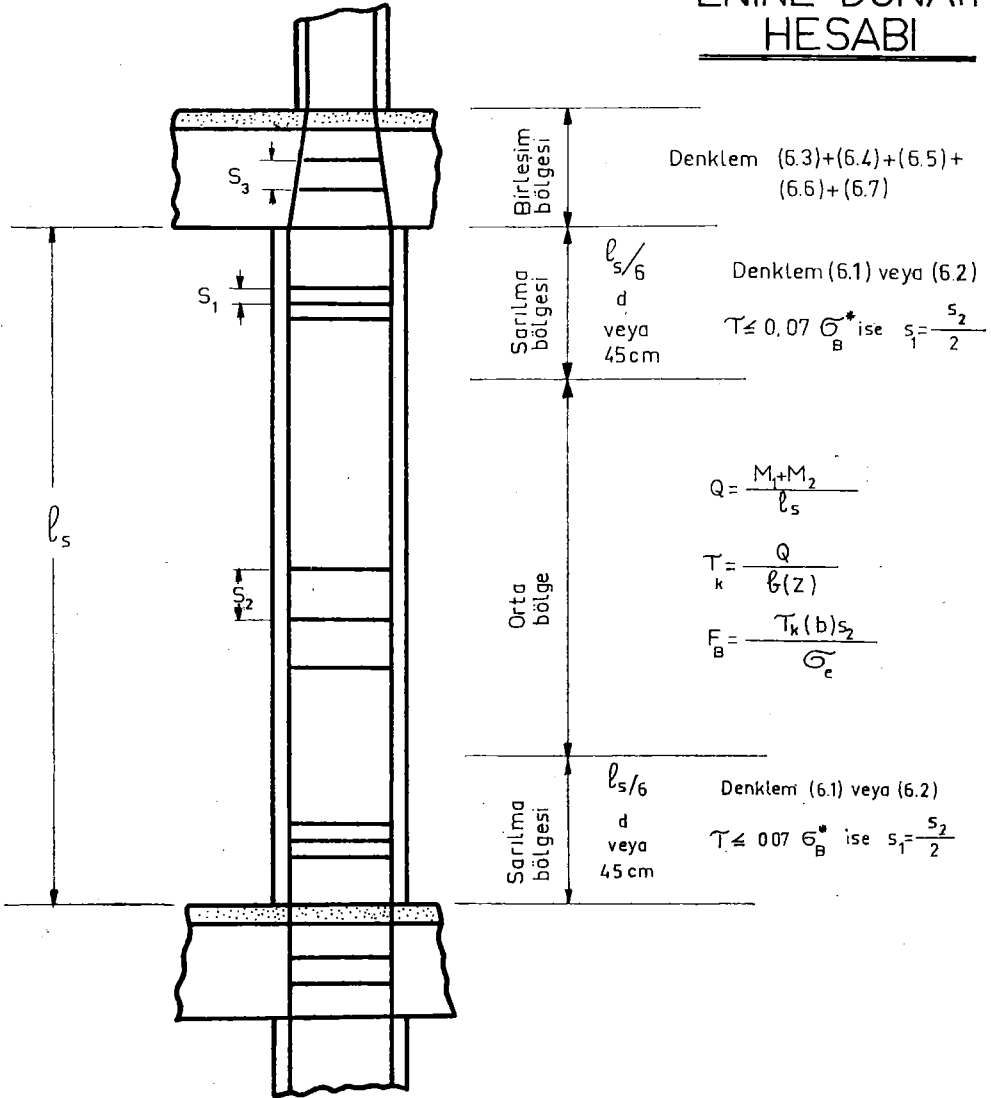
Bu bölge, düğüm noktasının üstünde, dögeme üst kotundan, düğüm noktasının altında ise, en derin kirişlerin alt kotundan itibaren

$\frac{l_s}{b}$ d veya $\frac{l_s}{b}$ veya 45 cm. ye kadar uzanır. Yatay yükler altında en

yüksek momentler bu bölgede olduğundan, kayma, eğilme ve normal gerilmelerin düktil bir davranışla karşılanabilmesi amacı ile, betonun enine donatı ile iyice sarılması öngörülmektedir. Dairesel spiral (fret) kullanıldığı takdirde, hacimsel yüzdeyi veren Denklem (6.1) daha önce çıkarılan Denklem (8) in benzeridir. Aradaki tek fark, beton silindir mukavemeti ve çelik akma gerilmesi yerine her iki malzemenin de emniyet gerilmelerinin kullanılmasıdır. İki malzeme için aynı emniyet katsayısının kullanıldığı kabul edilirse, Denklem (6.1) ve Denklem (8) özdeş olur. Yönetmelikte Denklem (7) nin de verilmesine gerek görülmemiştir, çünkü bu denklemde elde edilen donatının, Denklem (8) den elde edilenden büyük çıkabilmesi, ancak kolon çapının 35 cm. den küçük olduğu

durumlarda mümkündür. Halbuki, gartname çapı 30 cm. den az olan kolonlara zaten izin vermemektedir. $\mu_s > 0,01$ olarak belirlenen alt sınır da sarılma için ek bir emniyet getirmektedir. Şartnamede öngörülen adım uzaklığı da, sarmayı etkili kılacak bir sınırlama getirmektedir.

ENİNE DONATI HESABI

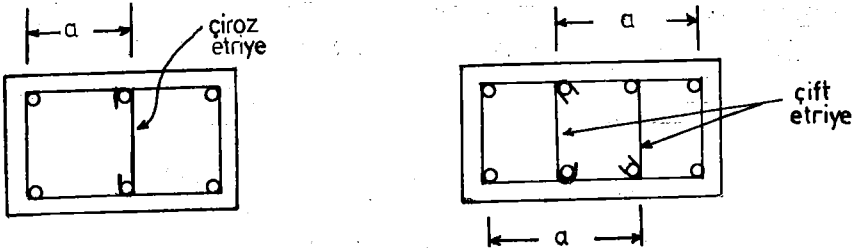


ŞEKİL A-1

Dikdörtgen etriye alanı için önerilen Denklem (6.2), daha önce çıkarılan Denklem (12) nin 2/3 ile çarpılması ile elde edilmiştir. Bu azaltmanın nedeni, Denklem (6.2) in alındığı ACI 1971 şartnamesinin yayınlanışından bu yana yapılan deneylerden elde edilen bulgulardır. Betonun sarılmasının etkili olabilmesi için, etriye çapı, aralığı ve detayı ile ilgili bazı koşullar öngörülmektedir.

Şartnamede, etriyenin mesnetlenmemiş kenar boyu olan "a" yı azaltmak amacı ile özel çiroz bağlantılar kullanılabileceği belirtilmektedir. Ancak, bu donatının etkili olabilmesi bazı koşulların sağlanması öngörülmektedir. Bunlardan en önemlisi, Şekil A.2 de gösterildiği gibi, çirozların hem enine ve hem de boyuna donatıyı dıştan kavraması ve beton dökülürken oynamiyacak şekilde, sıkıca bağlanmasıdır.

Özel bir durum olarak, 3. veya 4. derece deprem bölgelerinde kayma gerilmesi düşük olduğu takdirde, $\tau_k < 0,007\sigma_b^*$ Denklem (6.1) de öngörülen minimum sarma donatısı koşulunun aranmayacağı ve kolon orta bölgesindeki etriye aralığının bu bölgede yarıya indirilerek gerekli emniyetin sağlanabileceği belirtilmektedir. Ancak, hesabı yapan mühendis eksenel basıncın fazla olduğu ve donatının ek yapıldığı durumlarda, bu özel izinden yararlanmayı uygun bulmayabilir.



ŞEKİL A-2

6.6.5.2. Kolon orta bölgesi :

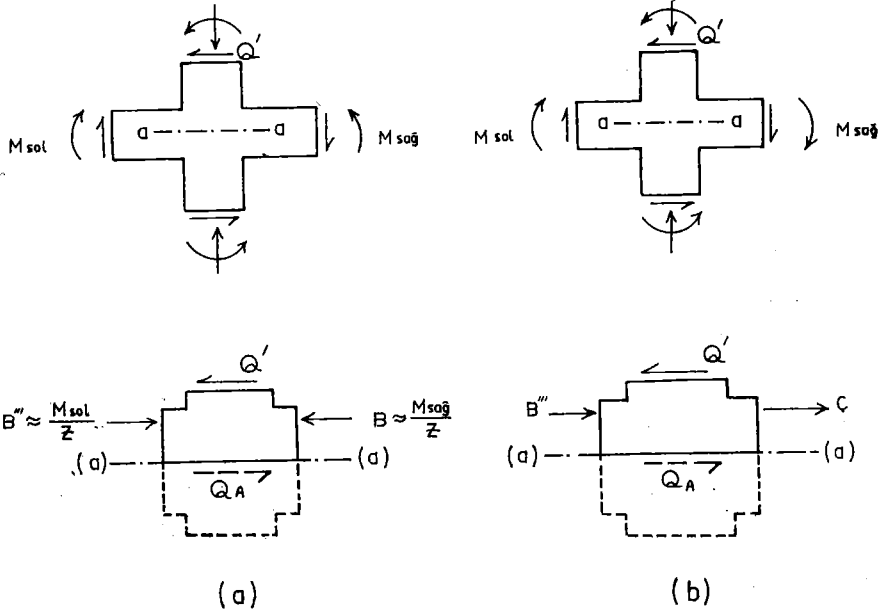
Bu bölgede bulundurulması zorunlu kayma donatısının, en büyük kesme kuvvetine göre hesaplanması öngörülmektedir. En büyük kesme kuvvetinin de, kolon uçlarında oluşabilecek en uygunsuz moment kombinasyonundan hesaplanacağı belirtilmektedir.

$$Q = \frac{M_1 + M_2}{l_s}$$

Bu denklemde M_1 ve M_2 kolon alt ve üst ucundaki momentler, l_s ise kolon boyudur, Şekil A-1. Önemli olan $(M_1 + M_2)$ nin en büyük değerinin kullanılmasıdır. Bu bölge için de, etriyenin etkili olabilmesi için etriye aralığına bazı üst sınır değerleri konmuştur.

6.6.5.3. Kolon-kiriş birleşim bölgeleri :

Kolon-kiriş birleşim bölgelerinde oluşabilecek eğik çekme gerilmeleri ve bu gerilmeleri karşılamak üzere gerekli etriye hesabı, daha önce tartışılmıştı. Şartnamede hesap kesme kuvvetini veren Denklem (6.3), daha önce çıkarılan Denklem (20) nin ayıdır. Aradaki fark, Denklem (6.3) ün işaret bakımından daha genel oluşudur. Şartnamedeki Şekil 6.2 (c), Şekil A. 3 (a) da tekrarlanmıştır. Bu durumda Denklem (6.3) teki işaretler aynen saklı kalır.



ŞEKİL - A.3

$$Q_A = - \frac{M_{sağ}}{z} + \frac{M_{sol}}{z} - Q' \quad (A. 1)$$

Moment yönleri Şekil A.3 (b) deki gibi olursa,

$$Q_A = + \frac{M_{sağ}}{z} + \frac{M_{sol}}{z} - Q' \quad (A. 2)$$

Şartnamede beton katkısını dikkate alan Denklem (6.6) ve (6.7) daha önce verilen Denklem (17) ve (18) den çıkarılmıştır. Aradaki fark, Denklem (6.7) nin emniyet gerilmeleri yöntemine göre değiştirilmiş olması ve yönetmeliğin öngördüğü % 33 artırmayı dikkate almasıdır. Denklem (17) ve (18) birleştirilerek aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$\tau_e = \tau_k - 0,93 \left\{ \left(1 + 0,029 \frac{N}{F'_b} \right) \sigma^*_b \right\}^{1/2} \quad (\text{A. 3.})$$

$$= \tau_k \left\{ 1 - \frac{0,93}{\tau_k} \left\{ \left(1 + 0,029 \frac{N}{F'_b} \right) \sigma^*_b \right\}^{1/2} \right\} \quad (\text{A. 4.})$$

0,029 emniyet katsayısı 2,0 ile çarpılır, 0,93 ise emniyet katsayısına bölünür ve % 33 artışı sağlamak için 1,33 ile çarpılırsa,

$$\tau_e = \tau_k \left\{ 1 - \frac{0,62}{\tau_k} \left\{ \left(1 + 0,06 \frac{N}{F'_b} \right) \sigma^*_b \right\}^{1/2} \right\} \quad (\text{A. 5.})$$

$$\tau_e = \tau_k \beta$$

$$\beta = 1 - \frac{0,62}{\tau_k} \left\{ \left(1 + 0,06 \frac{N}{F'_b} \right) \sigma^*_b \right\}^{1/2} \quad (\text{A. 6.})$$

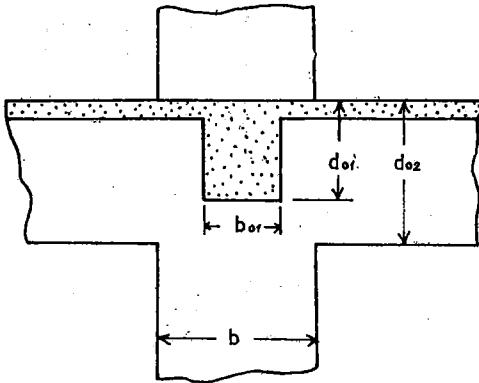
Görüldüğü gibi Denklem (A.6), Denklem (6.7) ile özdeştir.

Denklem (6.7) malzeme emniyet gerilmelerinin % 33 artırılmasını içerdiğinden bu değer ayrıca 1,33 ile çarpılmaması gerekir. Yönetmelikte ayrıca, asal basınç gerilmeleri altında betonun gevrek kırılmasını önlemek amacı ile, kayma gerilmesi sınırlanmıştır.

$$\max \tau_k = 2,5 \sigma^*_b \quad (6.5)$$

Bu üst sınır algılagelmiş değerlerin oldukça üstündedir. Bunun da nedeni, düğüm noktasında var olan çok eksenli gerilme durumudur.

