

175873

**ÇİMENTO ESASLI KOMPOZİT MALZEMELERİN
OPTİMUM TASARIMI**

**DOKTORA TEZİ
Y. Müh. Fikret BAYRAMOV
(501982029)**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 15 Ocak 2004
Tezin Savunulduğu Tarih : 4 Mayıs 2004**

Tez Danışmanı : Prof.Dr. Canan TAŞDEMİR (İ.T.Ü.)

Diğer Jüri Üyeleri : Prof.Dr. Saim AKYÜZ (İ.T.Ü.)

Prof.Dr. Mehmet UYAN (İ.T.Ü.)

Prof.Dr. Turan ÖZTURAN (B.Ü.)

Prof.Dr. Halit Yaşa ERSOY (M.S.Ü.)

MAYIS 2004

ÖNSÖZ

Türkiye'deki Doktora eğitimim süresince ve tez çalışmalarımda verdikleri maddi ve manevi destekten dolayı Azerbaycan ve Türkiye Devletleri başta olmak üzere aşağıda adı geçen kurum, kuruluş ve kişilere teşekkür ederim:

Üstün bilgilerini benden hiçbir zaman esirgemeyen, tez çalışmalarımda büyük ilgi ve yardımlarından dolayı tez danışmanım Prof. Dr. Canan TAŞDEMİR ve İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Yapı Malzemesi Anabilim Dalı Başkanı Prof. Dr. Mehmet Ali TAŞDEMİR'e,

NATO-PC A1 bursu dolayısıyla TÜBİTAK'a,

Azerbaycan Eğitim Bakanlığı'na, Türkiye Milli Eğitim Bakanlığı'na, Azerbaycan Hava Yolları'na, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü'ne ve çalışanlarına, İ.T.Ü. Vakfı'na, İstanbul Büyükşehir Belediyesi'ne, İstanbul Valiliği Türk Dünyası ve Akraba Toplulukları Koordinatörlüğü'ne,

Tez çalışmalarım 30012 nolu proje ile sağladıkları destekten dolayı İ.T.Ü. Araştırma Fonu'na,

Deneyisel çalışmalara verdikleri destek dolayısıyla Beksa Çelik Kord San. ve Tic. A.Ş.'ne, Akçansa Çimento San. ve Tic. A.Ş.'ne, Lafarge-Aslan San. A.Ş.'ne, Marmara Set Çimento A.Ş.'ne ve Yapkim Yapı Kimya San. A.Ş.'ne,

Deneyisel çalışmalarda yardımlarından dolayı İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Yapı ve Deprem Laboratuvarı sorumlusu Y. Doç. Dr. Alper İLKİ'ye, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Yapı Malzemesi Anabilim Dalı çalışanlarına ve İnş.Y. Müh. A.Şafak AĞAR'a,

Her konuda yardımcı olan arkadaşlarım Öğr.Gör. Fuat KÖKSAL, İnş.Y.Müh. Özgür EKİNCİOĞLU ve İnş.Y. Müh. Tolga AYDÖNER'e,

Babam Yakup BAYRAMOV ve annem Atlas BAYRAMOVA başta olmakla aileme ayrıca teşekkürü bir borç bilirim.

Mayıs 2004

Fikret BAYRAMOV

İÇİNDEKİLER

| | |
|--|-------------|
| ÖNSÖZ | ii |
| KISALTMALAR | vii |
| TABLO LİSTESİ | viii |
| ŞEKİL LİSTESİ | x |
| SEMBOL LİSTESİ | xvii |
| ÖZET | xx |
| SUMMARY | xxiv |
| 1. GİRİŞ | 1 |
| 1.1. Giriş | 1 |
| 1.2. Tez Çalışmasının Amacı | 4 |
| 1.3. Tez Çalışmasının Ana Hatları | 5 |
| 2. BETONUN KIRILMA MEKANİĞİ VE KIRILMA PARAMETRELERİ | 8 |
| 2.1. Giriş | 8 |
| 2.2. Lineer Elastik Kırılma Mekanikliği ve Kırılma Tokluğunun Belirlenmesi | 9 |
| 2.3. Doğrusal Olmayan Kırılma Mekanikliği | 11 |
| 2.3.1. Fiktif çatlak modeli (FÇM) | 13 |
| 2.4. Üç Noktalı Eğilme Deneyi ve Kırılma Enerjisinin Belirlenmesi | 16 |
| 2.5. Betonun Kırılma Parametrelerine Etki Eden Esas Etkenler | 18 |
| 2.5.1. Su/çimento oranının betonun kırılma parametrelerine etkisi | 18 |
| 2.5.2. Maksimum agrega boyutunun betonun kırılma parametrelerine etkisi | 24 |
| 2.5.3. Basınç ve çekme dayanımının betonun kırılma parametrelerine etkisi | 28 |
| 2.6. Sonuçlar | 31 |
| 3. AGREGA KONSANSTRASYONUNUN BETONUN KIRILMA PARAMETRELERİNE ETKİSİ | 33 |
| 3.1. Giriş | 33 |
| 3.2. Gevreklikten Yarı-Gevrekliğe Geçiş | 35 |
| 3.3. Çimento Esaslı Kompozit Malzemelerde Toklaşma Mekanizmaları | 36 |
| 3.3.1. Betondaki toklaşma mekanizmaları | 37 |
| 3.3.1.1. Mikro çatlak kalkanı veya arayüzeylerin çatlaması mekanizması | 38 |
| 3.3.1.2. Çatlak sapması mekanizması | 39 |
| 3.3.1.3. Çatlak kapanı mekanizması | 40 |
| 3.3.1.4. Agrega köprülenmesi ve çatlak yüzü sıkıştırma mekanizması | 42 |
| 3.3.1.5. Etkin kırılma tokluğu | 43 |
| 3.3.2. Farklı betonlarda toklaşma mekanizmaları | 44 |
| 3.3.2.1. Sertleşmiş çimento hamuru (SÇH) | 45 |
| 3.3.2.2. Harç | 46 |

| | |
|--|----|
| 3.3.2.3. Normal dayanımlı beton (NDB) | 46 |
| 3.3.2.4. Yüksek dayanımlı beton (YDB) | 46 |
| 3.4. Agrega Konsantrasyonunun Betonun Kırılma Parametrelerine Etkisi ile İlgili Deneysel Çalışma | 47 |
| 3.4.1. Deney türü, numune tipleri ve şekilleri, elde edilecek parametreler | 48 |
| 3.4.2. Beton üretiminde kullanılan malzemeler | 49 |
| 3.4.2.1. Çimento | 49 |
| 3.4.2.2. Agrega | 49 |
| 3.4.2.3. Kimyasal katkı | 50 |
| 3.4.3. Beton karışımlarının bileşenleri | 51 |
| 3.4.4. Numunelerin hazırlanması | 55 |
| 3.4.5. Taze beton deneyleri | 55 |
| 3.4.5.1. Çökme deneyi | 55 |
| 3.4.5.2. Birim ağırlık deneyi | 55 |
| 3.4.6. Sertleşmiş beton deneyleri | 55 |
| 3.4.6.1. Üç noktalı eğilme deneyi ve kırılma enerjisinin belirlenmesi | 55 |
| 3.4.6.2. Net eğilme dayanımının belirlenmesi | 57 |
| 3.4.6.3. Basınç deneyi ve elastisite modülünün belirlenmesi | 57 |
| 3.4.6.4. Yarma deneyi | 58 |
| 3.4.7. Deney sonuçlarının değerlendirilmesi | 58 |
| 3.4.7.1. Kırılma enerjisi | 58 |
| 3.4.7.2. Net eğilme dayanımı | 61 |
| 3.4.7.3. Basınç dayanımı ve elastisite modülü | 62 |
| 3.4.7.4. Yarma çekme dayanımı | 64 |
| 3.4.7.5. Karakteristik boy | 65 |
| 3.4.7.6. Çimento hamurunun kırılma tokluğu | 66 |
| 3.5. Mezo-Mekanik Modelleme | 67 |
| 3.5.1. Elastisite modülü | 67 |
| 3.5.1.1. Çimento hamurunun elastisite modülü | 67 |
| 3.5.1.2. Harcın elastisite modülü | 68 |
| 3.5.1.3. Betonun elastisite modülü | 69 |
| 3.5.2. Tek eksenli çekme dayanımı | 70 |
| 3.5.3. Kırılma enerjisi | 70 |
| 3.6. Deneysel ve Mezo-Mekanik Modelleme Sonuçlarının Karşılaştırılması | 74 |
| 3.6.1. Elastisite modülü | 74 |
| 3.6.2. Etkin kırılma tokluğu | 76 |
| 3.6.3. Çekme dayanımı | 78 |
| 3.6.4. Kırılma enerjisi | 78 |
| 3.7. Sonuçlar | 80 |

| | |
|--|------------|
| 4. YENİ ÇİMENTO ESASLI KOMPOZİTLER VE ÇELİK TEL DONATILI BETONLAR | 82 |
| 4.1. Giriş | 82 |
| 4.2. Yeni Çimento Esaslı Kompozitler | 84 |
| 4.2.1. Homojen dağılı ultra incelikteki taneleri içeren yoğunlaştırılmış sistemler (DSP) | 85 |
| 4.2.2. Büyük kusurlarından arındırılmış (MDF) çimento | 86 |
| 4.2.3. Reaktif pudra betonu (RPB) | 87 |
| 4.2.4. Yüksek oranda çelik tel içeren çimento bulamacı (SIFCON) | 91 |
| 4.3. Çelik Tel Donatılı Betonlar | 92 |
| 4.3.1. Betonun çelik tellerle güçlendirilmesi | 93 |
| 4.3.2. ÇTDB'ların mekanik özellikleri | 95 |
| 4.3.3. ÇTDB'ların performansına etki eden çelik tellerle ilgili etkenler | 98 |
| 4.3.3.1. Çelik tel tipi | 98 |
| 4.3.3.2. Çelik tel içeriği | 100 |
| 4.3.3.3. Çelik tel narinliği | 101 |
| 4.3.3.4. Çelik telin çekme dayanımı | 102 |
| 4.3.4. Yapı elemanları üretimi için ÇTDB'lar | 103 |
| 4.3.5. Çelik tel donatılı betonlar için kiriş deneyleri ve tokluk ölçümü | 105 |
| 4.3.5.1. Amerikan standardı deney yöntemi (ASTM C 1018) | 106 |
| 4.3.5.2. Japon standardına göre deney (JCI) | 110 |
| 4.3.5.3. Alman deney yöntemi | 111 |
| 4.3.5.4. İskandinav deney yöntemi (Nor-Test) | 114 |
| 4.4. Sonuçlar | 119 |
| 5. ÇELİK TEL DONATILI BETONLARIN OPTİMUM TASARIMI | 121 |
| 5.1. Giriş ve Literatür Özeti | 121 |
| 5.2. Deneysel Tasarım | 123 |
| 5.3. Deney Türü, Numune Boyut ve Şekilleri, Elde Edilecek Parametreler | 125 |
| 5.4. Beton Üretiminde Kullanılan Malzemeler | 125 |
| 5.4.1. Çimento | 126 |
| 5.4.2. Agrega | 126 |
| 5.4.3. Çelik tel | 127 |
| 5.4.4. Kimyasal katkı | 128 |
| 5.5. Beton Karışımların Bileşimi ve Kodlandırılması | 128 |
| 5.6. Numunelerin Hazırlanması | 128 |
| 5.7. Taze Beton Deneyleri | 130 |
| 5.7.1. Çökme deneyi | 130 |
| 5.7.2. Birim ağırlık deneyi | 130 |
| 5.8. Sertleşmiş Beton Deneyleri | 130 |
| 5.8.1. Üç noktalı eğilme deneyi | 130 |
| 5.8.1.1. Özgül kırılma enerjisinin belirlenmesi | 131 |

| | |
|---|------------|
| 5.8.1.2. Net eğilme dayanımının belirlenmesi | 132 |
| 5.8.2. Basınç deneyi ve elastisite modülünün belirlenmesi | 132 |
| 5.8.3. Yarma deneyi | 133 |
| 5.9. Deney Sonuçlarının Değerlendirilmesi | 133 |
| 5.9.1. Özgül kırılma enerjisi | 134 |
| 5.9.2. Net eğilme dayanımı | 135 |
| 5.9.3. Basınç dayanımı | 136 |
| 5.9.4. Elastisite modülü | 136 |
| 5.9.5. Yarma çekme dayanımı | 137 |
| 5.9.6. Karakteristik boy | 138 |
| 5.10. Optimum Tasarım | 140 |
| 5.10.1. Optimum tasarım problemine genel yaklaşım | 140 |
| 5.10.2. Tepki yüzey yönetimi ile tasarım | 142 |
| 5.10.3. Regresyon analizi | 144 |
| 5.10.4. ÇTDB karışımının optimizasyonu | 149 |
| 5.10.4.1. Çok amaçlı optimizasyon ile ÇTDB'ların mekanik özelliklerinin optimizasyonu | 149 |
| 5.10.4.2. Çok amaçlı optimizasyon ile ÇTDB'ların mekanik özellikleri ve maliyetinin optimizasyonu | 153 |
| 5.11. Sonuçlar | 156 |
| 6. GENEL SONUÇLAR | 159 |
| KAYNAKLAR | 163 |
| EKLER | 172 |
| ÖZGEÇMİŞ | 220 |