Kiriş boyutlarının belirli koşullara uyduğu durumlarda (bu koşullar Şekil A. 4 te gösterilmiştir) birleşim bölgelerindeki etriyelerin Deklem (6.5) ve 6.7) den hesaplanan değer yarısı alınabileceği belirtilmektedir. Ancak bu bölgede kullanılacak etriyenin kolon orta bölgesine konulandan az olmasına da izin verilmemektedir.



En küçük, $b_{01} \geq 0,5 b$
ve $d_{01} \geq 0,75 d_{02}$] ise
birleşim bölgesi etriyesi
% 50 azaltılabilir.

ŞEKİL A-4

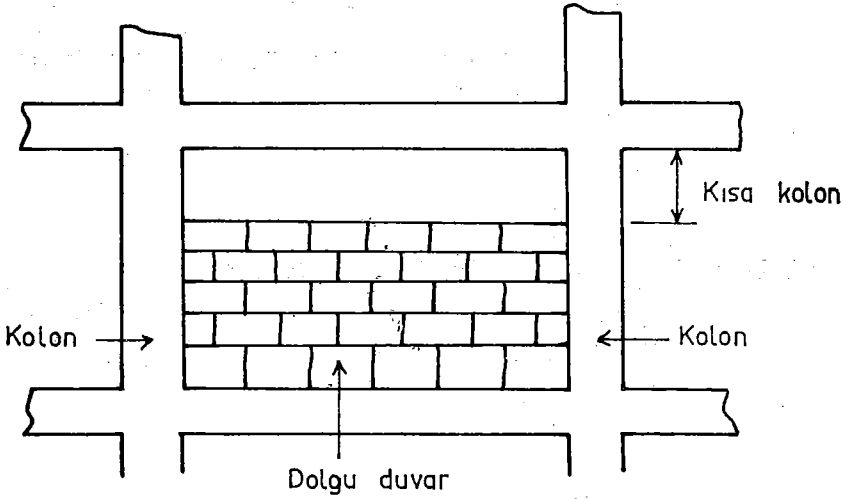
6.6.5.4. Kısa kolonlar depremde büyük hasar görmektedir. Bunun başlıca nedeni, meydana gelen yüksek kayma gerilmeleridir. Yönetmelikte özellikle dolgu duvarlarda, kolondan kolona uzanan boşluklar nedeni ile meydana gelen kısa kolon etkisinden söz edilmektedir. Şekil A. 5. Buna izin verilmemesi örgütlenmekte ancak kaçınılmaz olan durumlar için iki tedbirden birinin uygulanması önerilmektedir.

- Kolon, boydan boya kolon sarılma bölgesindeki gibi enine donatı ile sarılmalı
- Dolgu duvar ve çerçeve arasında boşluk bırakılarak (kolayca ezilebilen bir dolgu malzemesi ile doldurulabilir) çerçevenin dolgu duvardan bağımsız davranması sağlanmalı.

Bu tedbirlerden ilki seçildiği takdirde kolon boyunun kısılması nedeni ile artan rijitliği kat kesme kuvvetlerinin dağılımı ve periyot hesaplarında dikkate alınmalıdır.

6.7. Perdeler :

- 6.7.1. Perdelerin meydana gelebilecek her türlü zorlamayı karşılayabilecek şekilde boyutlandırılması ve detaylandırılması gerektiği belirtilmektedir.
- 6.7.2. Perdeler için minimum boyutlar ve donatı tanımlanmaktadır. Minimum yatay ve düşey donatı, çatlak kontrolü ve kayma gerilmeleri için öngörülmüştür. Bu arada, perde uzun kenarının, kalınlığa



ŞEKİL A-5

oranının 5 den az olamayacağı belirtilmektedir. Kolonlarda bu oran 3,0 ile sınırlandırıldığından, perde ve kolon arasında kalan elemanlar olabilecektir. Bu tür elemanların, hem perde hem de kolonlar için öngörülen minimum koşulları sağlaması istenmektedir. Başka bir deyişle arada kalan bu elemanlar cezalandırılmaktadır.

6.7.3. Perdelerin konsol davranışları göz önünde bulundurularak donatının perde uçlarında yoğunlaştırılması istenmektedir. Ayrıca, perdede çekme gerilmesi çıkması halinde, yoğunlaştırılan donatının belirli bir yüzdeden az olmaması istenmektedir.

6.7.4. Donatı bindirme boylarının kolonlardaki kadar olması öngörülmüştür. Yönetmelikte açıkça söylenmemiş olmasına rağmen, eklemin geçirilmesi önemle tavsiye edilir.

6.7.5. Boşluklar yöresinde oluşacak gerilme yığılmaları göz önünde bulundurularak ve gerilme aktarmalarının elemana hasar vermeden oluşabilmesini sağlamak amacı ile, özel donatı konulması önerilmektedir. Bu tür donatı yönetmelikte Şekil 6.3 te gösterilmiştir.

6.8. Döşemeler :

6.8.1. Belirli rijitliği ve kuvvet aktarılışını sağlamak için en az boyutlar belirlenmektedir.

6.8.2. Perdelerde olduğu gibi, boşluklar için çevre donatısı önerilmektedir. Bu kuvvet aktarılabilirliği için önemlidir (Yönetmelik Şekil 6.4.).

6.8.3. Dişli döşemelerin iki yönde çok değişik olan rijitlikleri göz önünde bulundurularak, özel tedbirler öngörülmektedir. Bunlar minimum tabla kalınlığı ve belirli bir yüksekliği geçen yapılar için perde duvarı bulundurma zorunludur.

6.8.4. Kirişsiz döşemelerde kolonlar ve/veya perdeleri birbirine bağlayan kirişler olmadığından, döşemelerin yük aktarabilecek şekilde boyutlandırılması ve detaylandırılması öngörülmektedir.

6.9. Kirişler :

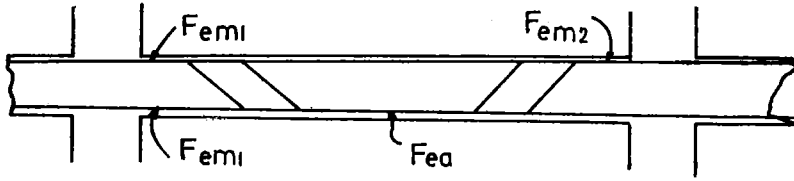
6.9.1. Rijitliği temin için minimum boyutlar önerilmektedir. Bu arada kiriş genişliği sınırlanarak, kat rijitliğinin kolon uçlarında büyük dönmelere sebep olacak düzeye inmemesi sağlanmaktadır.

6.9.2. Kirişlerde öngörülen minimum donatı, çatlak genişliği kabul edilebilir sınırlar içinde tutmak ve düktil davranışı sağlamak amacıyla gütmemektedir. Kiriş taşıma kapasitesinin en büyük hesap momentinden % 33 veya daha fazla olduğu durumlarda minimum donatı koşuluna gerek görülmemektedir. Emniyet gerilmeleri yöntemine göre hesaplanan donatı alanının dengeli donatı yüzdesini geçmesine olanak olmadığından bir üst sınıra gerek görülmemiştir.

6.9.3. Bu bölümde basınç donatısı üzerine konulan sınırlama daha önce anlatılan olumlu etkilerle gelişkili gözükülebilir. Ancak, bu bölüm boyutlandırma ile ilgilidir. Basınç donatısından yararlanarak kiriş

derinliğinin azaltılması önlemeye yönelik koşullar getirmektedir. Kirişlerde tarafsız eksenin basınç yüzüne çok yaklaşmasını önlemek amacı ile de, basınç donatısı $\mu' < 0,01$ ve $\mu' < 0,5\mu$ olarak sınırlandırılmıştır.

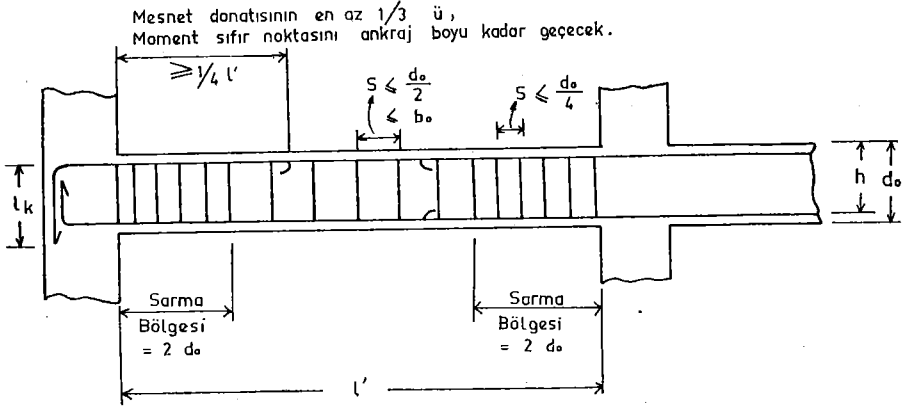
- 6.9.4. Bu bölümde öngörülen koşullar, değişik yüklemeler altında ve doğrusal olmayan davranış nedeni ile, moment sıfır noktalarının yerinin kesin olmadığı göz önünde bulundurularak, emniyetli kenetlenmeyi (aderans) sağlamak amacına yöneliktir. Burada sözü edilen detaylar, Şekil A.6 ve A.7 de özetlenmiştir.



$$F_e' \geq \frac{1}{3} F_{ed1}$$

$$\geq \frac{1}{2} F_{ea} \quad (\text{iki komşu açıklıktan en büyüğü})$$

ŞEKİL A-6



NOT: Mesnet üst donatısının (hangi mesnet büyükse) en az $\frac{1}{4}$ ü giriş boyunca sürekli olacaktır.

ŞEKİL - A.7

- 6.9.5. Çekmeye çalışılan donatıda mümkün olduğu kadar ek yapılmaması önerilmektedir. Bu tür ek yerlerinde aderans çok zayıflamaktadır. Ek yapılmanın zorunlu olduğu durumlarda, kolon sarma bölgesindeki kadar etriye bulundurulması önerilmektedir.
- 6.9.6. Kiriş üst donatısının aderans yönünden zayıflığı daha önce anlatılmıştı. Kolon derinliği boyunca aderans zayıflaması göz önünde bulundurulurken, kenetleme boyunun Şekil A.7 de l_k olarak gösterildiği gibi sağlanması öngörülmektedir.
- 6.9.7. Bu bölümde kayma emniyeti için gerekli minimum koşullar verilmektedir (minimum etriye çapı ve maksimum etriye aralığı). Ayrıca kesme kuvveti hesaplanırken kiriş-uçlarındaki momentlerin en uygunsuz kombinezonunun dikkate alınması öngörülmektedir.
- 6.9.8. Kirişlerin her iki ucunda $2 d_o$ kadar uzunlukta bir bölge sarma bölgesi olarak kabul edilmekte ve bu bölgedeki etriye alanının en az aşağıdaki denklemde verilen F_B kadar olması gerektiği belirtilmektedir, Şekil A.7.

$$F_B = 0,15 \frac{s}{h} F_c \quad (6. 8)$$

Bu enine donatı, TS-500 de önerilen minimum donatıdan fazladır. Mesnetlere yakın sık etriye, düktiliteyi arttırmak, bu bölgelerde kritik olabilecek kayma gerilmelerini karşılamak ve kemerleme etkisine karşı koymak amacı ile düzenlenmiştir.

SEÇİLMİŞ KAYNAKLAR

1. Bertero, V.V. ve Bresler, B., "Seismic Behavior of Reinforced Concrete Framed Structures," Proceedings, Fourth World Conference on earthquake Engineering, Santiago, Chile, 1969.
2. Blume, J.A., N.M. Newmark ve L.H. Corning, "Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions", Portland Cement Association, 1961.
3. Bresler, B., P.H. Gilbert, "Tie Requirements for Reinforced Concrete Columns", ACI Journal, Vol. 58, May 1961.
4. Building Code Requirements for Reinforced Concrete, (ACI 318-71), American Concrete Institute, Detroit, 1971.
5. Corley, W.G., ve N.W. Hanson, "Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistant Reinforced Concrete Frames", Proceedings, Fourth World Conference on Earthquake Engineering Santiago, Chile, 1969.
6. Ersoy, U., "Betonarme Kesitlerin Taşıma Gücüne Göre Hesabı," ODTÜ Yayınları, 1971.
7. Richart, F.E., A. Brandtzaeg ve R.L. Brown, "A Study of the Fracture of Concrete Under Combined Compressive Stress", University of Illinois Bulletin of the Engineering Experiment Station 185, 1928.
8. Uniform Building Code, International Conference of Building Officials, Pasadena, 1967.
9. Hanson, N.W. ve H.W. Conner, "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Beam-Column Joints", ASCE Structural Division Journal, October 1967.
10. Newmark, N.M., "Design Specifications for Earthquake Resistance", Engineering Conference on ACI 318-71, University of Illinois, Urbana, 1972.
11. Newmark, N.M., ve W.J. Hall, "Dynamic Behavior of Reinforced and Prestressed Concrete Buildings Under Horizontal Forces and the Design of Joints", Engineering Conference on ACI 318-71, University of Illinois, Urbana, 1972.

KULLANILAN İŞARETLER

- a : etriyelerin, boyuna çubuklar arasında kalan, köşeden köşeye veya ara çiroz çubuğundan ara çiroz çubuğuna olan en büyük mesnetlenmemiş uzaklık. Beton basınç gerilme dağılımı derinliği
- s : enine donatı aralığı
- z : moment kolu (eğilmede)
- b : kirişlerde tabla genişliği, kolon kesitinin genişliği
- b_o : kirişlerde gövde genişliği
- d : kolonun kesitinin eğilme yönündeki boyutu. Tablalı kesitlerde tabla derinliği
- h : faydalı yükseklik
- B : toplam basınç kuvveti
- Ç : toplam çekme kuvveti
- D : göbek çapı
- Ø : çubuk çapı
- l : kiriş açıklığı ve kolon boyu
- l_k : kenetlenme (ankraj) boyu
- f_o : etriye kesit alanı
- f_s : fret kesit alanı
- F_S : eşdeğer fret alanı
- F_B : belirli bir kesitteki toplam etriye alanı
- F_b : beton kesit alanı
- F_k : beton göbek alanı
- F_o : çekme donatısı alanı
- F'_o : basınç donatısı alanı
- N ve N_m : aksenal kuvvet
- Nom : aksenal yük taşıma gücü ($M=0$ iken)
- e : eksantrisite
- e_d : dengeli eksantrisite

- M** : moment
- M_m** : taşıma gücü = plastik moment
- x** : tarafsız eksen derinliği
- p** : bireysel yük
- Q** : kesme kuvveti
- μ** : boyuna donatı yüzdesi (çekme)
- μ'** : boyuna donatı yüzdesi (basınç)
- μ_s** : enine donatı hacımsal yüzdesi
- σ^{*}_b** : betonun 28 günlük silindirik basınç mukavemeti
- σ_a** : donatı çeliği akma gerilmesi
- σ_e** : donatıdaki gerilme
- σ_e, em** : donatının emniyet gerilmesi
- ε** : birim deformasyon
- ε_e** : çeliğin birim deformasyonu
- ε_a** : çeliğin, akma gerilmesine ulaştığı andaki birim deformasyonu
- ε_b** : beton birim deformasyonu
- ε_o** : beton gerilmesi σ^{*}_b ulaştığı birim deformasyon
- ε_{bm}** : betonun maksimum birim kısalması
- Ø** : eğrilik = $\frac{1}{\text{eğrilik yarı çapı}} = \frac{d^2y}{dx^2}$
- Ø_a** : kirişteki donatı çeliği akma gerilmesine ulaştığı andaki eğrilik
- Ø_m** : maksimum eğrilik (kırılma anında)
- δ** : deplasman
- δ_a** : donatı çeliği akma gerilmesine ulaştığı andaki deplasman
- δ_m** : kırılma anındaki deplasman
- τ_k** : kayma gerilmesi
- τ_b** : beton tarafından karşılanabilen kayma gerilmesi
- τ_o** : etriye tarafından karşılanması öngörülen kayma gerilmesi

DÜŞEY TİTREŞİM GENLİĞİNİN KOHEZYONSUZ ZEMİNLERİN SIKIŞTIRILMASINA ETKİSİ

YAZANLAR :

Bülent GÜNGÖR(*) Yıldız WASTI(**)

ÖZET :

Kuru kohezyonsuz (granüler) zeminlerin silindirik kalıplarda düşey sinüsoidal titreşimlerle sıkıştırılması deneysel olarak incelenmiştir. Deneylerde Ottawa kumu ve kırma bazalt taşı ve yükseklik/çap oranları 1.15 olan üç değişik çaplı kalıp kullanılmıştır. Düşey titreşim genliğinin, titreşimlerle elde edilen pik birim hacim ağırlığa ve o birim hacim ağırlığı elde edebilmek için gerekli ivmeye olan etkisi ve kalıp çapının titreşimlerle elde edilen pik birim hacim ağırlığa etkisi araştırılmıştır.

SUMMARY :

Densification of dry cohesionless (granular) soils by vertical sinusoidal vibrations in cylindrical molds has been studied experimentally. Ottawa sand and crushed basalt stone, and, three molds of different diameters and the same height/diameter ratio have been used in the experiments. The effect of the displacement amplitude on the peak density obtained by vibrations and the acceleration required to achieve that density and the effect of the mold diameter on the peak density obtained by vibrations has been investigated.

I. GİRİŞ :

Kum ve çakıl gibi kohezyonsuz zeminler, bilhassa gevşek durumda iseler depremler, titreşimli makineler, trafik yükü vs'nin sebep olduğu titreşimlerle hacim değişikliği ve oturmaya maruz kalırlar. Suyu doygun kohezyonsuz ze-

(*) İnş. Y. Müh.

(**) Orta Doğu Teknik Üniversitesi Öğretim Üyesi

minlerde ise depremler etkisi ile meydana gelebilen sıvılaşma (liquefaction) olayı göçmelere sebep olabilir. Titreşimlerin kohyonsuz zeminlerde sıkıştırma için en etken yollardan biri olduğu düşünülerek arazide çeşitli vibrasyonlu kompaksiyon yöntemleri uygulanır. Bu sebeplerle granüler zeminlerin titreşimler altındaki davranımını bilmek gerekir.

Kohezyon zeminlerin sıklığını ifade etmek üzere birim hacim ağırlık, boşluk oranı, porozite, rölatif sıklık (rölatif birim, hacim, ağırlık rölatif kompaksiyon gibi tarifler kullanılır. Rölatif kompaksiyon, tabii birim hacim ağırlığının bir standart kompaksiyon metodu ile bulunan maksimum birim hacim ağırlığına oranı ile tarif edilir ve dolguların sıkıştırılma kontrolünde kullanılır. Rölatif sıklık R_D ise, zeminin tabii sıklık derecesini, o zemin için mümkün olan en sıkı ve en gevşek durumlara nazaran belirleyen bir tanım olup boşluk oranı veya birim hacim ağırlık cinsinden yüzde olarak ifade edilir :

$$R_D = \frac{e_{\text{maks}} - e}{e_{\text{maks}} - e_{\text{min}}} \times 100$$

ve

$$R_D = \frac{\gamma_{\text{maks}} (\gamma - \gamma_{\text{min}})}{\gamma (\gamma_{\text{maks}} - \gamma_{\text{min}})} \times 100$$

Burada,

e_{maks} = zeminin en gevşek durumundaki boşluk oranı

e_{min} = Zeminin en sıkı durumundaki boşluk oranı

e = tabii boşluk oranı

γ_{maks} = zeminin en sıkı durumundaki birim hacim ağırlığı

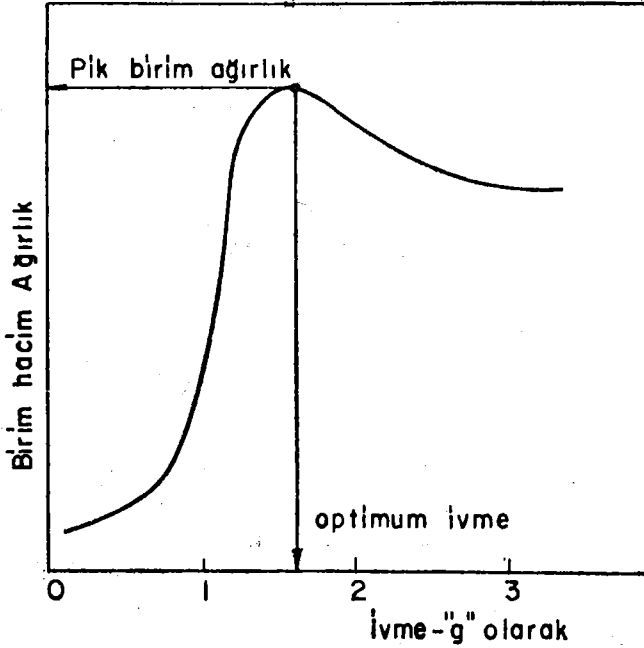
γ_{min} = Zeminin en gevşek durumundaki birim hacim ağırlığı ve

γ = tabii birim hacim ağırlık'tır.

Rölatif sıklığın, granüler zeminin mukavemet, konsolidasyon, sıvılaşma vs. gibi önemli davranımlarında korrelasyon için en uygun parametre olduğu kabul edilmiştir. Rölatif sıklığın güvenilir bir şekilde tayini için γ_{maks} , γ_{min} ve γ 'nın doğru olarak ölçülmesi gerekir. γ_{maks} 'in tayini için en çok kullanılan yöntemlerden biri kuru veya suya doygun kumu Proctor kalıbı gibi standart bir silindirik kalıba bazan üzerine bir sürşarj yükü de koyarak düşey titreşimli bir titreşim masasında sıkıştırmaktır. ASTM (American Society for Testing and Materials) D 2049-69 numaralı standart da bu tip bir yöntemi öngörmektedir. Ancak bu şekilde tayin edilen γ_{maks} 'ın değeri titreşim parametrelerine ve deney prosedürüne çok bağlı olmaktadır. Bu çalışmada üzerinde sürşarj yükü olmadan sıkıştırılan kuru granüler malzemelerin sıkışmasına belli bir ivme seviyesini elde etmekte kullanılan düşey titreşim genliğinin ve nümune kalıbı çapının etkisi deneysel olarak incelenmiştir.

2. GRANÜLER ZEMİNLERİN DÜŞEY TİTREŞİMLERLE SIKIŞTIRILMASI

Silindirik bir kalıp içinde düşey titreşimli bir sarsma masası üzerinde üstüne herhangi bir ağırlık konmadan sıkıştırılan granüler bir malzemenin birim hacim ağırlık ve ivme ilişkisi Şekil 1'de gösterildiği gibidir. (Alyanak 1962, Lambe ve Whitman 1969'dan D'Appolonia, D.J ve E. D'Appolonia 1967, Dobry and Whitman 1969 ve 1973, Brand 1973). Birim hacim ağırlık ve yer çekimi ivmesi "g" cinsinden düşey titreşim ivmesi eğrilerinin genel karakteri şöyledir: 1 g'den küçük ivmelerde sıkışma nisbeten azdır. Malzeme özellikleri ve deney şartlarına bağlı olarak değeri takriben 1.0 g ile 2.5 g arasında değişen "optimum ivme" de en büyük birim hacim ağırlık elde edilir. Bu ivmeden sonra birim hacim ağırlık düşer. Çeşitli araştırmacılar, optimum ivmeye ve elde edilen birim hacim ağırlığa etki eden faktörleri incelemiştir. Alyanak (1962), şürşarj kullanmadan düşey titreşimlerle sıkıştırarak kohezyonsuz zeminlerin danelerinin kırılmadan maksimum birim hacim ağırlıklarının tayininin mümkün olduğunu önermiştir. Araştırmacı, köşeli ve iyi gradasyonlu zeminler için optimum ivmenin daha büyük olduğu, optimum ivmenin titreşim genliği arttıkça azaldığı, kalıbın boyutları ve titreşim genliğinin titreşimlerle elde edilen pik birim ağırlığa tesiri olmadığı sonucuna varmıştır. Selig (1963) ve Brand (1973) yukarıdaki yöntemle % 100 rölatif sıkılığın elde edilmediğini belirtirken bu çalışmadaki ile aynı titreşim masasını kullanan Dobry ve Whitman (1969 ve 1973) küçük titreşim genliği ve yükseklik/çap oranı 1.0 civarında kalıp kullanarak % 100 rölatif sıkılığın elde edilebileceğini; zeminin satire edilmesi ve şürşarj konulmasının faydalı olacağını öne sürmüştür. ASTM D 2049-69



ŞEKİL 1 - Birim hacim ağırlık-ivme ilişkisi

standartı, Pauls ve Goode (1964), Pettibone ve Hardin (1965) sürgarj ve 0.025 inç (0.6 mm) titreşim genliği önermişlerdir. Şekil 2 ve 3'te Johnston (1973) ve Dobry ve Whitman'ın (1969) titreşim genliğinin etkisi ile ilgili neticeleri verilmiştir. Görüldüğü gibi bunlar arasında kesin bir uygunluk yoktur.

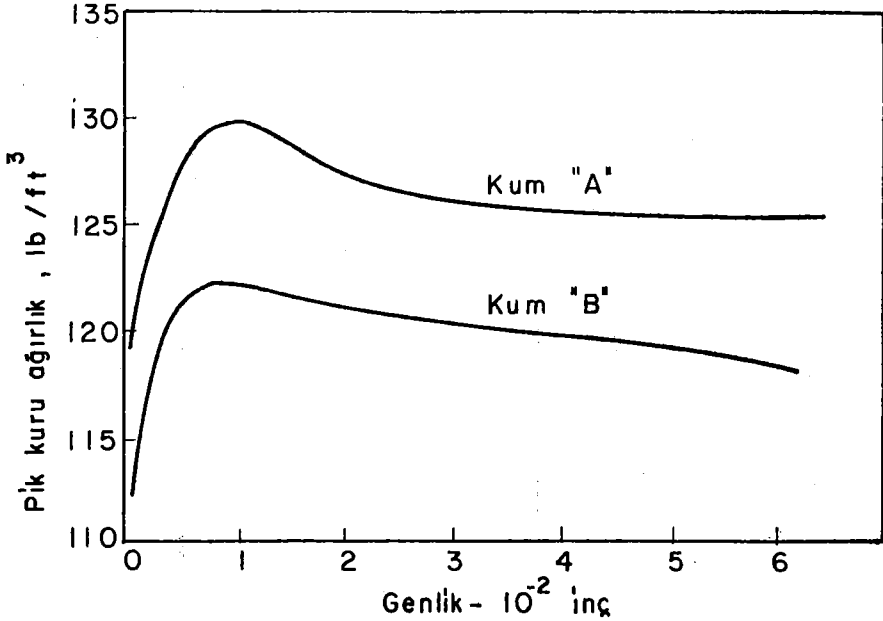
3. DENEY PROGRAMI

Deneyler düşey sinüsoidal titreşimler veren titreşim masası, iki granüler malzeme ve üç kalıp kullanılarak çift titreşim genliği 0.025 inç (0.6 mm) ve 0.150 inç (3.8 mm) arasında değiştirilerek yapılmıştır. **Titreşim Masası:** "All American Tool and Manufacturing" şirketinin "100-VA-D model düşey titreşim masası kullanılmıştır. Düşey sinüsoidal titreşimlerin çift genliği 0.025 inç aralıkla 0.150 inç'e (3.8 mm) kadar arttırılabilmektedir. Frekans göstergesi 1 devir/sn aralıkları ile 10 ve takriben 40 arasında değişmektedir. Genlik motor çalışmadan önce ayarlanmakta, frekans ise motor çalışmaya başladıktan sonra istenilen ivme seviyesine çıkacak şekilde yükseltilmektedir. Sinüsoidal titreşimlerin pik ivmesi a_p , yer çekimi ivmesi "g" cinsinden aşağıdaki ifadeden bulunur: $a_p = 0.0511 (2A) (f)^2$