KISALTMALAR

| | |
|-----------------|---|
| DSP | : Densified Systems Containing Homogeneously Arranged Ultra-Fine Particles |
| MDF | : Macro-Defect-Free |
| SIFCON | : Slurry Infiltrated Fibered Concrete |
| RPB | : Reaktif Pudra Betonu |
| ÇTDB | : Çelik Tel Donatılı Beton |
| SFRC | : Steel Fiber Reinforced Concrete |
| TYY | : Tepki Yüzey Yöntemi |
| RSM | : Response Surface Method |
| ANOVA | : Analysis of Variance |
| RILEM | : Réunion Internationale des laboratoires d'Essais et de Recheachers sur les Matériaux et les Constructions (The International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures) |
| MTS | : Machine of Testing System |
| LVDT | : Linear Variable Displacement Transducer |
| ASTM | : American Society for Testing of Materials |
| ACI | : American Concrete Institute |
| JCI | : Japan Concrete Institute |
| JSCE-SF4 | : Japan Society of Civil Engineering |
| LEKM | : Lineer Elastik Kırılma Mekanığı |
| FÇM | : Fiktif Çatlak Modeli |
| SÇH | : Sertleşmiş Çimento Hamuru |
| YDB | : Yüksek Dayanımlı Beton |
| NDB | : Normal Dayanımlı Beton |
| HB | : Hafif Beton |
| NB | : Normal Beton (Kontrol Betonu) |
| PÇ | : Portland Çimento |
| Ç | : Çimento |
| SD | : Silis Dumanı |
| FC | : Fırın Cürufu |
| hcp | : Hardened Cement Paste |

TABLO LİSTESİ

| | <u>Sayfa No</u> |
|---|-----------------|
| Tablo 2.1. Kırılma süreci bölgesinin tipik değerleri | 12 |
| Tablo 2.2. Su/çimento oranının betonun kırılma parametrelerine etkisi | 20 |
| Tablo 2.3. Maksimum agrega boyutunun betonun kırılma parametrelerine etkisi | 26 |
| Tablo 3.1. Sertleşmiş çimento hamuru ve betonun belirleyici özellikleri ile bunlara uygun model türleri | 36 |
| Tablo 3.2. Deney türü, numune tipi ve boyutları, elde edilecek parametreler. | 48 |
| Tablo 3.3. Agrega hacim oranları | 49 |
| Tablo 3.4. Agrega elek analizi sonuçları | 49 |
| Tablo 3.5. Beton bileşenleri ve taze beton özellikleri | 51 |
| Tablo 3.6. 1m ³ betondaki bileşenlerin hacimsel değerleri | 52 |
| Tablo 3.7. İnce harç, kaba harç ve betonda agrega hacim oranlarının agrega konsantrasyonu ile değişimi | 54 |
| Tablo 3.8. Sertleşmiş betonun mekanik ve kırılma özellikleri | 59 |
| Tablo 3.9. Mezo-mekanik bağıntılarla hesaplanan teorik kırılma enerjisi ve kritik çatlak açılması değerleri | 73 |
| Tablo 3.10. Farklı agrega konsantrasyonuna sahip betonların mekanik özelliklerinin mezo-mekanik modelleme ile hesaplanan değerlerinin deneysel olarak elde edilen değerleriyle karşılaştırılması | 74 |
| Tablo 3.11. Farklı agrega konsantrasyonuna sahip betonların kırılma tokluğunun matrisin kırılma tokluğuna oranı ve her bir toklaşma mekanizmasının katkısı | 76 |
| Tablo 4.1. Normal dayanımlı beton (NDB), yüksek dayanımlı beton (YDB) ve reaktif pudra betonuna (RPB) ait bazı mekanik özelliklerin karşılaştırılması | 89 |
| Tablo 4.2. Tek eksenli çekme halinde SIFCON üzerinde elde edilen değerler | 91 |
| Tablo 4.3. Bazı tel donatılı betonların yapısal özellikleri..... | 91 |
| Tablo 4.4. Yalın betonla karşılaştırıldığında ÇTDB'ların sahip olduğu bazı üstün özellikleri ve sağladıkları diğer avantajları | 97 |
| Tablo 4.5. Farklı çelik tel tipi örnekleri | 99 |
| Tablo 4.6. ÇTDB'ların kalıcı dayanım faktörlerine göre sınıflandırılması | 109 |
| Tablo 4.7. ÇTDB'un özgül kırılma enerjisine çelik tel narinliği ve içeriğinin etkisi | 112 |
| Tablo 4.8. ÇTDB'lara ait tokluk, ilk çatlak değerleri, tokluk indisleri ve kalıcı dayanım faktörleri | 115 |
| Tablo 5.1. Deney türü, numune tipi ve boyutları ve elde edilecek parametreler | 125 |
| Tablo 5.2. Kullanılan çimentonun özellikleri | 126 |

| | | |
|--------------------|--|-----|
| Tablo 5.3. | Agrega hacim oranları | 126 |
| Tablo 5.4. | Agrega elek analizi sonuçları | 127 |
| Tablo 5.5. | Kancalı uçlu çelik tellerin özellikleri | 127 |
| Tablo 5.6. | ÇTDB'ların karışım kodları | 128 |
| Tablo 5.7. | Beton bileşenleri ve taze beton özellikleri | 129 |
| Tablo 5.8. | Sertleşmiş beton özellikleri: dayanım ve kırılma parametreleri | 133 |
| Tablo 5.9. | ÇTDB'un her bir mekanik özeliğine uydurulan regresyon modeline dahil olan anlamlı terimlerin katsayıları | 144 |
| Tablo 5.10. | ÇTDB'nin her bir mekanik özeliği için deneysel elde edilen ve modelle bulunan değerlerinin karşılaştırılması | 146 |
| Tablo 5.11. | Tasarım değişkenleri ve mekanik özelliklerin alt ve üst sınırları.... | 151 |
| Tablo 5.12. | Karakteristik boy, yarma çekme dayanımı ve net eğilme dayanımının arzu edilirlilik fonksiyonu değerleri (d_1 , d_2 , ve d_3) | 151 |
| Tablo 5.13. | Çok amaçlı optimizasyon ile elde edilen optimum çözümler | 154 |
| Tablo A.1. | Basınç deneyine tabi tutulan silindir numunelerden elde edilen 28 günlük basınç dayanımı ve elastisite modülü değerleri | 172 |
| Tablo A.2. | Basınç deneyine tabi tutulan silindir numunelerden elde edilen 130 günlük basınç dayanımı ve elastisite modülü değerleri | 172 |
| Tablo A.3. | Yarma deneyine tabi tutulan disk numunelerden elde edilen yarma çekme dayanımı değerleri | 172 |
| Tablo A.4. | Eğilme deneyine tabi tutulan kiriş numunelerden elde edilen maksimum yük değerleri | 173 |
| Tablo A.5. | Eğilme deneyine tabi tutulan kiriş numunelerden elde edilen net eğilme dayanımı değerleri | 173 |
| Tablo A.6. | Eğilme deneyine tabi tutulan kiriş numunelerin kırılıncaya kadar yaptığı son sehim değerleri | 173 |
| Tablo A.7. | Eğilme deneyine tabi tutulan kiriş numunelerden elde edilen yük-sehim eğrileri altında kalan alan değerleri | 174 |
| Tablo A.8. | Eğilme deneyine tabi tutulan kiriş numunelerden elde edilen kırılma enerjisi değerleri..... | 174 |
| Tablo F.1. | Basınç deneyine tabi tutulan ÇTDB silindir numunelerden elde edilen basınç dayanımları..... | 199 |
| Tablo F.2. | Basınç deneyine tabi tutulan ÇTDB silindir numunelerden elde edilen elastisite modülleri | 199 |
| Tablo F.3. | Yarma deneyine tabi tutulan ÇTDB disk numunelerden elde edilen yarma çekme dayanımları | 200 |
| Tablo F.4. | Eğilme deneyine tabi tutulan ÇTDB kiriş numunelerden elde edilen net eğilme dayanımları | 200 |
| Tablo F.5. | Eğilme deneyine tabi tutulan ÇTDB kiriş numunelerden elde edilen kırılma enerjileri | 200 |

ŞEKİL LİSTESİ

| | <u>Sayfa No</u> |
|--|-----------------|
| Şekil 2.1 : İnce cam levhada üniform tek eksenli çekme altında gerilme akımı hatları: (a) çatlamamış levha ve (b) çatlamış levha (Karihaloo 1995) | 9 |
| Şekil 2.2 : Kırılma tokluğunun çentikli kiriş numunelerden belirlenmesi: Üç noktalı eğilme deney düzeneği (Karihaloo 1995) | 10 |
| Şekil 2.3 : (a) Önceden çatlak içeren beton numunenin çekmede tipik yük-deformasyon eğrisi ve (b) makro çatlak önünde kırılma süreci bölgesi (Karihaloo 1995) | 11 |
| Şekil 2.4 : Tek eksenli çekme deneyi uygulanmış beton numune | 13 |
| Şekil 2.5 : I ve II ölçü aygıtları ile kaydedilen gerilme-deformasyon eğrileri (ABC ve ABD) (Lange-Kornbak ve Karihaloo 1999) | 14 |
| Şekil 2.6 : Fiktif Çatlak Modeli: (a) Makro çatlak önünde fiktif çatlak, (b) fiktif çatlak önünde malzeme davranışı (lineer), (c) kırılma süreci bölgesinde malzeme davranışı (şekil değiştirme yumuşaması) (Karihaloo 1995) | 15 |
| Şekil 2.7 : Çentikli kiriş numune üzerinde RILEM'in öngördüğü üç noktalı eğilme deney düzeneği (RILEM 1985; Hillerborg 1985a) | 16 |
| Şekil 2.8 : Tipik bir çentikli kiriş numuneye uygulanan yük ve elde edilen açıklığının ortasındaki sehim (a) ve yük-sehim eğrisinin şematik gösterimi (b) (RILEM 1985) | 17 |
| Şekil 2.9 : Karakteristik boy ve basınç dayanımının su/çimento oranındaki değişime duyarlılığı (Bayramov ve diğ. 2001) | 19 |
| Şekil 2.10 : Su/çimento oranı – Karakteristik boy ilişkisi | 22 |
| Şekil 2.11 : Su/çimento oranı – Basınç dayanımı ilişkisi | 23 |
| Şekil 2.12 : Su/çimento oranı – Çekme dayanımı ilişkisi | 23 |
| Şekil 2.13 : Su/çimento oranı – Elastisite modülü ilişkisi | 24 |
| Şekil 2.14 : Basınç dayanımı – Çekme dayanımı ilişkisi | 24 |
| Şekil 2.15 : Karakteristik boy ve basınç dayanımının maksimum agrega boyutundaki değişime duyarlılığı (Bayramov ve diğ. 2001) | 25 |
| Şekil 2.16 : Karakteristik boy – Maksimum agrega boyutu ilişkisi | 27 |
| Şekil 2.17 : Kırılma enerjisi – Basınç dayanımı ilişkisi (Hilsdorf ve Brameshuber 1991) | 28 |
| Şekil 2.18 : Karakteristik boy – Basınç dayanımı ilişkisi (Hilsdorf ve Brameshuber 1991) | 29 |
| Şekil 2.19 : Karakteristik boy – Basınç dayanımı ilişkisi | 30 |
| Şekil 2.20 : Karakteristik boy – Çekme dayanımı ilişkisi | 30 |
| Şekil 3.1 : Sertleşmiş çimento hamuru, agrega ve beton için tipik gerilme-şekil değiştirme eğrileri (Neville 1975) | 35 |
| Şekil 3.2 : Betonda olası etkin toklaşma mekanizmaları (Li ve Maalej 1996) | 37 |
| Şekil 3.3 : Esas çatlak önünde mikro çatlak kalkanı mekanizmasından dolayı malzemedeki etkin tokluğun agrega konsantrasyonu ile değişimi | |