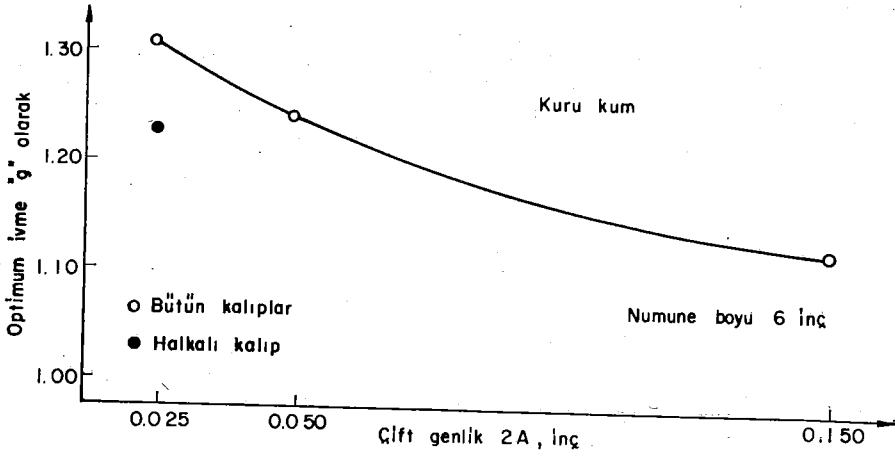
Burada,

$2A$ = çift genlik, (inç)

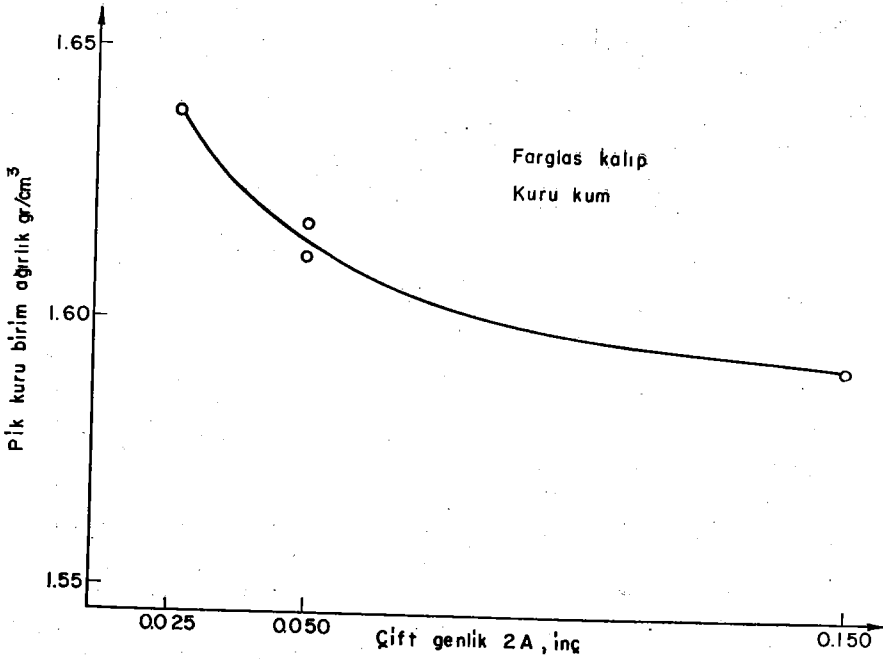
f = frekans (devir/saniye) dir.



ŞEKİL 2 - Pik kuru ağırlık-genlik ilişkisi (Johnston, 1973)



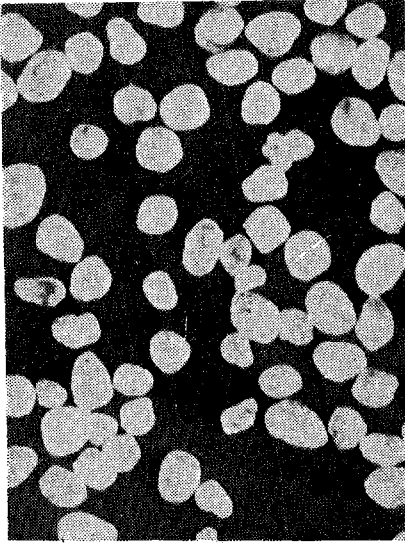
a) Optimum ivme - genlik ilişkisi



b) Pık kuru birim ağırlık - ivme ilişkisi

ŞEKİL 3 - Titreşim Genliğinin Etkisi (Dobry ve Whitman, 1969)

Granüler Malzemeler : Yuvarlak daneli Ottawa kumu ve çok kögeli daneli kırma bazalt taşı kullanılmıştır. Malzeme özellikleri Tablo 1.'de verilmiştir. Minimum birim ağırlıkları Kolbuszewski (1948) tarafından önerilen ve 1 kg nününenin 2 litrelik takriben 7.5 cm çaplı taksimatlı cam silindir içine konup ağzı kapatılarak birkaç defa alt-üst edilmesi metodu ile bulunmuştur. Maksimum birim ağırlıkları ise, düşük entansitede fakat devamlı bir kum akımı sağlayacak, koni kısmı delikli bir huniden çeşitli yüksekliklerden boşaltılan kumun silindirik bir kabı doldurması ile tayin edilmiştir. Yükseklik ve düşme hızı arttıkça artan ve belli bir yükseklikten sonra sabit kalan birim ağırlık maksimum birim ağırlık olarak kabul edilmiştir. Dane şeklini belirleyen köşe yuvarlaklığı P ve küresellik ψ Powers (1953) ve Rittenhouse (1943) metodları ile bulunmuştur. Danelerin büyütülmüş fotoğrafları Şekil 4.de verilmiştir.



Ottawa Kumu



Kırma Taş

Şekil. 4 Danelerin takriben 15 defa büyütülmüş fotoğrafları

Tablo 1. Kullanılan malzemelerin özellikleri

Malzeme	Ortalama çap (mm)	Uniformluk katsayısı	Dane özgül ağırlığı	Dane Şekli		En gevsek durum		En sıkı durum	
				P	ψ	V_{min} gr/cm ³	e_{maks}	V_{maks} gr/cm ³	e_{min}
Ottawa kumu	0.5	1.33	2.65	0.53	0.91	1.538	0.72	1.805	0.47
Kırma taş	0.8	1.68	2.94	0.17	0.56	1.374	1.14	1.709	0.72

Nümune Kalıpları : 6 inç (15.24 cm) çaplı CBR deney kalıbı, 4 inç (10.16 cm) çaplı proctor kompaksiyon kalıbı ve 5.38 cm çaplı küçük bir kalıp kullanılmıştır. Kalıpların titreşimin bitiminde çıkarılan başlık kısmı hariç yükseklik/çap oranı takriben 1.15 tir. Kalıp hacimleri, su doldurularak ölçülmüştür.

Deney Prosedürü : Kalıbı kumla gevşek ve üniform bir şekilde doldurmak için önce kalıbın üstü farglas bir plâka ile kapatılır. Üzerine çapı takriben kalıp çapında olan iki tarafı açık silindirik kap konur ve kap kumla doldurulur. Farglas plâka yatak olarak hızla çekilerek kumun kalıbı doldurması sağlanır. Kumun yüzeyi cetvel ile düzeltilir ve başlangıç birim ağırlığını tayin etmek üzere tartılır. Genliği önceden ayarlanmış titreşim masası, tablasına kalıp tabanındaki delikler vasıtası ile bulonla tesbit edilir. 10 dakika belli bir ivmede titreşimden sonra kalıbın üst başlık kısmı çıkarılır ve gayr-i muntazam kum yüzeyi düzeltilir ve titreşim sonrası birim ağırlığını saptamak üzere tartılır. Çeşitli ivme seviyelerinde deney tekrarlanarak ivme- birim hacim ağırlık elde edilir.

4. DENEYSEL NETİCELER

Birim Hacim Ağırlık-İvme ilişkisi : Ottawa kumu ve kırma taşla değişik kalıplar ve titreşim genişliğinde yapılan deney serilerinin neticeleri Şekil 5 ve 6 da toplanmıştır. Birim ağırlık ve ivme ilişkilerinin genel karakteri sıkışmanın 0.8 g'den sonra etkili olduğu, değeri 1.3 ve 1.6 arasında değişen optimum ivmeden daha büyük ivmelerde % 10-20 kadar daha düşük rölatif sıklığa inildiğidir. Titreşim sonrası birim ağırlığı Ottawa kumu için en fazla % 88, kırma taş için en fazla % 91 rölatif sıklığa tekabül etmektedir.

Kalıp Çapının Pik Birim Ağırlığa Etkisi :

Şekil 7'de yanal sirtünmeyi kontrol eden yükseklik/çap oranı aynı olan üç kalıp için elde edilen pik birim ağırlık-çap ilişkisi Ottawa kumu için verilmektedir. Görüldüğü gibi çap büyüdükçe % 10 kadar daha büyük rölatif sıklık elde edilmektedir. Bu netice, Kolbuszewski'nin (1948) kumlarda maksimum porozite minimum birim ağırlık) tayininde kalıp çapı küçüldükçe porozitenin artması (birim ağırlığın düşmesi) ve bu tesirin çap 3 inç'den (7.5 cm) büyük olması halinde ihmal edilebilir olduğu neticesine uygundur.

Genliğin Pik Birim ve Optimum İvmeye Etkisi :

Şekil 8'de verilen pik birim ağırlık-genlik ilişkisi genliğin 0.025 inç (0.6 mm) olması halinde en yüksek pik birim ağırlığın elde edildiğini göstermektedir. Bu netice, ASTM D 2049-69 standardında, Pauls ve Goode (1964), Pettibone ve Hardin (1965) tarafından önerilen yöntemlerde kullanılan genlikle ve Şekil 2'de verilen eğri karakteri ile aynıdır. Şekil 3'deki Dobry ve Whitman'a (1969) neticelerle uygunluk 0.025 inçten büyük genlikler için mevcuttur.

Optimum ivmenin artan genlikle düşüşü Şekil 9'da gösterilmektedir, ve Alyanak (1962) ve Şekil 3'de verilen Dobry ve Whitman'a (1969) ait neticeleri teyit etmektedir.

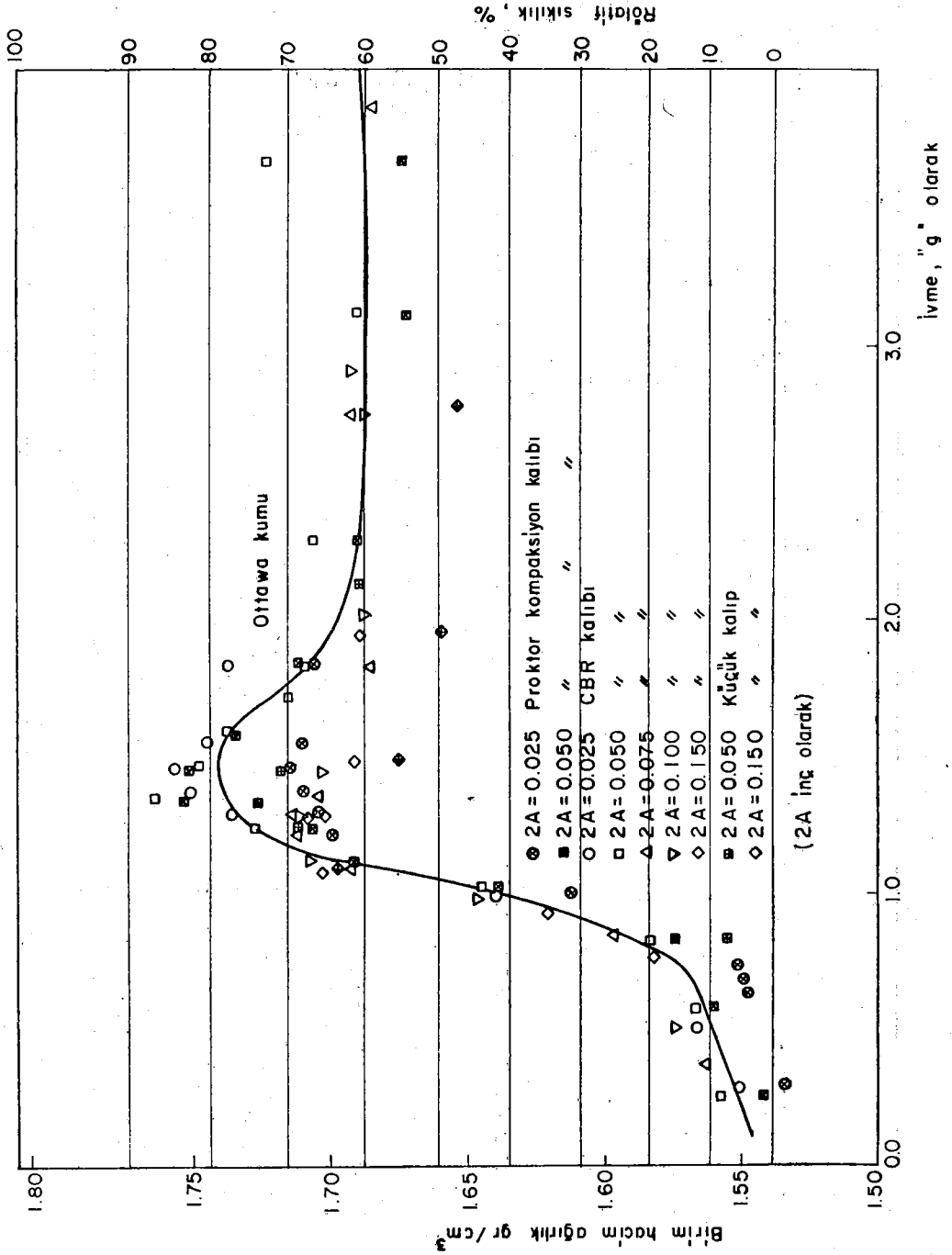
5. SONUÇ :

Düsey periyodik titreşimlerle sürgürlü olarak silindirik kalıplarda kuru granüler malzemenin kompaksiyonunda çalışmadaki deney şartlarında takriben % 90 rölatif sıklık elde edilmiştir. En yüksek birim ağırlık, en büyük çaplı kalıp kullanıldığında ve 0.025 inç (0.6 mm) titreşim genliğinde elde edilmiştir.

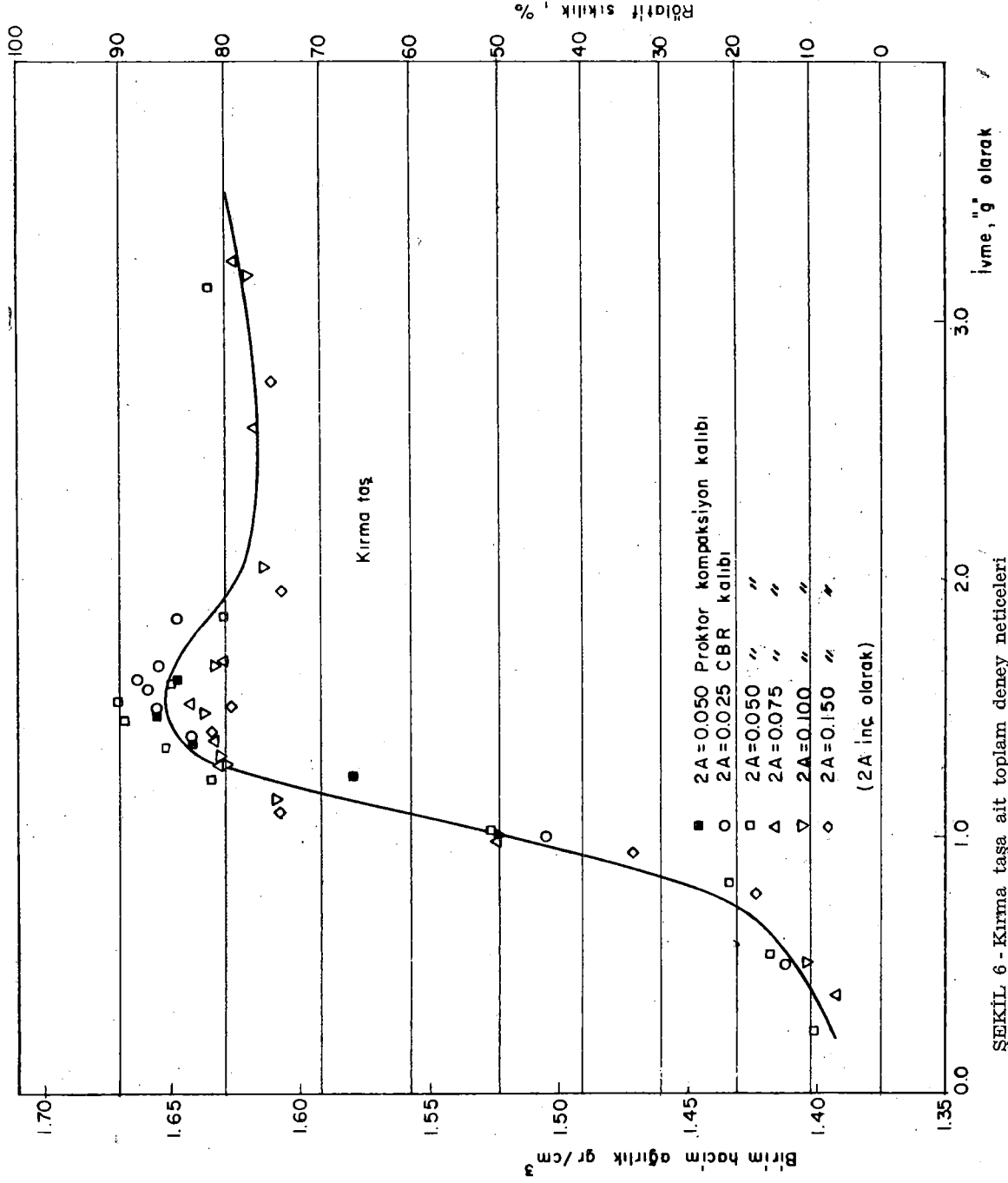
Not: Bu makale Bülent Güngör'ün Orta Doğu Teknik Üniversitesinde hazırlanmış olduğu yüksek lisans tezi esas alınarak hazırlanmıştır.

KAYNAKLAR :

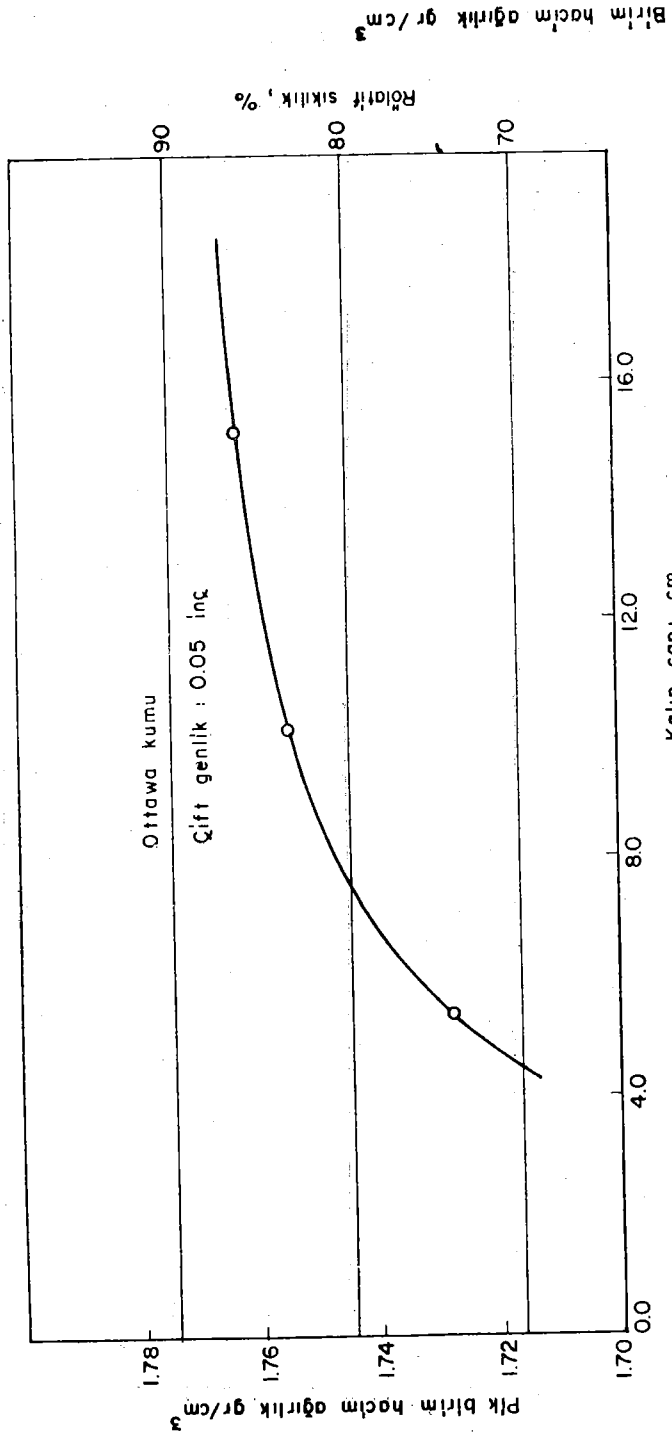
1. Alyanak I., "Vibration of Sands With Special Reference to Porosity" Doktora Tezi. Birmingham Üniversitesi. 1962.
2. Brand E.W., "Some Observations on the Control of Density by Vibration". Evaluation of Relative Density and Its Role in Geotechnical Projects Involving Cohesionless Soils, ASTM STP 523, American Society For Testing and Materials, 1973.
3. Dobry R. ve Whitman R.V., "Densification of Sand by Vertical Vibrations in Standard Molds". Research Report R 70-05, Soils Publication No 251, School of Engineering Massachusetts Institute of Technology, 1969.
4. Dobry, R. ve Whitman R.V., "Compaction of Sand on a Vertically Vibrating Table", Evaluation of Relative Density and Its Role in Geotechnical Projects Involving Cohesionless Soils, ASTM SPT 523, American Society for Testing and Materials, 1973.
5. Johnston M.M., "Laboratory Studies of Maximum and Minimum Dry Densities of Cohesionless Soils". Evaluation of Relative Density and Its Role in Geotechnical Projects Involving Cohesionless Soils, ASTM STP 523, American Society for Testing and Materials, 1973.
6. Kolbuszewski J. "An Experimental Study of the Maximum and Minimum Porosities of Sands", Proc. of the Second International Conference on Soil Mechanics, Vol I. 1948.
7. Lambe W.T. ve Whitman R.V. "Soil Mechanics" John Wiley and Sons, Inc. 1969.
8. Pauls J.T. ve Goode, J.F. "Suggested Method for Maximum Density of Noncohesive Soils and Aggregates" Procedures for Testing Soils, ASTM, 1964.
9. Pettibone, H.C. ve Hardin J. "Research on Vibratory Maximum Density Test for Cohesionless Soils", ASTM, Compaction of Soils, STP 377, American Society for Testing and Materials, 1965.
10. Powers M.C., "A New Roundness Scale for Sedimentary Particles", Journal of Sedimentary Petrology. 23, 1953.
11. Rittenhouse, G "A Visual Method of Estimation Two Dimensional Sphericity" Journal of Sedimentary Petrology, 13. 1943.
12. Selig, E.T. "Effect of Vibration on Density of Sand", Proc. of Second Pan American Conference on Soil Mechanics, Cilt 1, 1963.



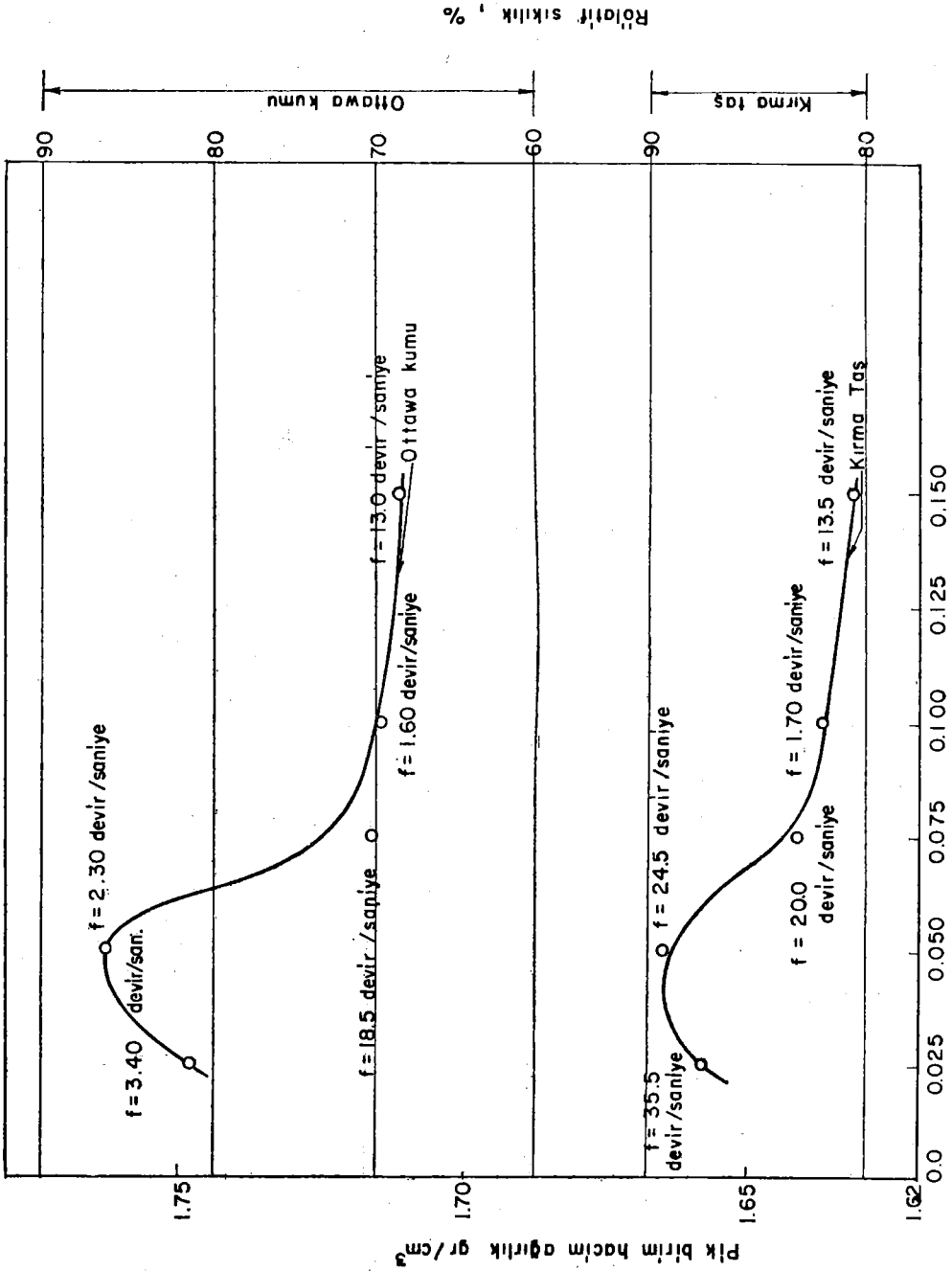
ŞEKİL 5 - Ottawa kumu için toplam deney sonuçları



ŞEKİL 6 - Kırma taşta ait toplam deney neticeleri

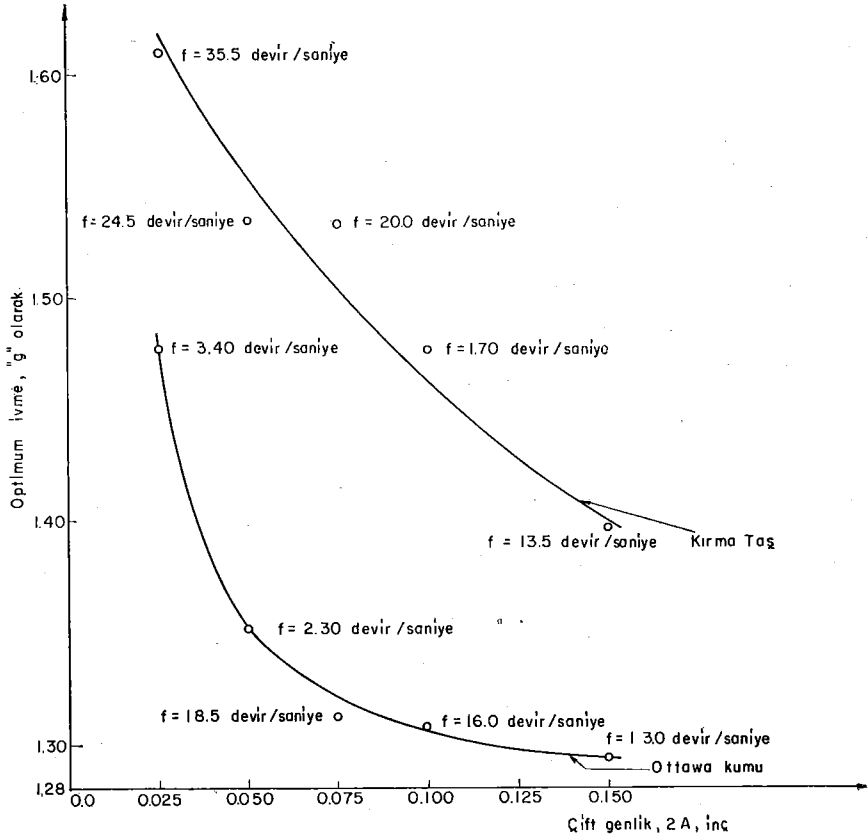


ŞEKİL 7 - Pik birim ağırlık - kalıp çapı ilişkisi



Çift genik, 2A, inc.