| | | |
|-------------------|--|----|
| | (Huang ve Li 1989; Li 1989) | 38 |
| Şekil 3.4 | : Çatlak yolunun agreganın kenarından (a) ve içinden (b) geçmesi durumu | 39 |
| Şekil 3.5 | : Çatlağın iri agreganın yanından sapması (Li ve Maalej 1996) | 39 |
| Şekil 3.6 | : Çatlak sapmasından dolayı malzemedeki etkin tokluğun agrega konsantrasyonu ile değişimi (Huang ve Li 1989) | 40 |
| Şekil 3.7 | : Çatlak kapanı mekanizmasının şematik gösterimi (Li ve Huang 1990b) | 41 |
| Şekil 3.8 | : Kırılma süreci bölgesinde köprüleme görevi yapan agrega tanelerinin rijit-yumuşama (a) ve elastik-gevrek (b) davrandığını gösteren çatlak ucu gerilme alanı şemaları (Li ve Huang 1990b) | 43 |
| Şekil 3.9 | : Kırılma süreci bölgesindeki bazı toklaşma mekanizmalarının şematik gösterimi: (a) Miko çatlak kalkanı, (b) Çatlak sapması, (c) Agrega köprülenmesi, (d) Çatlak yüzeyleri arasında sürtünme (Kapan mekanizması), (e) Çatlak ucu bozulması, (f) Çatlak bölünmesi (Shah ve diğ. 1995) | 44 |
| Şekil 3.10 | : Agrega konsantrasyonu değişimini gösteren deneysel tasarım şeması | 47 |
| Şekil 3.11 | : Numune şekil ve boyutları: (a) Silindir, (b) Disk, (c) Kiriş | 48 |
| Şekil 3.12 | : Elekten geçen agrega yüzdelerini gösteren eğriler | 50 |
| Şekil 3.13 | : Beton üretiminde kullanılan agrega karışımının granülometri eğrisi. | 50 |
| Şekil 3.14 | : 1 m ³ betonu oluşturan bileşenlerinin tipik şematik gösterimi | 51 |
| Şekil 3.15 | : 1 m ³ betonda agrega konsantrasyonunun ve diğer beton bileşenlerinin değişimi | 52 |
| Şekil 3.16 | : Tipik beton kesiti görünüşünün agrega konsantrasyonu ile değişimi (Taşdemir ve Karihaloo 2001) | 54 |
| Şekil 3.17 | : Üç noktalı eğilme deney düzeneği (a) ve elde edilen yük-sehim eğrisinin (b) şematik gösterimi | 56 |
| Şekil 3.18 | : Farklı agrega konsantrasyonuna sahip betonlara ait tipik yük-sehim eğrileri..... | 60 |
| Şekil 3.19 | : Agrega konsantrasyonu (V_{ag}) - Yük-sehim eğrisi altında kalan alan (W_0) ilişkisi | 60 |
| Şekil 3.20 | : Agrega konsantrasyonu (V_{ag}) – Kırılma enerjisi (G_F) ilişkisi | 61 |
| Şekil 3.21 | : Agrega konsantrasyonu (V_{ag}) – Net eğilme dayanımı (f_{net}) ilişkisi ... | 61 |
| Şekil 3.22 | : Agrega konsantrasyonu (V_{ag}) – Basınç dayanımı (f_c') ilişkisi | 62 |
| Şekil 3.23 | : Basınç dayanımının agrega konsantrasyonu ile değişimi ve literatürdeki değerlerle uyumu | 62 |
| Şekil 3.24 | : Agrega konsantrasyonu (V_{ag})–Elastisite modülü (E) ilişkisi | 63 |
| Şekil 3.25 | : Tepe noktası öncesi gerilme-şekil değiştirme eğrilerine agrega konsantrasyonunun etkisi | 64 |
| Şekil 3.26 | : Elastisite modülünün agrega konsantrasyonu ile değişimi ve literatürdeki değerlerle uyumu | 64 |
| Şekil 3.27 | : Agrega konsantrasyonu (V_{ag}) –Yarma çekme dayanımı (f_{st}) ilişkisi. | 65 |
| Şekil 3.28 | : Agrega konsantrasyonu (V_{ag}) – Karakteristik boy (l_{ch}) ilişkisi | 66 |
| Şekil 3.29 | : Çimento matrisi tokluğunun (K_{IC}^{ch}) su/çimento oranı (w/c) ve numune yaşı ile değişimi (Higgins ve Bailey 1976; Li ve Huang 1990b) | 67 |
| Şekil 3.30 | : Betonun elastisite modülünün tahmini için akış diyagramı | 71 |
| Şekil 3.31 | : Betonun tipik çekme-şekil değiştirme yumuşaması eğrisi (Huang ve Li 1989; Lange-Kornbak ve Karihaloo 1996) | 72 |

| | |
|--|-----|
| Şekil 3.32 : Çekme-şekil değiştirme yumuşaması eğrisinin agrega konsantrasyonu ile değişimi | 73 |
| Şekil 3.33 : Teorik ve deneysel elastisite modülü değerlerinin karşılaştırılması.. | 75 |
| Şekil 3.34 : Teorik ve deneysel elastisite modüllerinin eşitlik ve \pm %5 sınırına göre karşılaştırılması | 75 |
| Şekil 3.35 : Farklı agrega konsantrasyonuna sahip betonların kırılma tokluğunun çimento hamuru matrisin (K_{IC}^{ch}) kırılma tokluğuna oranı ve her bir toklaşma mekanizmasının (kapan ve agrega köprülenmesi) katkısı | 77 |
| Şekil 3.36 : Etkin kırılma tokluğu (K_{IC}) – Agrega konsantrasyonu (V_{ag}) ilişkisi.. | 77 |
| Şekil 3.37 : Teorik tek eksenli çekme dayanımı (f_t') ile deneysel yarma çekme dayanımı (f_{st}) ve net eğilme dayanımı (f_{net})'nın karşılaştırılması | 78 |
| Şekil 3.38 : Teorik ve deneysel kırılma enerjisi değerlerinin karşılaştırılması | 79 |
| Şekil 3.39 : Teorik ve her bir kırış numuneden elde edilen deneysel kırılma enerjisi değerlerinin karşılaştırılması | 79 |
| Şekil 3.40 : Teorik ve deneysel elastisite modüllerinin eşitlik ve \pm %10 sınırına göre karşılaştırılması | 80 |
| Şekil 4.1 : Homojen dağılı ultra incelikteki taneleri içeren yoğunlaştırılmış sistemler (DSP) (Bache 1981) | 86 |
| Şekil 4.2 : MDF ve normal çimento hamurunun eğilme dayanımı (Alexander 1993; Birchall ve diğ. 1981) | 87 |
| Şekil 4.3 : Betonun evrimi kapsamında basınç dayanımı-su/çimento ilişkisi (Taşdemir ve Bayramov 2002) | 88 |
| Şekil 4.4 : Normal harç ve tel donatılı RPB 200'ün eğilme davranışı (Richard ve Cheyrezy 1994) | 89 |
| Şekil 4.5 : Normal harcın ve RPB 200'ün kırılma enerjilerinin karşılaştırılması (Richard ve Cheyrezy 1994) | 90 |
| Şekil 4.6 : Çatlamış betonarme kirişin reaktif pudra betonuyla güçlendirilmesi (Karihaloo 2000; Alae ve diğ. 2001) | 90 |
| Şekil 4.7 : Çatlak köprülenmesine farklı tel boyutlarının etkisi (Betterman ve diğ. 1995) | 94 |
| Şekil 4.8 : Çelik tellerin köprüleme özeliği | 95 |
| Şekil 4.9 : Yalın ve ÇTDB'da tek eksenli çekme altında tipik gerilme-şekil değiştirme eğrileri | 96 |
| Şekil 4.10 : Yalın ve ÇTDB'da basınç altında tipik gerilme - şekil değiştirme eğrileri | 96 |
| Şekil 4.11 : Yalın ve ÇTDB'da eğilmede tipik yük - sehim eğrileri | 97 |
| Şekil 4.12 : ÇTDB'da tel tipinin (biçim ve şeklinin) yük-sehim eğrisine etkisi (Banthia ve Trottier 1995) | 99 |
| Şekil 4.13 : ÇTDB'da tel içeriğinin yük-sehim eğrisine etkisi (Wafa ve Ashour 1992) | 100 |
| Şekil 4.14 : Tipik bir kancalı uçlu kısa kesilmiş çelik telin boyu ve çapının görüntüsü | 101 |
| Şekil 4.15 : ÇTDB'da tel içeriği ve tel narinliğinin yük-sehim eğrisine etkisi Gao ve diğ. 1997) | 102 |
| Şekil 4.16 : Çapı 1000 mm ve boyu 2000 mm olan yalın beton boru ile aynı boyuttaki ÇTDB (40 kg/m^3 kancalı uçlu çelik tel içeren) borunun yük-deplasman eğrilerinin karşılaştırılması (Taşdemir ve diğ. 2002a)..... | 104 |
| Şekil 4.17 : Çapı 800 mm, boyu 2000 mm, yük sınıfı 90 ($F_n=144 \text{ kN}$) ve | |