ŞEKİL 8 - Pik birim ağırlık-genlik ilişkisi (CBR kalıbr)



ŞEKİL 9 - Optimum ivme-genlik ilişkisi



KIRIM'IN GELİŞTİRİLMİŞ SİSMİK SARSILABİLİRLİK (Shakeability) HARİTALARI (*)

Yazan
A.G. Kamenobrodskiy (**)

Çeviren
Ussal Z. Çapan (***)

ABSTRACT

In this paper the special features of the application of two methods of plotting maps of the maximum possible earthquakes for the Crimean region are considered. A number of variants in which use is made of the two methods in combination are discussed. Two variants of maps of the seismic shakeability of the Crimea are plotted : (1) according to data concerning seismic activity, (2) according to data concerning seismic activity and zone geometry.

ÖZET:

Bu yazıda Kırım ve yöresine ait muhtemel maksimum depremlerle ilgili haritaların çiziminde kullanılan iki yöntemin özelliklerine değinilmiştir. Ayrıca bu iki yöntemin birlikte kullanılmasını sağlayabilecek bir takım değişkenler üzerinde durulmuştur. Kırım ve yöresine ait sismik sarsılabilirlik haritaları hazırlanırken başlıca iki değişken esas alınmıştır. (1) sismik aktivite ile ilgili veriler (2) sismik aktivite ve zon geometrisi ile ilgili veriler.

(*) Bu makalenin orijinali Izvestiya Physics of the Solid Earth. No: 6 Haziran 1974 sayısında yayınlanmıştır.

(**) M.V. Frunze Devlet Üniversitesi.

(***) Hacettepe Üniversitesi Yerbilimleri Bölümü

GİRİŞ

Kırım ve yöresine ait sismik sarsılabilirlik (sismik shakeability) "B" ve muhtemel maksimum depremler " K_{max} " haritaları ilk kez Yu. V. Riznichenko ve diğerleri (Ref: (1)) tarafından hazırlanmıştır. N.V. Shebalin (2) Kırım için K_{max} haritasının hazırlanması için bir başka yöntem ortaya atmış ve uygulamıştır.

Bu çalışmada Kırım ve yöresi için, Riznichenko ve Shebalin'in yöntemlerini birlikte kullanarak K_{max} haritaları hazırlanması konusu araştırılmıştır. Sismik aktivite A ve sarsılabilirlik A alındığı gibi Riznichenko'nun yöntemine göre hesaplanmıştır.

1. ODAK ZONU VE SİSMİSİTEYİ TAHMİN YÖNTEMLERİNİN BAZI ÖZELLİKLERİ

Belli bir bölge için farklı şekillerde hazırlanmış sismisite haritaları özellikle aktivite A ve K_{max} 'a göre olanları tam anlamıyla özdeş sonuçlar vermemektedir. Bu fark her zaman önemsenmeyecek kadar küçük olmamaktadır. Ayrıca, yüksek incelenmesi ve son çözümün saptanması için, ilksel sismik verilerin yanında A ve K_{max} 'ı hesaplama yöntemlerinin katkısı ve diğer özellikler ele alınmaktadır.

Bilindiği gibi Kırım çevresi oldukça zayıf sismik aktivite ile tanınmaktadır. Kırım üzerindeki deprem episantırlarının hemen hepsi, Kırım'ın hemen doğusundaki Anapa zonunun tam aksine, deniz çukuru üzerindeki dar bir odak zonu üzerinde bulunmaktadır. Bu zon'da farklı sismik aktiviteye sahip bölgelerin bulunması, zonun sismisite dalgalanmaları (seismicity fluctuations) ve deprem odaklarının koordinatlarını saptamada yapılan haritalardan oldukça etkilendiğini ortaya koymaktadır. Ayrıca A'nın küçük değerleri için çizimde kullanılan dairesel şablonlar sismik zonları olduğundan daha geniş göstermektedir. Bu genişleme etkisi eliptik şablon kullanıldığında azalmaktadır. Ancak eliptik şablonlar zonların zahiri uzamasına neden olabilmektedir.

Aynı etki, K_{max} haritalarının çizimi sırasında K_{max} ile A korele edilirken kullanılan dairesel şablonlarla da ortaya çıkmaktadır. (1) K_{max} haritalarında K'nın büyük değerleri için eliptik şablon bile kullanılsa bu etki önemli olmaktadır. Bu yöntemle göre, K_{max} değeri, verilen bir K değerine sahip depremlerin oluşmasından sorumlu bir A zonuna düşen episantır sayısı ile saptanmaktadır ve K' değeri arttıkça A zonunun büyüklüğü de artmaktadır .

Birbirinden ayrı oldukça izole durumda iki episantır bölgesinin var olması halinde, sismik bakımdan en tehlikeli yer bu iki bölge arasında hiçbir odağa rastlanmamış olan bölgedir. Bize öyle geliyorki, bu çeşit etkiler her zaman büyük A değerlerine sahip lokal zonlar arasında büyük şiddetli deprem odaklarına nadiren rastlanması ile açıklanamaz.

Bazen bu çeşit olaylar, yazının başında değindiğimiz gibi, öngörülen yöntemin katkıları ile ilgili olmaktadır.

Sonuç olarak, Yalta ve Sevastopol odak zonları arasında son 200 yılda $K_{\geq 14}$ değerli hiçbir odağa rastlanmamışken, bu bölgede $K_{max} = 15$ ve 16 olan deprem bölgeleri bulunmaktadır.

Sevastopol zonundaki sismik aktivitenin geçmişte saptanmamış oluşu konusunu göz önüne alırsak (örneğin öteki zonların tersine, bu zonda $K = 11$ değerli depremlerin aletsel-kayıtlar dönemi öncesi devirlerde kayıtlanmamış olduğu düşünülürse) 15 ve 16 sınıfına ait eşçizgilerin (izolines) bu bölgenin daha da geniş bir kısmını belirtmesi gerekirdi.

Gözlenmiş olan bir başka etmen, K_{max} 'a ait büyük değerli eşçizgilerin küçük değerli bölgelerin sınırları dışına taşmasıdır. Bu etmen, depremin ihmal edilmiş oluşu ya da gözlem süresinin kısalığı gibi nedenlerden ötürü, büyük değerli durumlarda A'nın yanlış anlaşılması ile bağdaştırılabilir. Bu ya da benzeri etmenler eşçizgilerin şekilleri pek belirgin bile olsa, geçtiği yerleri değiştirebilir.

Son olarak dar bir odak zonunda K_{max} değerine sahip olan bölgelerin sınırları eğer K(A) bölgesel bağıntı sabiti (regional dependence) yerine, bundan çok farklı olan, "standart bağıntı" (standard dependence) sabiti kullanılıyorsa oldukça önemli şekilde değişebilir.

K_{max} değerinin, odak zonunun doğrusal uzanımı ve aktif tabakanın kalınlığı H ile karşılıklı ilişkilerine dayanan Shebalin yöntemi aşağıda sıralanan belirsizlikleri içermektedir :

- 1.) Episantır zonlarının sınırlarının çizimindeki belirsizlik : Örneğin Kıрым zonu, Anapa zonu ile birlikte mi yoksa farklı iki zon olduğu gözlemlenerek her iki durum için ayrı zon sınırları mı çizilmeli.
- 2.) Zonların genel ve bireysel özelliklerini birleştirme konusundaki belirsizlik: Örneğin birçok zonu ilgilendiren verilere dayanılarak elde edilen K(L) tek değerli olarak mı yorumlanmalı. Yoksa her bir L değerine karşı gelen bir K_{max} var ve bu değer aralığı bütün zonlarla ilgili öteki veriler kullanılarak daraltılabilir mi. K(H) olarak Shebalin'in öngördüğü bağıntı bütün bölgeler için geçerli midir?

Bu yöntemlerin değiştirilmesi, sentetik uygulamaları ile yöntemin yukarıda belirtilen belirsizlikleri kesinliğe kavuşturması mümkün olabilir. Her şeye rağmen bu tedbirlerin alınması bile sismik tehlikenin objektif tahmini problemini tam olarak çözmekten gene de uzaktır. Ek jeolojik ve jeofizik verilerin bu yöntemlerle birlikte uygulanması gereklidir.

2. YÖNTEMLERİN SENTEZİNDEKİ FARKLI DEĞİŞKENLER

Sismik sarsılabilirlik haritalarının çizimi amacıyla pek çok yöntemin birlikte uygulanması için sonuç düzeyinde ya da yöntemin kendi düzeyinde bir takım sentezler yapılabilir.

Birinci durumda, sonuç olarak elde edilen eşçizgiler, farklı yöntemlere ait eşçizgilerin ya arasında kalır ya da eğer bir tercih yapma nedeni varsa bu yöntemlerden birine ait eşçizgilerle çıkarılır. Örneğin bazı durumlarda (3) yüksek aktiviteye sahip ve büyük derinlikli odakların bulunmadığı bölgeler için, K_{max} değerinin A ile korele edildiği yöntem ile bulunan eşçizgilerin tercih edileceği aşikârdır (1). Öte yandan daha büyük odak derinliklerine sahip bölgeler için K_{max} ile H ve L'nin korele edildiği yöntemle bulunan eşçizgiler tercih edilecektir (2).

Sismik aktivite "A" haritalarına dayanılarak hazırlanan sismik sarsılabilirlik haritalarının çiziminde, çizimin çeşitli evrelerinde çeşitli sentezler uygulanabilmektedir. Bu amaçla aşağıdaki şekilde davranılması öngörülmüştür:

Zonun geometrisi hakkındaki verilerin, ortalama olarak sismik aktiviteyle ilgili verilerle ters düşmediği bilâkis bu verileri tamamlayıcı etkide bulunduğu varsayımından hareket ederek başlayacağız. Bilinen bir gözlem süresi boyunca, (deprem kayıtlama olanaklarının en elverişli olduğu ve çoğu depremlerin $K \geq K_{\min}$ olduğu bir bölge seçelim. (Burada K_{\min} bölgedeki en küçük depremleri en iyi temsil eden seviyedir.) Aktivite haritasındaki her standard bölge hücresi için H ve A değerlerinin yazılması sonucu; şu bağıntıyı kurabiliriz:

$$\bar{A}_{st} = \bar{A}_{st} (H) \dots\dots\dots (1)$$

Sismik aktivite haritası üzerinde şu değişiklikleri yapalım. Standard bölge dışında kalan ve $\bar{A}_{st'i} > A_i$ olan hücreler ve odak zonu dışında kalan hücrelere (1) bağıntısına uygun olarak elde edilen A_{st} değerleri verelim ve bunlara tekabül eden eşçizgileri değiştirelim. Bundan sonra A ve K bağıntısına uyarak K_{\max} haritasını çizelim.

Herşeye rağmen bu sürecin bir takım sakıncaları vardır. İlk olarak bazı noktalarda A değerini, buna karşı gelen episantr sayısını artırmadan, artırdığımız için haritanın yapımı oldukça karmaşıklaşmaktadır. İkinci olarak ise, zonların kenarlarındaki K_{\max} değerlerinin çok tekrarlanması gerekliliği ortadan kaldırılamamaktadır.

Bu nedenlerle başka şekilde davranmak gerekmektedir. Shebalin'in $K_{\max} = f(L,H)$ eğrisinde H değerleri yerine, $K_{\max} = f(L,A)$ bağıntısına ve referans (1)'deki yöntemle uyarak A değerlerini koyalım; böylece elde edilen K_{\max} haritası sentetik bir aktivite haritasına dayanılarak çizilmiş olmaktadır.

Böylelikle, ilk değişiklikte, A aktivite haritalarının çizimi evresinde bir sentez uygulanmış olmaktadır; Bu durumda K_{\max} ve sarsılabilirlik "B,, alışılmış yöntemler yardımıyla bulunmuş olmaktadır. İkinci değişiklikte, sentez sırasında A ve K_{\max} haritalarının çizim evrelerinde uygulanmış olmaktadır. Son olarak gerekli veriler sağlandığında A ve K_{\max} haritalarını iki yöntemle ayrı ayrı birbirinden bağımsız olarak hazırlayabiliriz ve bunlara dayanarak iki sarsılabilirlik haritası hesaplayabiliriz.

Şimdiye kadar, farklı yöntemlerin uygulanması ile elde edilen sonuçların birleştirilmesi üzerinde durulmuştur. Yöntemlerin kendilerini ve herbirini mümkün olduğu ölçüde sentezleme, herbirini bir diğzerinin kendine özgü farklılıklarını dengelemesi ile sonuçlanmıştır. K_{\max} 'in saptanmasında çok sayıda faktörlerin kullanılması, yöntemi daha az şekilci ve daha fazla fiziksel ve etkili olmaya itmektedir.

Zon geometrisi hem Riznichenko'nun (1,3) ve hem de Shebalin'in yönteminde farklı şekillerde ele alınmaktadır. Riznichenko'nun yöntemi eliptik şablonlar kullanılmak suretiyle değişikliğe uğratabilir. Öte yandan Shebalin'in yöntemi ise Riznichenko yönteminin kendine özgü bazı özellikleri ile

takviye edilebilir: Örneğin eğer $K_{max} = f(L)$ bağıntısı kullanılıyor ise zonun A aktivitesi yerine zonun ayrıntılı yapısı; A aktivitesinin dağılımı yerine oldukça izole birçok bölge veya bunların kombinasyonlarının konulması gibi. Sismik zonları ilgilendiren verilerin doğruluğu ölçüsünde geçerli olan bir plan hazırlamaya çalışalım. Referans (4) de, yalnız en büyük depremlere ait episantırların işaretlenmiş olduğu haritalar üzerinde durulmuş ve yalnızca büyük çaptaki zonlarla ilgili veriler belirtilmiştir. Bazı zonlar referans (5)'ten alınarak ilâve edilmiştir.

Zon uzunluğu L_f (Şekil-1b) zona ait en önemli fayın uzunluğu olmakta ve zon alanı L_{fi} (Şekil-1c.) M_{max} ile zonun yayılımı (zone extent) olan L yani en uzak iki episantır arasındaki uzaklık ile daha iyi korele edilmiş bulunmaktadır;

Sonuç olarak bölgeyi en iyi temsil edebilen veri aralığında bulunan L veya L_f 'in (yaklaşık 300 km) bir ve aynı değerine tekabül eden magnitüd değerleri aralığı L için 1,3 M; L_f için 1.2 M ve L_{fi} için ise 0.9 M olmaktadır.

Oldukça ayrı episantır gruplarından oluşan bölgeler için maksimum deprem magnitüd değerleri daha da daraltılabilir. Örneğin L_f için 0.7, L_{fi} için 0.8 gibi. (Şekil 1 b,c'de böyle zonlar yalnız solda ve kesikli çizginin üstünde gösterilmiştir.) M'nin değer aralığı çok az küçülmekle birlikte L_f 'nin değer değişimi aralığının her zaman L'den büyük olduğunu akıldan tutmak gerekir. Bu; sismojenik zonlar hakkında çok ayrıntılı bilgiler verildiği anda bu zona ait M_{max} değerini büyük bir yaklaşıklıkla saptamamız olanaklı olacaktır.

Burada ortaya çıkan soru: yalnız episantırlara dayanılarak değil A'ya bağlı olarak çizilmiş sentetik haritalara tekabül eden ve depremlerin tekerrüleri grafiğindeki açılma sabit γ nın değerinin ne olacağı sorusudur. Zayıf aktiviteye ve küçük bir gözlem süresine sahip bir bölgede episantırların birbirine eklenmesi suretiyle gerçekleştirilen bir sentezde eklenmenin yalnız A'yı artırmakla kalmayıp aynı zamanda γ 'yı da artıracaklarını beklemek normaldir. Bize öyle gelmektedir ki, bu sorunun çözümündeki belirsizliği sentez kavramını reddetmek için temel neden olarak kabul etmemek gerekir. Çünkü küçük gözlem süresi ile γ 'nın değerinin saptanması alışlagelinmiş yöntemlerde bile olanaksızdır.

3. DEPREM TEKERRÜRLERİ GRAFİKLERİ (Recurrence graphs)

Kırım ve Anapa zonuna ait deprem tekerrüleri grafikleri 1853-1972 arasındaki makrosismik ve aletsel veriler özetlenerek hazırlanmıştır. (Şekil 2). Eğer; Referans (1)'de yapıldığı gibi, enerji sınıfı $K = 10$ ve 11 olan depremleri birbirine ekler ve bunlara $K = 11$ dersek ve $K = 15$ ve 16 olan depremleri gözlem sürelerinin iki katı ile etiketlersek $\gamma = 0.48$ olarak bulunur. 1927-1971 arası aletsel verilerine göre Kırım için γ değeri 0.44 dür.

Yalnız enerji sınıfları kesinlikle $K = 12, 13$ ve 14 olan depremler ele alındığında da Kırım için ve Kırım ile Anapa Zonu birlikte ele alındığı zaman 1853-1972 arasındaki verilere göre de aynı değer bulunmuştur.

Anapa zonunun sismitesi ile ilgili olarak Kırım sismik istasyonlarına ait bültenler (6) ve (7), (8) no'lu referanslardan edinilen veriler tam değildir. Anapa zonu için γ değeri görüldüğü gibi biraz tahmini olmakta ve belirtilen 0.42 değeri ile referans (8)'de elde edilen 0.62 değeri arasında değişmektedir.

4. SİSMİK AKTİVİTE HARİTASI

Kırım - Anapa bölgesine ait sismik aktivite haritası sabit bir doğrulukla ve Referans (9)'da belirtilen ve çok iyi bilinen yöntemle uygun olarak hazırlanmıştır. Fig: 3

Bölge $0.1 \times 0.1^\circ$ lik paftalara ayrılmıştır, paftanın merkezindeki aktivite,

$$R = \sqrt{\frac{N (1-10^{-\gamma})}{1000/10 (K_{\min} - K_0)} T \pi A} \text{ formülü ile hesaplanmaktadır.}$$

Burada, $T = 115$ yıl, $\gamma = 0.44$, $N =$ daire içine düşen episantır sayısı $= 3$, $K_{\min} = 11$ ve $K_0 = 10$ olarak alınmıştır.

Çoğunlukla bu harita üzerinde yüksek-aktiviteli zonları, örneğin Yalta, Sevastopol, Sudak ve Feodosiya bölgeleri farkedilebilmektedir. Bu son üç zon için A'nın değeri gerek episantırların istasyonlara göre lateral konumlu oluşu ve gerekse deprem kayıtları koşullarının gelişimi nedeniyle Sudak ve Feodosiya bölgelerine ait aktivite azalması nedeniyle biraz yaklaşık olmaktadır.

Anapa zonuna ait aktivite, lokal aktivitenin çoğaldığı sırada kaydedilmiş olan referans (8)'deki sonuçlarla karşılaştırıldığı zaman görüleceği gibi aynı ölçüde yaklaşıklıkla uğratılmamıştır. Kırım için Referans (8)'de verilen değer $\bar{A} = 0.35$ en aktif bölge olan Yalta-Alushta zonunu da kapsamaktadır : Anapa için $\bar{A} = 0.39$ düşük aktiviteye sahip bir bölge üzerinde hesaplanarak bulunmuştur. (burada izole edilmiş noktalarda A değeri en fazla 1.5'a ulaşmıştır). Öte yandan tüm olarak Kırım odak zonu için, yaklaşık olarak 22.000 km^2 lik bir alanda $A = 0.1$ olarak saptanmıştır.

5. K_{\max} HARİTALARI

Riznichenko yöntemine uygun olarak K_{\max} haritalarının hazırlanmasıyla

$$\log \bar{A} = 2.84 + 0.21 (K-15)$$

standart bağıntısının kullanılışı $K \geq 16$ dan küçük bölgelerin haritadan yok olması ile, yani gösterilememesi ile sonuçlanmaktadır. Dolayısıyla, eldeki veriler ışığında lokal bağıntı $K (A)$ 'nın şu şekilde bulunması gerekmektedir.

$$\log \bar{A} = 2.78 + 0.19 (K-15)$$

Bununla birlikte, Şekil. 4'ten de görüleceği gibi hata sınırları içinde bu iki bağıntı fazla bir fark göstermemektedir.

Ortalama yarıçapı $R = 114$ km zonlarda $K \geq 17$ ve daha fazla olan depremler için, $K \geq 11$ olan $N > 400$ episantır olması gerektirir. Bu sayı depremlerin toplam sayısından çok daha büyüktür ve yöntemle göre bölgede böyle depremlerin olmasının olanak dışı olduğunu göstermektedir. Şekil. 1.4

1930-1971 yılları arasındaki aletsel verilere dayanılarak hazırlanan K_{\max} haritasının tersine 1853-1972 arası verilere dayanan harita üzerindeki $K_{\max} = 16$ olan bölge daha geniş bir alan kaplamaktadır. Bu alan güneyde ve doğuda özellikle uzama göstermektedir ki bu uzamalar sismisite dalgalanmaları şeklinde yorumlanmaktadır. Bununla birlikte, bu bölgenin Kırım'ın güney kısmında ana kıtanın bir kısmını da kapsamaması, bu makalenin ilk bölümünde belirtilen bir etmen ile ilişkili görünmektedir: Sevastopol zonuna ait oldukça zayıf odak, $K_{\max} = 16$ zonu batıya doğru yer değiştirilmesine sebep olmuştur.

İki yöntemi karşılaştırmak amacıyla N.V. Shebalin (2) yöntemine uygun olarak bir K_{\max} haritası da çizilmiştir. Kırım-Anapa odak zonu devamı, zon uzanımı (zone (extent) olarak kabul edilmiştir. Deprem magnitudü ve aktif tabakanın kalınlığı H arasındaki bağıntı.

$$M = 4 \log H + 1.8 \text{ şeklinde kullanılmıştır.}$$

Hesaplamaları basitleştirmek amacıyla, Shebalin'in şablonunu kullanmak yerine, K (H) eğrisi üzerinde Kırım için referans (2)'deki (7) ve (8)'e tekabül eden çizgiler (Şekil 6'da kesikli çizgiler) ve Kırım Anapa bölgesi için dolu çizgiler, düzeltme işlemi de yapılarak çizilmiştir. M'yi K cinsinden ifade edebilmek için Z.I. Aranovich'in

$K = 1.8 M + 3.5$ bağıntısı kullanılmıştır. Öte yandan, eğer standart bağıntı olan $K = 1.8 M + 4$ kullanılacak olursa bütün çizgilerin 0.5 K kadar yukarı kaydırılması gerekir. Ancak, biz esasen K_i sınıfından olan $K_i \pm 0.5$ olan depremler ile uğraştığımız için standart bağıntı kullanıldığında bu eğriler doğrudan doğruya kullanılabilir.

Elde edilen harita (bu makalede gösterilmemiştir) ilk yöntem uygulanarak elde edilenden (Şekil 1.5) aşağıdaki noktalarda farklıdır: (1) K - 16 olan bölgeler Sevastopol, Sudak, Feodosiya ve Anapa zonlarına rastlamaktadır. (2) Yalta-Alushta zonundaki $K_{\max} = 16$ olan bölge, ilk durumda olduğu gibi, kıyı boyunca değil submeridional yönde uzamaktadır. (3) bu zon, ana kıtaya yalnız Yalta-Alushta bölgesinde dokunmaktadır.

Bu durumda göze çarpan ilk husus aktif tabakanın kalınlığı hakkındaki bilgilerimizin Riznichenko yöntemi uygulanırken sonuçlarda görülen odak kaybolması olayını gidermekte bir ölçüde yetersiz kalmasıdır. İkinci ve üçüncü hususlar da episantrları birbirinden uzaklaştırıcı şekilde etki eden ve daha önce değinildiği gibi yöntemlerin bünyesinde var olan durumlardır.

Feodosiya'nın doğusunda $K_{\max} = 16$ bölgesinin devamı kesin değildir; bu devamlılık $h = 70$ km gibi pek güvenilmeyecek bir odak derinliğine sahip bir tek odağa bağlıdır. Anapa zonunda, yalnız 4 odak derinliği bilinmektedir. $K_{\max} \geq 15$ bölgesinin sınırları da burada kabaca çizilmiştir.

A VE K_{\max} 'A AİT SENTETİK HARİTALAR

A ve K_{\max} sismik haritalarının hazırlanması için bu makalenin ikinci bölümünde tanımlanan Riznichenko ve Shebalin yöntemlerinin birlikte değişik bir uygulaması kullanılmıştır. Yalta-Alushta zonu için, aktivite ve odak derinliği hakkındaki veriler güvenilir olduğu zaman

-4

$$\bar{A}_{st} = -0.02 + 3.10 H^2 \quad H \geq 10 \text{ km. (2)}$$

bağıntısı elde edilmiştir.

Bu bağıntıya uygun olarak Feodosiya - Sudak zonu, Sevastopol zonunun güneybatı kısmı ve Anapa zonunun merkezinde A değerleri değiştirilmiştir. Aktivitenin oldukça fazla olduğu fakat büyük derinliğe sahip hiç bir odağın bilinmediği Anapa zonunun kenarları ve Sevastopol zonunun kuzeybatı kısmında A'nın eski değerleri değiştirilmeden bırakılmıştır. Deprem odakları hakkındaki verilerin şüpheli olduğu ve 45 yıllık aletsel gözlemler boyunca bir tek odaksal verinin bulunmadığı Kırım'ın ana-kıtasal kısmı için (Yalta'nın kuzeyi) A de-

geri sıfır olarak alınmıştır. (Şekil — 5, 6, 7, 8)

Sismik aktivite A için elde edilen harita(dan yararlanarak K_{max} haritası çizilmiştir. (Şekil 7'de iki harita üst üste çakışmış olarak görülmektedir). Bu amaçla, A değerleri $K_{max} = f(L, H)$ eğrisi üzerinde, X eksenı boyunca formül (2) ye uygun olarak hesaplanmış ve H' yerine bunlar kullanılmıştır.

SARSILABİLİRLİK HARİTALARI

Bölgenin sismik sarsılabilirlik haritaları (Şekil. 8) bilgisayarlar yardımıyla Riznichenko'nun ölçek birimler cinsinden ifade ettiği şiddet "I" değerleri için ortaya koyduğu formül ve programa göre hesaplanmıştır. Shebalin'in şiddet dağılımı formülü olan

$$I = b M + c - S \log r$$

formülünden Kırm için $b = 1,5$, $c = 3,42$, $S = 3,45$ sabit değerleri bulunmuştur. Depremler için ortalama odak derinliği $h = 15$ km olarak alınmıştır.