| | | |
|-------------------|--|-----|
| | kancalı uçlu çelik tel içeriği 30 kg/m ³ olan ÇTDB boruda yük-deplasman eğrisi (Taşdemir ve diğ. 2002a) | 105 |
| Şekil 4.18 | : Bazı çelik tel donatılı prefabrik beton elemanları (Taşdemir ve diğ. 2002a) | 105 |
| Şekil 4.19 | : ÇTDB kiriş numunesinde eğilme deney düzeneği (ASTM 1997) | 107 |
| Şekil 4.20 | : ÇTDB ait yük-sehim eğrisinin önemli karakteristikleri (ASTM 1997) | 108 |
| Şekil 4.21 | : Tam elasto-plastik malzemenin yük-sehim eğrisi | 109 |
| Şekil 4.22 | : Japon Standardına göre eşdeğer eğilme dayanımının bulunması (JCI 1984) | 110 |
| Şekil 4.23 | : ÇTDB kiriş numunelerin dört noktalı eğilme deney düzeneği (Falkner ve diğ. 1999) | 111 |
| Şekil 4.24 | : ÇTDB'larda yük-sehim eğrisinin şematik gösterimi | 111 |
| Şekil 4.25 | : Farklı narinliğe (L/d) sahip çelik tellerle donatılmış betonların özgül kırılma enerjisinin (G_F) tel içeriği (V_f) ile değişimi (Bayramov ve diğ. 2003) | 113 |
| Şekil 4.26 | : Özgül kırılma enerjisi (G_F) – $W.(L/d)$ ilişkisi | 113 |
| Şekil 4.27 | : İskandinav deney yöntemi düzeneği (Skurdal 1989) | 114 |
| Şekil 4.28 | : Tokluk (T)–tel içeriği (V_f) ilişkisi | 115 |
| Şekil 4.29 | : Tokluk (T)–tel narinliği (L/d)–tel içeriği (V_f) ilişkisi | 116 |
| Şekil 4.30 | : Tokluk indisi (I_5)- tel içeriği (V_f) ilişkisi | 116 |
| Şekil 4.31 | : Tokluk indisi (I_{10})- tel içeriği (V_f) ilişkisi | 117 |
| Şekil 4.32 | : Tokluk indisi (I_{20})- tel içeriği (V_f) ilişkisi | 117 |
| Şekil 4.33 | : Kalıcı dayanım faktörü ($R_{5,10}$)- tel içeriği (V_f) ilişkisi | 118 |
| Şekil 4.34 | : Kalıcı dayanım faktörü ($R_{10,20}$)- tel içeriği (V_f) ilişkisi | 118 |
| Şekil 5.1 | : Çelik Tel Donatılı Betonların tel narinliği (L/d)-tel içeriğine (V_f) göre deneysel tasarım şeması | 124 |
| Şekil 5.2 | : Tel narinliği (L/d)'nin telin uzunluğu (L) ve çapı (d) ile değişimi ... | 124 |
| Şekil 5.3 | : Üretilen beton numune tipleri: a) Silindir, b) Disk, c) Kiriş | 125 |
| Şekil 5.4 | : Beton üretiminde kullanılan agrega karışımının granülometri eğrisi. | 127 |
| Şekil 5.5 | : Eğilme deney düzeneği (a) ve elde edilen yük-sehim eğrisinin (b) şematik gösterimi | 131 |
| Şekil 5.6 | : Kirişlere ait özgül kırılma enerjisi (G_F)–çelik tel içeriği (V_f) ilişkisi | 134 |
| Şekil 5.7 | : Kirişlere ait özgül kırılma enerjisi(G_F)-tel narinliği (L/d) ilişkisi | 134 |
| Şekil 5.8 | : Net eğilme dayanımı (f_{net}) -çelik tel içeriği (V_f) ilişkisi | 135 |
| Şekil 5.9 | : Net eğilme dayanımı (f_{net}) -çelik tel narinliği (L/d) ilişkisi | 135 |
| Şekil 5.10 | : Basınç dayanımı (f_c')-çelik tel içeriği (V_f) ilişkisi | 136 |
| Şekil 5.11 | : Elastisite modülü (E)-çelik tel içeriği (V_f) ilişkisi | 137 |
| Şekil 5.12 | : Yarma çekme dayanımı (f_{st}) -çelik tel içeriği (V_f) ilişkisi | 137 |
| Şekil 5.13 | : Yarma çekme dayanımı (f_{st}) - tel narinliği (L/d) ilişkisi | 138 |
| Şekil 5.14 | : Karakteristik boy (l_{ch}) -çelik tel içeriği (V_f) ilişkisi | 139 |
| Şekil 5.15 | : Karakteristik boy (l_{ch}) - tel narinliği (L/d) ilişkisi | 140 |
| Şekil 5.16 | : ÇTDB'un çelik tel narinliği (L/d) ve içeriğine (V_f) göre üç düzeyli iki faktörlü tam deneysel tasarım şeması | 143 |
| Şekil 5.17 | : Yarma çekme dayanımının (f_{st}) tel narinliği (L/d) ve tel içeriği (V_f) ile değişimini gösteren tepki yüzeyi | 147 |
| Şekil 5.18 | : Eğilme dayanımının (f_{net}) tel narinliği (L/d) ve tel içeriği (V_f) ile değişimini gösteren tepki yüzeyi | 147 |
| Şekil 5.19 | : Özgül kırılma enerjisinin (G_F) tel narinliği (L/d) ve tel içeriği (V_f) ile değişimini gösteren tepki yüzeyi ilişkisi | 148 |

| | | |
|-------------------|---|-----|
| Şekil 5.20 | : Karakteristik boyun (l_{ch}) tel narinliği (L/d) ve tel içeriği (V_f) ile değişimi gösteren tepki yüzeyi | 148 |
| Şekil 5.21 | : f_{st} , l_{ch} ve f_{net} 'in aynı anda maksimum yapılması halinde kompozit arzu edilirlük (D)'nin L/d ve V_f ile değişimini gösteren tepki yüzeyi | 152 |
| Şekil 5.22 | : f_{st} , l_{ch} ve f_{net} 'in aynı anda maksimum yapılması halinde kompozit arzu edilirlük (D)'nin L/d ve V_f ile değişimini gösteren tepki yüzeyi izdüşümü | 152 |
| Şekil 5.23 | : f_{st} , l_{ch} ve f_{net} 'in maksimum, V_f 'in ise aynı anda minimum yapılması halinde kompozit arzu edilirlük (D)'nin L/d ve V_f ile değişimini gösteren tepki yüzeyi | 155 |
| Şekil 5.24 | : f_{st} , l_{ch} ve f_{net} 'in maksimum, V_f 'in ise aynı anda minimum yapılması halinde kompozit arzu edilirlük (D)'nin L/d ve V_f ile değişimini gösteren tepki yüzeyi izdüşümü | 155 |
| Şekil B.1 | : $V_{ag}=0,00 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrileri (28 günlük) | 175 |
| Şekil B.2 | : $V_{ag}=0,15 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrileri (28 günlük) | 175 |
| Şekil B.3 | : $V_{ag}=0,30 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrileri (28 günlük) | 175 |
| Şekil B.4 | : $V_{ag}=0,45 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrileri (28 günlük) | 176 |
| Şekil B.5 | : $V_{ag}=0,60 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrileri (28 günlük) | 176 |
| Şekil B.6 | : $V_{ag}=0,68 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrileri (28 günlük) | 176 |
| Şekil B.7 | : $V_{ag}=0,00 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrisi (130 günlük)..... | 177 |
| Şekil B.8 | : $V_{ag}=0,15 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrisi (130 günlük) | 177 |
| Şekil B.9 | : $V_{ag}=0,30 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrisi (130 günlük) | 177 |
| Şekil B.10 | : $V_{ag}=0,45 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrileri (130 günlük) | 178 |
| Şekil B.11 | : $V_{ag}=0,60 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrileri (130 günlük) | 178 |
| Şekil B.12 | : $V_{ag}=0,68 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrileri (130 günlük) | 178 |
| Şekil C.1 | : $V_{ag}=0,00 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan çimento hamuru kirişe ait yük-sehim eğrisi (1.numune) | 179 |
| Şekil C.2 | : $V_{ag}=0,00 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan çimento hamuru kirişe ait yük-sehim eğrisi (2.numune) | 179 |
| Şekil C.3 | : $V_{ag}=0,00 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan çimento hamuru kirişe ait yük-sehim eğrisi (3. numune) | 180 |
| Şekil C.4 | : $V_{ag}=0,15 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (1. numune) | 180 |
| Şekil C.5 | : $V_{ag}=0,15 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (3. numune) | 181 |
| Şekil C.6 | : $V_{ag}=0,15 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (4. numune) | 181 |
| Şekil C.7 | : $V_{ag}=0,30 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (1. numune) | 182 |
| Şekil C.8 | : $V_{ag}=0,30 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (2. numune) | 182 |
| Şekil C.9 | : $V_{ag}=0,30 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (3. numune) | 183 |
| Şekil C.10 | : $V_{ag}=0,30 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (4. numune) | 183 |

| | |
|---|-----|
| Şekil C.11 : $V_{ag}=0,45 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (1. numune) | 184 |
| Şekil C.12 : $V_{ag}=0,45 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (3. numune) | 184 |
| Şekil C.13 : $V_{ag}=0,45 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (4. numune) | 185 |
| Şekil C.14 : $V_{ag}=0,60 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (1. numune) | 185 |
| Şekil C.15 : $V_{ag}=0,60 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (2. numune) | 186 |
| Şekil C.16 : $V_{ag}=0,60 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (3. numune) | 186 |
| Şekil C.17 : $V_{ag}=0,60 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (4. numune) | 187 |
| Şekil C.18 : $V_{ag}=0,68 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (1. numune) | 187 |
| Şekil C.19 : $V_{ag}=0,68 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (3. numune) | 188 |
| Şekil C.20 : $V_{ag}=0,68 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (4. numune) | 188 |
| Şekil D.1 : Yalın beton (normal) kiriş numunelere ait yük-sehim eğrileri (Falkner ve diğ. 1999) | 189 |
| Şekil D.2 : $L/d=80$ ve $V_f=20 \text{ kg}/\text{m}^3$ olan ÇTDB kiriş numunelere ait yük-sehim eğrileri (Falkner ve diğ. 1999) | 189 |
| Şekil D.3 : $L/d=80$ ve $V_f=30 \text{ kg}/\text{m}^3$ olan ÇTDB kiriş numunelere ait yük-sehim eğrileri (Falkner ve diğ. 1999) | 190 |
| Şekil D.4 : $L/d=80$ ve $V_f=40 \text{ kg}/\text{m}^3$ olan ÇTDB kiriş numunelere ait yük-sehim eğrileri (Falkner ve diğ. 1999) | 190 |
| Şekil D.5 : $L/d=65$ ve $V_f=25 \text{ kg}/\text{m}^3$ olan ÇTDB kiriş numunelere ait yük-sehim eğrileri (Falkner ve diğ. 1999) | 191 |
| Şekil D.6 : $L/d=65$ ve $V_f=35 \text{ kg}/\text{m}^3$ olan ÇTDB kiriş numunelere ait yük-sehim eğrileri (Falkner ve diğ. 1999) | 191 |
| Şekil D.7 : $L/d=65$ ve $V_f=45 \text{ kg}/\text{m}^3$ olan ÇTDB kiriş numunelere ait yük-sehim eğrileri (Falkner ve diğ. 1999) | 192 |
| Şekil D.8 : $L/d=45$ ve $V_f=30 \text{ kg}/\text{m}^3$ olan ÇTDB kiriş numunelere ait yük-sehim eğrileri (Falkner ve diğ. 1999) | 192 |
| Şekil D.9 : $L/d=45$ ve $V_f=40 \text{ kg}/\text{m}^3$ olan ÇTDB kiriş numunelere ait yük-sehim eğrileri (Falkner ve diğ. 1999) | 193 |
| Şekil D.10 : $L/d=45$ ve $V_f=50 \text{ kg}/\text{m}^3$ olan ÇTDB kiriş numunelere ait yük-sehim eğrileri (Falkner ve diğ. 1999) | 193 |
| Şekil E.1 : $L/d=80$ ve $V_f=50 \text{ kg}/\text{m}^3$ olan ÇTDB kiriş numunelere ait yük-sehim eğrileri (Skurdal 1989) | 194 |
| Şekil E.2 : $L/d=80$ ve $V_f=40 \text{ kg}/\text{m}^3$ olan ÇTDB kiriş numunelere ait yük-sehim eğrileri (Skurdal 1989) | 195 |
| Şekil E.3 : $L/d=80$ ve $V_f=30 \text{ kg}/\text{m}^3$ olan ÇTDB kiriş numunelere ait yük-sehim eğrileri (Skurdal 1989) | 196 |
| Şekil E.4 : $L/d=60$ ve $V_f=50 \text{ kg}/\text{m}^3$ olan ÇTDB kiriş numunelere ait yük-sehim eğrileri (Skurdal 1989) | 197 |
| Şekil E.5 : $L/d=60$ ve $V_f=30 \text{ kg}/\text{m}^3$ olan ÇTDB kiriş numunelere ait yük-sehim eğrileri (Skurdal 1989) | 198 |
| Şekil G.1 : NB kodlu normal beton numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrileri | 201 |
| Şekil G.2 : $L/d=55$ ve $V_f=20 \text{ kg}/\text{m}^3$ olan N55İ20 kodlu ÇTDB numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrileri | 201 |
| Şekil G.3 : $L/d=55$ ve $V_f=35 \text{ kg}/\text{m}^3$ olan N55İ35 kodlu ÇTDB numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrileri | 202 |
| Şekil G.4 : $L/d=55$ ve $V_f=50 \text{ kg}/\text{m}^3$ olan N55İ50 kodlu ÇTDB numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrileri | 202 |
| Şekil G.5 : $L/d=65$ ve $V_f=20 \text{ kg}/\text{m}^3$ olan N65İ20 kodlu ÇTDB numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrileri | 202 |

| | | |
|-------------------|---|-----|
| Şekil G.6 | : $L/d=65$ ve $V_f=35 \text{ kg/m}^3$ olan N65İ35 kodlu ÇTDB numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrileri | 203 |
| Şekil G.7 | : $L/d=65$ ve $V_f=50 \text{ kg/m}^3$ olan N65İ50 kodlu ÇTDB numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrileri | 203 |
| Şekil G.8 | : $L/d=80$ ve $V_f=20 \text{ kg/m}^3$ olan N80İ20 kodlu ÇTDB numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrileri | 203 |
| Şekil G.9 | : $L/d=80$ ve $V_f=35 \text{ kg/m}^3$ olan N80İ35 kodlu ÇTDB numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrileri | 204 |
| Şekil G.10 | : $L/d=80$ ve $V_f=50 \text{ kg/m}^3$ olan N80İ50 kodlu ÇTDB numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrileri | 204 |
| Şekil H.1 | : $L/d=55$ ve $V_f=20 \text{ kg/m}^3$ olan N55İ20 kodlu ÇTDB numunelere ait yük-sehim eğrileri | 205 |
| Şekil H.2 | : $L/d=55$ ve $V_f=35 \text{ kg/m}^3$ olan N55İ35 kodlu ÇTDB numunelere ait yük-sehim eğrileri | 206 |
| Şekil H.3 | : $L/d=55$ ve $V_f=50 \text{ kg/m}^3$ olan N55İ50 kodlu ÇTDB numunelere ait yük-sehim eğrileri | 207 |
| Şekil H.4 | : $L/d=65$ ve $V_f=20 \text{ kg/m}^3$ olan N65İ20 kodlu ÇTDB numunelere ait yük-sehim eğrileri | 208 |
| Şekil H.5 | : $L/d=65$ ve $V_f=35 \text{ kg/m}^3$ olan N65İ35 kodlu ÇTDB numunelere ait yük-sehim eğrileri | 209 |
| Şekil H.6 | : $L/d=65$ ve $V_f=50 \text{ kg/m}^3$ olan N65İ50 kodlu ÇTDB numunelere ait yük-sehim eğrileri | 210 |
| Şekil H.7 | : $L/d=80$ ve $V_f=20 \text{ kg/m}^3$ olan N80İ20 kodlu ÇTDB numunelere ait yük-sehim eğrileri | 211 |
| Şekil H.8 | : $L/d=80$ ve $V_f=35 \text{ kg/m}^3$ olan N80İ35 kodlu ÇTDB numunelere ait yük-sehim eğrileri | 212 |
| Şekil H.9 | : $L/d=80$ ve $V_f=50 \text{ kg/m}^3$ olan N80İ50 kodlu ÇTDB numunelere ait yük-sehim eğrileri | 213 |
| Şekil I.1 | : $L/d=80$ olan kancalı uçlu çelik telin (Dramix RC 80/60BN) özellikleri | 214 |
| Şekil I.2 | : $L/d=65$ olan kancalı uçlu çelik telin (Dramix RC 65/60BN) özellikleri | 215 |
| Şekil I.3 | : $L/d=55$ olan kancalı uçlu çelik telin (Dramix ZP 305) özellikleri | 216 |
| Şekil J.1 | : (a) Silindir basınç ve (d) Disk yarma deneyi düzeneği | 217 |
| Şekil J.2 | : Çentikli ÇTDB giriş için üç noktalı eğilme deneyi düzeneği | 217 |
| Şekil J.3 | : Deplasman kontrollü deney aleti (Instron 5500R) | 218 |
| Şekil J.4 | : Çentikli yalın beton giriş için üç noktalı eğilme deneyi düzeneği | 218 |
| Şekil K.1 | : Farklı agrega konsantrasyonuna sahip betonların en kesit görünüşleri | 219 |

SEMBOL LİSTESİ

A16, B16, C16: Granülometri eğirleri

C18, ..., C100 : Beton basınç dayanım sınıfları (Örneğin, C20 = Silindir basınç dayanımı 20 N/mm²)

V_{ag} : Agrega konsantrasyonu (m³/m³)

V_f : Çelik tel içeriği (kg/m³)

V_{hava} : 1m³ betondaki havanın hacmi (m³/m³)

L ve d : Çelik tel uzunluğu ve çapı (mm)

L/d : Çelik tel narinliği

c : Çimento dozajı (kg/m³)

w : Karma suyu miktarı (kg/m³)

w/c : Su/çimento oranı

g : En büyük agrega boyutu (mm)

g_{ort} : Ortalama agrega tane çapı (mm)

f_{t,a} : Agreganın çekme dayanımı (MPa)

m_ç, m_s, m_{f1},

m_{f2} ve m_c : 1m³ betondaki çimento, su, doğal kum, kırmakum ve kırmataş I'in ağırlıkları (kg)

ρ_ç, ρ_s, ρ_{f1},

ρ_{f2} ve ρ_c : Çimento, su, doğal kum, kırmakum ve kırmataş I'in özgül ağırlıkları (kg/m³)

h : Silindir ve disk numunelerin yüksekliği (mm)

Ø : Silindir ve disk numunelerin çapı (mm)

B, D, U ve S : Kiriş numunenin genişliği, derinliği, uzunluğu ve mesnet açıklığı (mm)

a : Çentik uzunluğu (mm)

a₀ : Makro çatlak uzunluğu (mm)

m : Kiriş numunenin ağırlığı (kg)

A_{etkin} : Kirişin etkin kesit alanı (mm²)

g : Yer çekimi ivmesi (g=9,81 m/san²)

δ : İlk çatlak yüküne karşı gelen sehim (mm)

δ₀ : Kirişin göçmesi anında açıklığın ortasındaki son sehim (mm)

k : Kirişin uzunluğu ve açıklığına bağlı bir parametre (k=(U/S)-1)

W₀ : Yük-Sehim eğrisi altında kalan alan (Nm)

I₅, I₁₀ ve I₂₀ : ASTM C 1018 Standardına göre tokluk indisleri

R_{5,10} ve R_{10,20} : ASTM C 1018 Standardına göre kalıcı dayanım faktörleri

T : Tokluk (Nm)

T_b : Kiriş açıklığının 1/150'ine eşit bir sehime kadar olan yük-sehim eğrisinin altında kalan alan (Nm)

δ_{tb} : Kiriş açıklığının 1/150'ine eşit sehim (mm)

f_c : Japon standardına göre eşdeğer eğilme dayanımı (MPa)

W : (çelik telin ağırlığı x100)/(beton ağırlığı)

P : Maksimum yük ve ÇTDB'larda ilk çatlak yükü (kN)

f'_c : Tek eksenli basınç dayanımı (MPa)

| | |
|--------------------------------|---|
| f'_t | : Tek eksenli çekme dayanımı (MPa) |
| f_{st} | : Yarma çekme dayanımı (MPa) |
| f_{net} | : Net eğilme dayanımı (MPa) |
| l_{ch} | : Karakteristik boy (mm) |
| l_p | : Kırılma süreci bölgesi (mm) |
| G_F | : Özgül kırılma enerjisi (N/m veya J/m ²) |
| $G_F^{(a)}$ ve $G_F^{(b)}$ | : Yükün ve numunenin kendi ağırlığının sağladığı kırılma enerjileri (N/m) |
| $G_F^{(1)}$ | : Çekme-şekil değiştirme yumuşaması eğrisinin $\sigma_f \leq \sigma \leq f'_t$ aralığındaki kırılma enerjisi (N/m) |
| $G_F^{(2)}$ | : Çekme-şekil değiştirme yumuşaması eğrisinin $0 \leq \sigma \leq \sigma_f$ aralığındaki, agregaların sıyrılmasından ileri gelen kırılma enerjisi (N/m) |
| σ_f veya σ_c | : Çatlak açılma deplasmanının kritik değerine uygun gelen gerilme (MPa) |
| K_f veya K_c | : Çatlak açılma deplasmanının kritik değerine uygun gelen gerilme şiddet faktörü (MPa \sqrt{m}) |
| $\sigma_{eğ}$ | : Eğilme dayanımı (MPa) |
| w_c | : Kritik çatlak ağzı açılma deplasmanı (mm) |
| w | : Çatlak açılması (mm) |
| ε | : Şekil değiştirme |
| $\sigma(w)$ | : Kohezif veya kapanan gerilme |
| K_{IC} | : Gerilme şiddet faktörü veya etkin kırılma tokluğu (MPa \sqrt{m}) |
| K_{IC}^m | : Çimento esaslı matrisin kırılma tokluğu (MPa \sqrt{m}) |
| K_{IC}^{ch} | : Sertleşmiş çimento hamurunun kırılma tokluğu (MPa \sqrt{m}) |
| K_{IC}^{ay} ve K_{IC}^{cs} | : Arayüzeylerin mikro çatlama ve çatlak sapması toklaşma mekanizmalarının sağladığı etkin kırılma toklukları |
| K_{IC}^{cy} ve K_{IC}^k | : Çatlak yüzü sıkıştırma ve kapan toklaşma mekanizmalarının sağladığı etkin kırılma toklukları |
| V_c, V_{f2} ve V_{f1} | : İri agrega, kırma kum, ve kumun hacim oranları |
| V_f^{toplam} | : Toplam ince agrega hacim oranı |
| V_{m2} ve V_{m1} | : Kaba harç ve ince harç fazlarının hacim oranları |
| V | : Dağılı fazın (hidrate olmamış çimento tanelerinin) hacim oranı |
| E | : Elastisite modülü (GPa) |
| E_m ve E_u | : Hidrate olmuş çimento jeli (sürekli faz) ve hidrate olmamış çimento tanelerinin (dağılı faz) elastisite modülü (GPa) |
| E_f ve E_c | : İnce ve iri agregaların elastisite modülü (GPa) |
| E_p ve E_r | : Çimento hamuru ve harcın elastisite modülü (GPa) |
| E_{ag} | : Agreganın elastisite modülü (GPa) |
| ρ_{ag} | : Agreganın özgül ağırlığı (kg/m ³) |
| H | : Hidratasyon derecesi |
| η_u, η_f ve η_c | : Hidrate olmamış çimento tanelerinin, ince ve iri agregaların biçim faktörü |
| A_f ve A_c | : İnce ve iri agregaların narınlığı |
| n | : Dağılı fazın elastisite modülünün sürekli fazın elastisite modülüne oranı |
| Θ | : Dağılı fazın geometri fonksiyonu |
| β | : Sıyrılan agrega tanesinin yüzey alanı |