Hesaplar üç değişikliğe göre yapılmıştır :

(1) 1930-1972 arası aletsel verilere göre (2) 1853-1972 arası makrosismik ve aletsel verilere göre (3) aktivite ve zon-geometrisi verilerine göre. (2) ve (3) no'lu değişiklikler, Şekil-8'de gösterilmiştir. (1) no'lu değişikliğe ait haritalar, bölgenin ancak bir kısmını kapsadıkları için gösterilmemiştir.

Yalta ve Alushta bölgeleri için (2) ve (3) değişiklikler $I \geq 6$ olan şiddet seviyesinde ve gözlemlerle uygunluk gösteren sonuçlar vermiştir (bak Tablo-1). (3). Değişiklik haritası Simferopol, Sevastopol ve Feodosiya bölgelerindeki aynı noktalar için (2). Değişiklik haritasında olandan daha tatmin edici sarsılabilirlik değerleri vermiştir.

Yalta için dahi $I \geq 8$ ölçeğindeki depremlerin gözlemsel tekrarlaması periyotlarının güvenilirlik derecesi hakkında bir yargıya varmak çok güçtür, çünkü bu değerde bir deprem ancak bir kez, 1927 gibi yakın bir geçmişte meydana gelmiştir. En sonuncusu 1471'de (11) olan daha eski ve kuvvetli depremler bilinmekte ise de bunların yerleri ve sayılarını belirtecek veriler elimizde bulunmamaktadır.

$I \geq 9$ şiddet ölçekli depremler için minimum tekrarlaması periyodu (Yalta'nın güney kesimi için) $T = 9000$ yıl gibi bir değere yaklaşmaktadır.

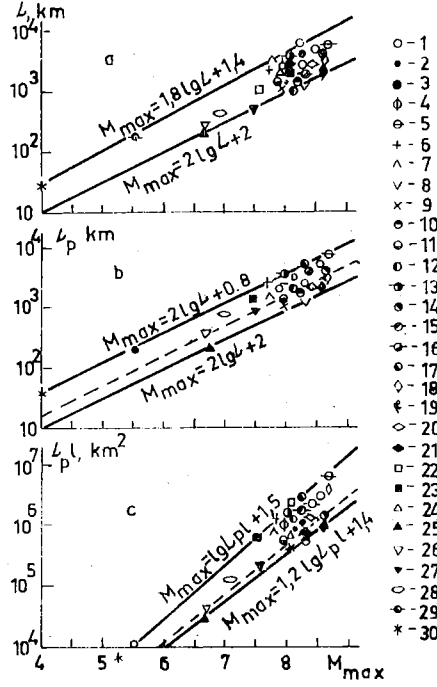
Böylece sismik sarsılabilirlik haritalarının çiziminde K_{max} değerini saptamakta kullanılan iki yöntemin Riznichenko ve Shebalin yöntemlerinin bir arada kullanılmasında karşılaşılan birtakım problemlere değinilmiş bulunmaktadır. Kırm bölgesi için sismik sarsılabilirlik haritalarının hesaplanmasında uygulanan sentetik yaklaşım ayrıntıları ile anlatılmıştır. (Tablo - 1)

Elde edilen haritaların daha sonra, daha ayrıntılı zon-geometrisi verileri ve sismik tehlike hakkındaki jeolojik ve jeofizik kriterler yardımıyla azimut üzerinde etkin sismik-dalga enerjisini (effective seismiz wave energy) azaltma (damping coefficient) katsayısının etkisi göz önüne alınarak daha hassaslaştırılması yararlı olacaktır.

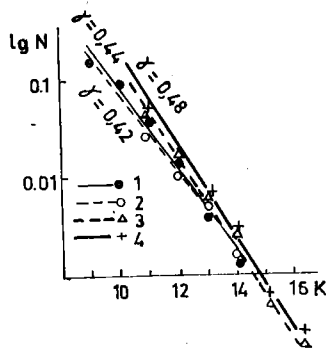
Yazar, Yu. V. Riznichenko'ya değerli öğütleri için, I.I. Popov ve Ukranya Bilimler Akademisi Jeofizik Enstitüsü Sismoloji Bölümü ilgililerine, çalışmalar ve tartışmaları için A.V. Drumya, N.I. Onofrash ve N.Ya. Stepanko'ya sarsılabilirlik haritalarının bilgisayarla hesaplanmasındaki yardımları için teşekkür eder.

REFERANSLAR

1. Riznichenko, Yu.V. et al. The Seismic Shakeability of the Crimean Region, Bull. (Izv.) Acad. Sci. USSR, Earth Physics, No. 8. 1969.
2. Shebalin, N.V. On the Maximum Magnitude and Maximum Intensity of an Earthquake. Bull. (Izv.) Acad. Sci. USSR, Earth Physics, No. 6, 1971.
3. Riznichenko, Yu.V. et al. Seismicity and Shakeability of the Carpatho-Balkan Region, Bull. (Izv.) Acad. Sci. USSR, Earth Physics, No. 8, 1973.
4. Gutenberg, B. and C.F. Richter. Seismicity of the Earth and Associated Phenomena. Princeton Univ. Press, 1954.
5. Atlas of Earthquakes of the USSR, Moscow, 1962.
6. Bulletin of Regional Seismic Stations of Crimea (1928-1939). Acad. Sci. USSR Press, Moscow, 1930-1939.
7. Anan'in, I.V. The Northern Caucasus. In the collection "Seismic Zoning of the USSR," Moscow, 1968.
8. Aranovich, Z.I. et al. Seismicity of the Anapa Region According to Instrumental Data. Bull. (Izv.) Acad. Sci. USSR, Earth Physics, No. 1, 1972.
9. Gorbunova, I.V. The Construction of Constant-Accuracy Activity Maps. Trans. (Trudy) Earth Physics Inst., Acad. Sci. USSR, No. 32 (199), 1964.
10. Shebalin, N.V. Methods of Using Engineering-Seismological Data in Seismic Zoning. In the book: Seismic Zoning of the USSR. Nauka 1968.
11. Smirnov, M.V. A Catalog of Earthquakes in the Crimea. Publishing House of the Society of Crimean Studies. Simferopol', 1931.

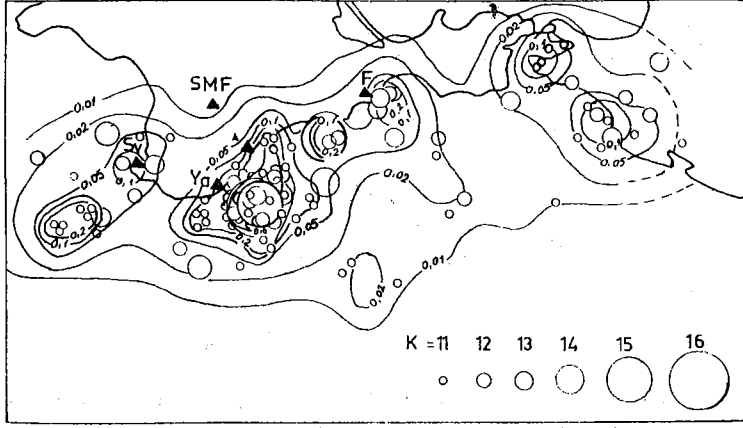


Şekil — 1 : Zon boyutları ile maksimum deprem magnitüdü M_{\max} arasındaki ilişkiler a) yayılım b) zon uzunluğu l_f c) zonun maksimum genişliği l ile uzunluğunun çarpım sonucu

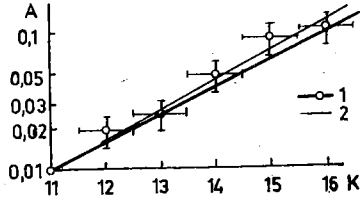


Şekil — 2 : Deprem tekrarlanma eğrileri

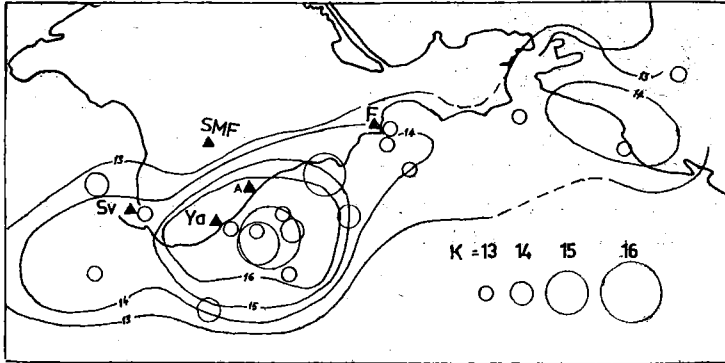
1) Kırım için, son 40 yıllık aletsel verilere dayanılarak, 2) Anapa zonu için, son 90 yıllık makrosismik verilere göre, 3) Kırım için son 115 yıllık mikrosismik ve aletsel verilere göre, 4) Anapa zonu ile birlikte kırım için, son 115 yıllık verilere göre,



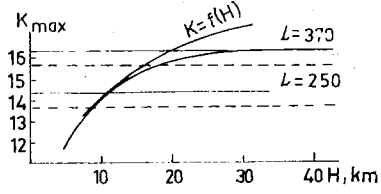
Şekil — 3 : 1853-1972 arası makrosismik ve aletsel verilere dayanılarak hazırlanmış Bölge sismik aktivite haritası



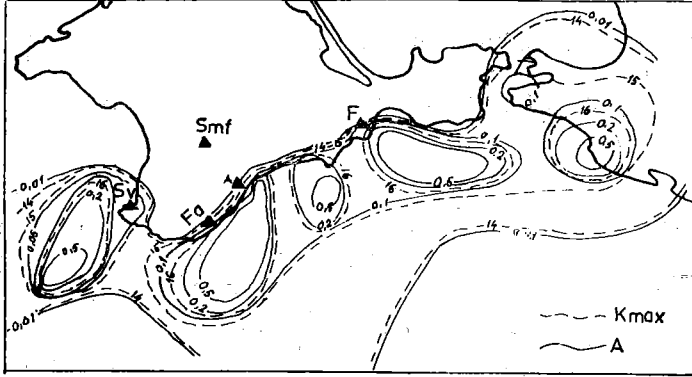
Şekil — 4 : Ortalama aktivite ile depremlerin k-değeri arasındaki bağıntı (korelasyon) :
1) Kırım, 2) Orta Asya



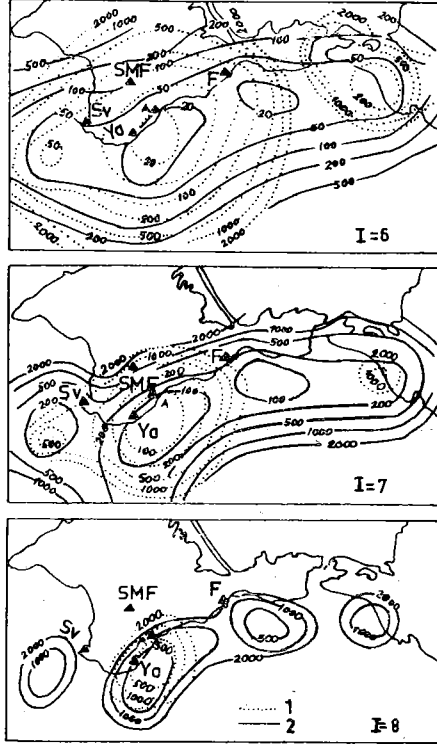
Şekil — 5 : Kırım bölgesinin K_{max} maksimum deprem olasılıklığı haritası



Şekil — 6 : Depremin maksimum olasılıklı K_{\max} değeri ile aktif tabaka kalınlığı H ve zon uzunluğu L arasındaki bağıntı.



Şekil — 7 : Maksimum olasılıklı depremler K_{\max} ve sismik aktivite ve A ya ait sentetik haritalar.



Şeıkl — 8 : Kırım bölgesinin sismik sarsılabilirlik haritaları : $I \geq 6,7$ ve 8 şiddetleri için
Eşçizgiler : 1) 1853-1972 arasındaki sismik aktivite verilerine göre, 2) Sismik aktivite ve zon-geometrisi verilerine göre.

Tablo — 1

Kırım şehirleri için I ve daha yüksek istensite (şiddet) değerlerine sahip yer sarsıntısı ortalama tekrarlama periyotları olan gözlenmiş T_0 ve hesaplanmış T_c değerlerinin karşılaştırılması

Şehirler	T_H			T_{D1}			T_{D2}			T_{D3}		
	noktalar											
	6	7	8	6	7	8	6	7	8	6	7	8
Simfero pol'	70?	?	?	160	1800		85	690		85	1100	
Sevastopol'	22?	150?	?	180	3500		83	815		50	350	5200
Yalta	22	75?	500?	37	160	1300	21	110	605	20	92	730
Alushta	27	75?		46	220	5200	24	115	2000	25	120	2000
Feodosiya	22	150?		600			115			30	160	1700

DUYURU

TBTAK, Dökümantasyon Merkezi Müdürlüğü, teknoloji geliştiren veya adapte eden kuruluşlardan bu teknolojilerle ilgili olarak aşağıdaki bilgilerin mümkünse İngilizce olarak kendilerine bildirilmesini istemektedir.

- 1 — Teklif edilen teknoloji,
- 2 — Temas edilecek kişinin ismi, telefon numarası ve çalıştığı organizasyonun ismi ve adresi,
- 3 — Kuruluşun tipi ve büyüklüğü (çalıştırdığı personel adedi),
- 4 — Teklif edilen teknoloji veya know-how'un çeşidi (kısa açıklama)
- 5 — Teklif edilen teknoloji veya know-how'ın uygulaması
- 6 — Teknoloji ve/veya know-how'ın uygulamasında düşünülen şekil (tarz) ve şartlar,
- 7 — Mahalli şartlara ve genel olarak gelişmekte olan ülkelere göre teknolojinin özellikleri.

Adres :

TBTAK

Dökümantasyon Merkezi Müdürlüğü

Atatürk Bulvarı 225,

Kavaklıdere/Ankara