| | |
|---|--|
| τ | : Agreg-a-harç ara yüzeyi kayma dayanımı ($\tau = 2,5 \text{ MPa}$) |
| η | : Agreganın yüzey alan parametresi ($\eta = 10 \times 10^{-6} \text{ m}$) |
| ν | : Etkin Poisson oranı ($\nu=0,2$) |
| σ | : Gerilme (MPa) |
| $\bar{\sigma}$ | : İzin verilen gerilme (MPa) |
| F_n | : ÇTDB borunun nominal göçme yükü (kN) |
| t ve R | : Çelik borunun kalınlığı ve yarı çapı (mm) |
| $g_j(\mathbf{x})$ ve $h_k(\mathbf{x})$ | : Eşitsizlik ve eşitlik kısıtlamaları |
| $f(\mathbf{X}_i)$ | : Amaç fonksiyonu |
| X_i | : Tasarım değişkenleri (etkenler) |
| N | : Bağımsız tasarım değişkeni (etken) sayısı |
| X_i^L ve X_i^U | : Tasarım değişkenlerinin alt ve üst sınırları |
| $b_0, b_1, b_2,$ b_3, b_4 ve b_5 | : İkinci dereceli regresyon modeli katsayıları |
| R^2 | : R-kare |
| z | : Optimizasyonda göz önüne alınan tepki sayısı |
| d_j | : j. tepkinin arzu edilirlilik fonksiyonunu |
| w_j | : j. tepkinin ağırlık faktörü |
| Y_j | : j. tepkinin TYY ile bulunan değeri |
| $\min f_j, \max f_j$ | : j. tepkinin deneysel elde edilen minimum ve maksimum değerleri |
| D | : Kompozit arzu edilirlilik fonksiyonu (Amaç fonksiyonu) |
| d_1, d_2, d_3, d_4 | : Karakteristik boy, yarma çekme dayanımı, net eğilme dayanımı ve çelik tel içeriğinin arzu edilirlilik fonksiyonu değerleri |
| r | : Korelasyon katsayısı |
| α | : Anlamlılık düzeyi ($\alpha=0,05$) |
| π | : Bir Sabit ($\pi = 3,14$) |

ÇİMENTO ESASLI KOMPOZİT MALZEMELERİN OPTİMUM TASARIMI

ÖZET

Bu tez, yüksek dayanımlı yalın beton ve geleneksel Çelik Tel Donatılı Beton (ÇTDB) gibi çimento esaslı kompozit malzemelerin mekanik davranışı ve kırılma özellikleri ile ilgili deneysel araştırmaları, yalın betonun kırılma parametrelerinin mezo-mekanik bağıntılarla hesaplanmasını ve ÇTDB'lerin karışım optimizasyonunu içermektedir.

Tez çalışmasının ilk kısmında esas amaç, agrega konsantrasyonunun eğilme, basınç veya yarma altında betonun kırılma parametreleri ve mekanik özelliklerine etkisini araştırmaktır. Bunun için, sertleşmiş çimento hamurundan (SÇH) normal betona kadar altı farklı karışıma sahip beton üretildi. Karışımlarda su/çimento oranı ($w/c=0,316$), en büyük agrega boyutu ($g=16$ mm) ve agrega granülometrisi sabit tutuldu. Agrega konsantrasyonu ise SÇH ($V_{ag}=0,00$ m³/m³)'dan gerçek betona ($V_{ag}=0,68$ m³/m³) kadar 0,15; 0,30; 0,45; 0,60 ve 0,68 m³/m³ olacak biçimde değiştirildi.

Kırılma enerjisinin (G_F) belirlenmesi için RILEM TC 50-FMC Teknik Komitesinin önerisine göre çentikli kiriş numuneler üzerinde üç noktalı eğilme deneyi yapıldı. Uzunluğu 500 mm, en kesiti 100x100 mm olan en az üç adet kiriş numune deneye tabi tutuldu. Kiriş numuneler elmas testere ile kesilerek 40 mm derinlikte bir çentik açıldı, etkin kesit alanı 60x100mm olarak alındı ve böylece iri agregaların etkin kesitte yerleşimi sağlandı. Silindir numuneler (çap=100 mm ve yükseklik=200 mm) üzerinde basınç deneyi, disk numuneler (çap=150 mm ve yükseklik=100 mm) üzerinde ise yarma deneyi yapıldı. Böylece, betonun kırılma ve mekanik parametreleri (kırılma enerjisi (G_F), net eğilme dayanımı (f_{net}), yarma çekme dayanımı (f_{st}), basınç dayanımı (f'_c) ve elastisite modülü (E)) deneysel olarak elde edildi ve sünekliği karakteristik boy (l_{ch}) cinsinden hesaplandı. Lineer Elastik Kırılma Mekanikliği (LEKM)'nin geçerli varsayıldığı SÇH'nun kritik gerilme şiddet faktörü çentikli kiriş numunelerden elde edildi.

Deneysel sonuçlara göre, agrega konsantrasyonu arttıkça betonda elastisite modülü, yarma çekme dayanımı, net eğilme dayanımı, kırılma enerjisi ve karakteristik boy belirgin biçimde artmaktadır. Basınç dayanımı ise dar bir aralıkta değişerek agrega konsantrasyonunun 0,00 m³/m³ (SÇH) değerinden 0,45 m³/m³'e artmasıyla azalmakta, daha sonra 0,68 m³/m³ değerine kadar artma eğilimi sergilemektedir. Eğilme deneyinden sonra beton kirişlerin kırılma yüzeyleri incelendiğinde güçlü agrega/matris arayüzeyinden dolayı kırılmaların agregaların içinden gerçekleştiği gözlemlendi.

Çalışmanın diğer bir amacı da literatürde mevcut olan uygun mezo-mekanik bağıntılar kullanılarak SÇH'nun etkin gerilme şiddet faktörünün (kırılma tokluğu), SÇH ve betonun elastisite modülünün, kırılma enerjisinin ve tek eksenli çekme dayanımının tahmin edilmesidir. Böylece, harç ve betonun çimento hamuru ve agregadan oluşan birer iki-fazlı sistem olarak kabul edildi ve agrega konsantrasyonuna bağlı olarak adım adım çimento hamurundan harca, harçtan da betona doğru mevcut mezo-mekanik bağıntılar kullanılarak betonun elastisite modülü hesaplandı. SÇH'nun kırılma tokluğu (K_{IC}^{ch}) su/çimento oranına bağlı olarak mezo-mekanik bağıntıyla tahmin edildi. Daha sonra, SÇH'nun kırılma tokluğu, agrega konsantrasyonu ve uygun mezo-mekanik bağıntılar kullanılarak betonun kırılma tokluğu hesaplandı. Bu çalışmada, basınç dayanımı yaklaşık 75 MPa olan yüksek dayanımlı betonun kırılma tokluğunun hesabında çatlak köprülenmesi ve çatlak kapanı gibi toklaşma mekanizmalarının çalıştığı anlaşıldı. Böylece, LEKM'nin beton gibi yarı gevrek bir malzemenin gerilme şiddet faktörünün belirlenmesinde uygulanamayacağı gösterildi. Betonun kırılma enerjisi ve tek eksenli çekme dayanımı da mezo-mekanik bağıntılar kullanılarak hesaplandı.

Mezo-mekanik modellemeden kırılma enerjisinin, elastisite modülünün, etkin kırılma tokluğunun ve tek eksenli çekme dayanımının agrega konsantrasyonuna bağlı olarak arttığı görüldü. Böylece, betonun elastisite modülü, kırılma enerjisi ve çekme dayanımı, ve SÇH'nun kırılma tokluğunun deneysel değerleri teorik (mezo-mekanik model) değerlerle karşılaştırıldı ve uyumun iyi olduğu sonucuna varıldı. Belirli bir su/çimento oranına sahip hamura granülometrisi belli agregalar katarak tipik gevrek davranış gösteren bir matrisin agregalar konsantrasyonu arttıkça daha tok, rijit ve sünek bir kompozite (yarı-gevrek betona) dönüştüğü deneysel olarak ve mezo-mekanik modelleme ile gösterildi.

Tez çalışmasının ikinci kısmında, çelik telin narinliği (L/d) ve içeriğinin (V_f) eğilme, basınç veya yarma altında ÇTDB'un mekanik ve kırılma özelliklerine etkisi incelendi. Toplam 10 karışım (9 ÇTDB ve 1 normal beton karışımı) beton üretildi. Bütün karışımlarda, çimento, silis unu, kırmakum, kırmataş I, ve suyun hacim oranları sabit tutuldu. Tüm karışımlarda su/çimento oranı 0,36, çimento dozajı ise 400 kg/m^3 idi. İnce kum olarak silis unu (0-0,25 mm) ve kırma kum (0-4 mm); iri agregalar olarak en büyük agregalar boyutu 16 mm olan kırmataş I kullanıldı. Çalışmada kullanılan çelik tellerin içerikleri (V_f) 20 kg/m^3 , 35 kg/m^3 ve 50 kg/m^3 , ve narinlikleri ise (L/d) 55, 65 ve 80 olarak alındı.

ÇTDB'nun kırılma enerjisinin (G_f) belirlenmesi için RILEM TC 50-FMC Teknik Komitesinin önerisine göre çentikli kiriş numuneler üzerinde üç noktalı eğilme deneyi yapıldı. Uzunluğu 500 mm, en kesiti 100x100 mm olan en az üç adet kiriş numune deneye tabi tutuldu. İri agregaların ve çelik tellerin etkin alanda bulunmasını sağlamak amacıyla kiriş numuneler elmas testere ile kesilerek 40mm'lik bir çentik açıldı ve etkin kesit alanı 60x100 mm'de sabit tutuldu. Kırılma enerjisini hesaplamak için yük-sehim eğrileri kullanıldı. Yük-açıklığın ortasındaki sehim eğrisi altında kalan alan (W_0) kullanılarak malzemenin kırılma enerjisi belirlendi. Bu çalışmada, özgül kırılma enerjileri belirli sehime kadar yük-sehim eğrisinin altında kalan alan göz önüne alınarak hesaplandı. Yük-sehim eğrisinin inen kolunda 5 mm'lik bir sehim seçildi. Böylece, kiriş numuneler kullanılarak özgül kırılma enerjisi ve net eğilme dayanımı elde edildi. Silindir numuneler (çap=150 mm ve yükseklik=300 mm) üzerinde basınç deneyi, disk numuneler (çap=150 mm ve yükseklik=60 mm)

üzerinde ise yarma deneyi yapıldı. Böylece, betonun basınç dayanımı (f'_c), elastisite modülü (E) ve yarma çekme dayanımı (f_{st}) elde edildi.

DeneySEL sonuçlara göre, basınç dayanımı ve elastisite modülüne çelik telin etkisi belirgin olmadığı görüldü.

Tel narinliği 65 ve tel içeriği 50 kg/m³ olan ÇTDB'ların yarma çekme dayanımında normal betona kıyasla %42'lik bir artış sağlanmaktadır. Tel narinliği 55 ve 80 olan ÇTDB'larda ise bu artış sırasıyla, % 23 ve % 24'tür. Böylece, tel narinliği 65 olan ÇTDB'larda yarma çekme dayanımlarında daha belirgin artışın elde edildiği sonucuna varılmaktadır. Kırılma düzlemi boyunca çatlağın açılması ve yayılması çelik tellerle kontrol edilmektedir. Çatlağın yayılması anında bazı tellerin kırılmasına karşın bazıları matrinden sıyrılmaktadır. Yarma deneyinin bitiminden sonra betonların kırılma yüzeyleri incelendi. Çoğu kez narinliği 65 (L/d=65) olan tellerin matrinden sıyrıldığı ve kırılmadığı, bununla birlikte, narinliği 80 (L/d=80) olan tellerin ise iki parçaya ayrılarak kırıldığı gözlemlendi. Böyle bir davranışa narinliği 65 olan tellerin kesitinin narinliği 80 olanlara oranla daha fazla olmasından kaynaklandığı anlaşıldı. Bu çalışmada, normal betonun silindirik basınç dayanımı yaklaşık 60 MPa olduğundan, narinliğin 80 olması halinde beton ve çelik tel arasında mekanik uyumsuzluk önemli rol oynamaktadır. Böylece, yüksek dayanımlı betonda yüksek çekme dayanımına (2000 MPa) sahip çelik tellerin kullanılması önerilmektedir

Tel içeriği arttıkça net eğilme dayanımı artmaktadır. Tel narinliği 55 ve tel içeriği 50 kg/m³ olan ÇTDB'ların net eğilme dayanımında normal betona oranla %33,5'lik bir artış sağlanmaktadır. Tel narinliği 65 ve 80 olan ÇTDB'larda ise sırasıyla, % 56,5 ve % 100 artış sağlanmaktadır.

Sonuçlara göre, çelik tel içeriği ve narinliğinin kırılma enerjisi ve karakteristik boya etkisi belirgindir, çünkü çelik teller kırılma özelliklerini olumlu yönde iyileştirmektedir. Özgül kırılma enerjisi tel içeriğine bağlı olarak belirgin biçimde artmaktadır. Çelik tel içeriği ve narinliğine bağlı olarak ÇTDB'lar yüksek kırılma enerjisine sonuç olarak yüksek sünekliğe sahiptirler. ÇTDB'nun sünekliği normal betonunkinden yaklaşık 50 kattan fazla çıkmaktadır. Kırılma enerjisindeki bu artışın nedenlerinden biri kırılma sürecinde tellerin matrinden sıyrılmaması gösterilebilir. Tel içeriği ve tel narinliğindeki artışla kırılma enerjisinin de artmasının nedeni; büyük sayıdaki çelik tellerin çatlakların birleştirilmesinde bir köprü rolü oynamasından ve böylece, daha dolaylı çatlak yayılmasından kaynaklandığı söylenebilir. Çelik tel narinliği ve içeriği arttıkça sünekliğin bir ölçüsü olan karakteristik boy belirgin biçimde artmaktadır. Sonuçta, çelik tel eklenmesiyle yarı-gevrek davranış gösteren yalın betonun sünek bir davranış gösteren kompozite (ÇTDB'a) dönüştüğü açık bir şekilde görülmektedir.

Çelik tel içeriği ve narinliğine göre ÇTDB'nun mekanik davranışı ve kırılma parametrelerini iyileştirmek için optimum tasarıma gerek vardır. Optimizasyonda, üç-düzeYli tam faktöryel deneysel tasarım ve Tepki Yüzey Yöntemi (TYY) kullanıldı. İki bağımsız değişken (L/d ve V_f) için üç-düzeYli tam faktöryel deneysel tasarım $3^2=9$ noktadan oluşmaktadır.

ÇTDB'ların minimum gevreklik (maksimum süneklik) ve/veya minimum maliyet kriterlerini sağlamak amacıyla yapılan optimizasyon için TYy uygun bir

yaklaşımıdır. Deneysel tasarım ve TYY kullanarak çelik tel narinliği ve içeriğinin çalışmada belirtilen aralıklarının (uygun bölgenin) herbir noktasında ÇTDB'nun özellikleri incelenebilmektedir. Uygun bölgeyi gösteren aralıklar $55 \leq L/d \leq 80$ ve $20 \leq V_f \leq 50 \text{ kg/m}^3$ 'dir. Bu kısıtlamalara ek olarak çelik telin özellikleriyle ilgili aşağıdaki kısıtlamalar da eklenmektedir: Narinliğin $55 \leq L/d \leq 65$ aralığında $L = 3(L/d) - 135$ mm olup, L ve d'nin aralıkları sırasıyla, $30 \leq L \leq 60$ mm ve $0,55 \leq d \leq 0,92$ mm'dir. Narinliğin $65 \leq L/d \leq 80$ aralığında ise $L = 60$ mm ve $0,75 \leq d \leq 0,92$ mm'dir.

ÇTDB'nun her bir mekanik özeliği (basınç dayanımı (f_c'), yarma çekme dayanımı (f_{st}), net eğilme dayanımı (f_{net}), elastisite modülü (E), özgül kırılma enerjisi (G_F) ve karakteristik boy (l_{ch})) için deneysel olarak elde edilen 9 veri çelik telin narinliğine ve içeriğine göre ikinci dereceli polinom türü matematiksel modelle ifade edildi. Regresyon modeli varyans analizi (ANOVA) ile analiz edildi ve modelle bulunan değerler deneysel verilere yakın oluncaya kadar model değiştirildi.

Bu çalışmada, ÇTDB'ların süneklik yönünden optimizasyonu için çok amaçlı simültane optimizasyon teknikleri kullanıldı. Optimizasyonda göz önüne alınan mekanik özelliklerin herbiri için hesaplanan arzu edilirlilik fonksiyonunu (d_j) kullanılan sayısal optimizasyon teknikleri ile simültane optimizasyon yapıldı. Tekil arzu edilirlilik fonksiyonlarının geometrik ortalaması olan kompozit arzu edilirlilik amaç fonksiyonu (D) oluşturularak çok amaçlı optimizasyon problemi çözüldü. Deneysel sonuçlar kullanarak, yarma çekme dayanımı (f_{st}), net eğilme dayanımı (f_{net}) ve karakteristik boy (l_{ch}) aynı anda maksimum, çelik tel içeriği ise minimum yapıldı. Böylece, gevrekliği minimum olan beton karışımı elde etmek için tasarım değişkenlerinin (L/d ve V_f) optimum değerleri bulundu. Mekanik özellikler (f_{st} , l_{ch} ve f_{net}) açısından yapılan optimizasyonda tasarım değişkenlerinin optimum değerleri çelik tel narinliği $L/d=76,44$, tel içeriği ise $V_f = 50 \text{ kg/m}^3$ 'tür. Mekanik özelliklerin maksimum, maliyetin de aynı anda minimum yapılması ile elde edilen optimum değerler ise $L/d = 75,87$ ve $V_f = 43,8 \text{ kg/m}^3$ 'tür. Ayrıca, maksimum süneklik ve minimum maliyete sahip ÇTDB karışımını çalışmada kullanılan çelik tellerle ($L/d=55, 65, \text{ ve } 80$) elde etmek için optimum çelik tel içerikleri (V_f) sırasıyla, $45,5 \text{ kg/m}^3$, $44,1 \text{ kg/m}^3$ ve $44,3 \text{ kg/m}^3$ 'tür.

OPTIMUM DESIGN OF CEMENT-BASED COMPOSITE MATERIALS

SUMMARY

This thesis is mainly comprised of the experimental investigation of the mechanical and fracture properties of cement-based composite materials like High Strength Plain Concretes and Steel Fibre Reinforced Concretes (SFRCs), calculation of fracture parameters of plain concrete using the meso-mechanical relations, and mixture optimisation of SFRCs.

In the first part of the thesis, the main purpose is to determine the effect of aggregate concentration on the fracture and mechanical behaviour of concrete under bending, compression or splitting forces. For performing these experiments, six control mixes ranging from hardened cement paste (hcp) to normal concrete were prepared in which the aggregate grading, water/cement ratio ($w/c=0.316$), and the maximum particle size of aggregate ($g=16$ mm) were kept constant, but the aggregate concentration (V_{ag}) was varied to be 0.00 (hcp); 0.15; 0.30; 0.45; 0.60 and 0.68 m^3/m^3 (real concrete).

For the determination of the fracture energy (G_F), the three-point bending test was performed on notched beams according to the recommendation of the RILEM 50-FMC Technical Committee. At least three beams of 500 mm length and 100x100mm cross section were tested. The effective cross section, however, was reduced to 60x100mm by means of a saw cut in order to accommodate large aggregates. The cylinder specimens (diameter=100 mm and height=200 mm) were used in compressive tests; for the splitting tests, disc specimens (diameter =150 mm and height =100 mm) were tested. Thus, the fracture and mechanical parameters (fracture energy (G_F), net bending strength (f_{net}), splitting tensile strength (f_{st}), compressive strength (f'_c), and modulus of elasticity (E)) of concretes were obtained from the experiments, and the ductility of the mixes was calculated in terms of the characteristic length (l_{ch}). The critical stress intensity factor of hcp, for which Linear Elastic Fracture Mechanics (LEKM) is valid, was determined from the notched beam specimens.

According to the experimental results, modulus of elasticity, splitting tensile strength, net bending strength, fracture energy and characteristic length increased significantly with increasing aggregate concentration. However, the compressive strength varied in a narrow band, and decreased while aggregate concentration increased from 0.00 m^3/m^3 (hcp) to the value of 0.45 m^3/m^3 and then exhibited an increasing trend up to the value where aggregate concentration reaches 0.68 m^3/m^3 . After completion of the bending tests, the fracture surfaces were examined where it

was observed that the fracture occurred through the aggregates due to the good aggregate/matrix interface.

Another aim of the study was to predict the effective stress intensity factor (fracture toughness), the modulus of elasticity, fracture energy and direct tensile strength of hcp and concrete using the meso-mechanical relations available in the literature. Thus, cement paste, mortar and concrete were regarded as two-phase systems and the modulus of elasticity was calculated by using the appropriate meso-mechanical formulas, progressively by increasing the aggregate concentration. The critical stress intensity factor of hcp (K_{IC}^{ch}) was also calculated from the relation depending on water/cement ratio. Then, the fracture toughness of concrete was calculated from that of hcp using the appropriate toughening mechanism in meso-mechanical relations and aggregate concentration. In the present analyses, the fracture toughness of high strength concrete (≈ 75 MPa) was found to be enhanced by crack bridging and trapping. Thus, it was shown that LEKM was inapplicable in determining the stress intensity factor of quasi-brittle materials like concrete due to the toughening mechanisms. The fracture energies and the direct tensile strengths of concrete were also calculated from the meso-mechanical relationships.

The results obtained from the meso-mechanical modeling show that fracture energy, modulus of elasticity, effective fracture toughness and direct tensile strength of concrete increase with increasing aggregate concentration. Thus, it was seen that there is a good agreement between the experimental (fracture energy, modulus of elasticity and splitting tensile strength of concrete, and fracture toughness of hcp) and theoretical (meso-mechanical modeling) values. It is shown that experimental and meso-mechanical modelling approaches give a clear qualitative and quantitative picture of how a brittle matrix such as hardened cement paste progressively transforms into a tougher, stiffer and more ductile composite (a quasi-brittle concrete) as aggregate concentration is increased without altering the grading.

In the second part of the thesis, the influence of the aspect ratio (L/d) and content of steel fibre (V_f) on mechanical and fracture properties of Steel Fibre Reinforced Concretes (SFRCs) under bending, compression or splitting forces was investigated. A total of 10 concrete mixtures (i.e. nine SFRC mixtures and one normal concrete mixture) were cast for the SFRC investigation. In all the mixtures, the volume fractions of cement, siliceous sand, limestone fines, crushed limestone, and water were kept constant. Water/cement ratio and cement content were 0.36 and 400 kg/m³, respectively. Siliceous sand (0-0.25mm) and limestone fines (0-4mm) were used as the fine aggregates; and crushed limestone was used as the coarse aggregate. The maximum particle size of aggregate was 16 mm. The contents of steel fibres (V_f) were 20 kg/m³, 35 kg/m³, and 50 kg/m³, and the aspect ratios of steel fibres (L/d) were 55, 65, and 80.

To measure G_F of SFRCs for a notched beam under three-point bending, the procedures recommended by RILEM TC 50-FMC Technical Committee were followed. At least three beams of 500 mm length and 100x100mm cross section were tested. The effective cross section, however, was reduced to 60x100mm by means of a saw cut in order to accommodate both large aggregates and steel fibres used. The load-deflection curves were used to evaluate the fracture energy. The area under the load versus deflection at mid span curve (W_0) was taken as a measure of the fracture

energy of the material. The results obtained here were based on the area under the complete load-deflection curve up to a specified deflection. The cut-off point was chosen as 5 mm deflection. Thus, the specific fracture energy and net bending strength were obtained using the beam specimens. The cylinder specimens (diameter=150 mm and height=300 mm) were used for compressive tests; for the splitting test, the disc specimens (diameter=150 mm and height=60 mm) were prepared. Thus, compressive strength (f'_c), modulus of elasticity (E) and splitting tensile strength (f_{st}) of concretes were obtained.

According to the experimental results, there was no significant effect of fibre content on the compressive strength and modulus of elasticity.

For the fibre aspect ratio of 65, an increase in the fibre content from 0 (i.e. normal concrete) to 50 kg/m³ resulted in an increase of 42% in the corresponding splitting tensile strength. For the aspect ratios of 55 and 80, the increases were 23% and 24%, respectively. Thus, it can be concluded that more noticeable results were obtained from SFRCs with the fibre aspect ratio of 65. Along the fracture plane, the opening and propagation of the crack are controlled by the steel fibres. During the crack propagation some fibres are broken but some of them are pulled-out of the matrix. After completion of the splitting tests the fracture surfaces were examined. In most cases, the fibres with the aspect ratio of 65 (L/d= 65) did not break but were pulled out of the matrix. However, the fibre with the aspect ratio of 80 (L/d=80) were broken into two parts. The results obtained from the fibres with L/d=65 might be due to their larger cross section compared to that of fibres with L/d=80. The cylinder compressive strength of plain concrete used in this study was about 60 MPa, so for the steel fibres of L/d=80, the mechanical mismatch between steel fibres and concrete may have also played a role in this behaviour. For high strength concrete, high strength steel fibres with tensile strength of 2000 MPa are suggested.

Net bending strength increases as the fibre content increases. For the fibre aspect ratio of 55, an increase in the fibre content from 0 (i.e. normal concrete) to 50 kg/m³, resulted in an increase of 33.5% in net bending strength. For the fibre aspect ratios of 65 and 80, the improvements achieved were 56.5% and 100%, respectively.

The results show that the effect of fibre content and aspect ratio on fracture energy and characteristic length is very noticeable, because steel fibres improve the fracture properties significantly. The specific fracture energy increases as the fibre content increases. The SFRCs have high values of fracture energies and as a result high ductility; depending on their content and aspect ratios of their fibres. Their ductility is about more than 50 times greater than that of normal concrete. The increase in the fracture energy is caused by the fibre pull-out and fibre debonding during the fracture process. The reason for the increase in fracture energy with increasing fibre content and aspect ratio stems from the situation where great number of fibres forms a bridge on the crack and a more tortuous crack propagation occurs. As both aspect ratio and content of steel fibres were increased, the characteristic length, which is a measure of ductility of the mixture increased significantly. Hence, it can be concluded that the results obtained give a clear picture of how a quasi-brittle concrete transforms into ductile composite with the addition of steel fibres.

For improving the mechanical behaviour and fracture properties of SFRC with respect to aspect ratio and content of steel fibre, an optimum design is needed. For optimisation, three-level full factorial experimental design and Response Surface Method (RSM) were used. The three-level full factorial design for two independent variables (L/d and V_f) consists of $3^2=9$ experimental points. RSM is a promising approach for optimising SFRCs to meet several performance criteria such as minimum brittleness and/or minimum cost. The experimental design conducted by using RSM provides a thorough examination of the SFRC properties of interest over the selected ranges of fibre contents and aspect ratios. The selected ranges were $55 \leq L/d \leq 80$ and $20 \leq V_f \leq 50 \text{ kg/m}^3$. The additional limitations on the fibre properties given above were as follows: for $55 \leq L/d \leq 65$, $L = 3(L/d) - 135$ and the ranges of L and d were $30 \leq L \leq 60 \text{ mm}$ and $0.55 \leq d \leq 0.92 \text{ mm}$, respectively. For $65 \leq L/d \leq 80$, the limitations on L and d were: $L = 60 \text{ mm}$ and $0.75 \leq d \leq 0.92 \text{ mm}$, respectively.

Nine experimental data for each mechanical response (i.e., compressive strength (f_c'), splitting tensile strength (f_{st}), net bending strength (f_{net}), modulus of elasticity (E), fracture energy (G_F), and characteristic length (l_{ch})) of SFRC were fitted to a quadratic polynomial type of mathematical model which is written in terms of L/d and V_f by using analysis of variance (ANOVA) and by adjusting parameters until calculated values were in close agreement with the experimental values. The results showed that the predictive power of the polynomial regression model is satisfactory.

In this study, a multiobjective simultaneous optimisation technique is used to optimise SFRCs from the ductility point of view. A numerical optimization technique using desirability functions (d_j), which are defined for each response, was followed to optimize the responses considered simultaneously. Creating a single composite response (D) which is the geometric mean of the individual desirability functions solves the multiobjective optimisation problem. Using the experimental results, the splitting tensile strength (f_{st}), the characteristic length (l_{ch}) and the net bending strength (f_{net}) were maximised simultaneously at the minimum steel fibre content (V_f). Thus, optimal values for the design parameters (L/d and V_f) were found to minimise the brittleness of concrete. From the mechanical properties (f_{st} , l_{ch} and f_{net}) point of view, the optimal values of design variables obtained were as follows: steel fibre content of 50 kg/m^3 and aspect ratio of 76.44. When both the mechanical properties (f_{st} , l_{ch} and f_{net}) and the cost were optimised, the values of design variables obtained were 43.8 kg/m^3 for the fibre content and 75.87 for the aspect ratio. Furthermore, to obtain the SFRC mixtures that have maximum ductility and minimum cost, for the steel fibres used in the study ($L/d= 55, 65, \text{ and } 80$), the optimum steel fibre contents (V_f) were obtained as $45,5 \text{ kg/m}^3$, $44,1 \text{ kg/m}^3$ and $44,3 \text{ kg/m}^3$, respectively.

1. GİRİŞ

1.1 Giriş

Son yıllarda hem dünyada hem de Türkiye’de yüksek mukavemetli betonlara olan gereksinim giderek artmaktadır. 1960’lı yıllarda basınç dayanımı bakımından alt sınırı 40 MPa olarak tanımlanan yüksek mukavemetli betonun günümüzde 100 MPa’a kadar olanlarının rutin olarak üretilmesi artık söz konusudur, hatta 100 MPa ile 120 MPa basınç mukavemet değerine sahip betonlar birçok yapıda kullanılmıştır (Taşdemir ve diğ., 1995). Yapılan araştırmalarda basınç dayanımı 150 MPa’ı aşan yüksek dayanımlı betonların üretilebildiği bilinmektedir. Bu yüksek dayanımlı betonların yüksek katlı yapılarda, büyük açıklıklı köprülerde, yol ve hava limanlarında ve deniz yapılarında kullanımının giderek artacağı beklenmektedir. Ülkemizde Şubat 2000’de yürürlüğe giren Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları Standardı TS 500, 28 günlük silindir basınç dayanımı 50 MPa’a (C50) varan beton sınıflarını öngörmektedir. Ancak en yaygın olan beton sınıfları, C18, C20, C25 ve C30’dur. Yüksek yapılarda ise genelde C30 veya C35 sınıfları kullanılmaktadır. Buna karşın Eurocode 2’de normal beton sınıfları C80’e varmaktadır. Avrupa’da Almanya’nın öncülüğünde C60-C100 arasındaki beton sınıfları için yeni tasarım kodları geliştirilmektedir. Bu aralıktaki betonlar yüksek dayanımlı beton olarak kabul edilirler. Bu betonların normal dayanımlı betonlara göre olumsuz tarafı kırılma sırasında bağıl olarak az enerji yutmalarıdır. Yüksek ve ultra yüksek dayanımlı yalın betonlarda yutulan bağıl enerji düşük olduğundan bu malzemelere kısa kesilmiş çelik teller eklenerek sünek davranış elde edilmektedir. Bazı özel yapılarda tipik gevrek davranış gösteren yüksek dayanımlı betonların yerini sünekliği arttırılmış yüksek performanslı sahip yeni ultra yüksek dayanımlı betonların alması söz konusu olabilir (Dugat ve diğ., 1996; Matte ve Moranville, 1999; Bonneau ve diğ., 1997).

Bilindiği gibi Türkiye etkin bir deprem kuşağındadır. Bu sebepten betonun çatlaması, kırılması, kırılma parametrelerinin hem statik hem de dinamik halde saptanması

büyük önem taşımaktadır. Beton, yapı mühendisliğinde en yaygın kullanılan bir yapı malzemesi olduğundan yapı mühendisi malzemedeki çatlak oluşması ve yayılmasına etki eden faktörlerle ilgili bilgilere gereksinim duyar. Betonun kırılma davranışı 40 yıldan beri incelenmesine karşın Kırılma Mekanikliği betonarme yapıların projelendirilmesinde henüz kullanılamamaktadır. Çünkü yakın geçmişte yapılan araştırmalar Lineer Elastik Kırılma Mekanikliği (LEKM) yaklaşımına dayanmaktaydı, bu da betonda çatlak yayılmasını tam olarak tanımlamaktan uzak kalmaktadır. LEKM kullanarak kırılma tokluğunun (K_{IC}) saptamasında numune geometrisinin ve boyutunun önemli etkiye sahip olduğu gözlemlendi. Bunun sonucu olarak, gerilme şiddet çarpanının kritik değeri (veya kırılma tokluğu (K_{IC})) gibi bir parametrenin betona basitçe uygulanamayacağı gösterildi. Geleneksel Lineer Elastik Kırılma Mekanikliğinin (LEKM) betona uygulanamamasının esas nedeni ise betonda mevcut olan toklaşma mekanizmalarıdır (Taşdemir ve Karihaloo, 2001). Beton gibi heterojen bir malzemenin kırılma davranışını inceleyebilmek için birden fazla kırılma parametresini yani, sadece gerilme şiddet çarpanının kritik değeri değil, çatlak ucu açılma deplasmanının kritik değeri, kırılma enerjisi ve karakteristik boyu da elde etmek gerekmektedir. Betonun kırılma enerjisi ve karakteristik boy gibi kırılma parametreleri CEB-FIP Model Code 1990 (1991) tarafından hazırlanan model kodlarda da yer almakta ve tasarımda kullanılmaktadır.

LEKM çatlak ucunda gerilmenin sonsuzluğa gittiğini tahmin etse de, bu durum beton gibi yarı-gevrek bir malzemede mümkün değildir. Betonda makro çatlakın önünde elastik olmayan bir bölge vardır. Bu bölgedeki davranış ve betonun kırılma parametreleri ile gevrekliğinin saptanması için bilinen başlıca üç model vardır. Bunlar: a) Fiktif Çatlak Modeli (FÇM) (Hillerborg, 1977), b) Boyut Etkisi Modeli (Bazant, 1984) ve c) İki Parametrelili Modeldir (Jenq ve Shah, 1985). Herbir model gevrekliğin bir ölçüsünü verir. Özellikle, FÇM’de sunulan karakteristik boy (l_{ch}) yeni çimento esaslı kompozitlerinin mikro çatlaklara karşı tasarımında başarılı biçimde kullanılmaktadır (Bache, 1986). Karakteristik boy nominal dayanımı, kırılma modunu ve çatlak büyümesini (çatlak modelini) kontrol ettiğinden, beton karışımı tasarımında göz önüne alınması gerekir (Lange-Kornbak ve Karihaloo, 1998). Ayrıca, karakteristik boy arttıkça beton daha sünek davranış sergilemektedir. Buna karşın, uygulamada beton tasarımı, işlenebilirlik de göz önüne alınarak basınç dayanımı ilkesine göre yapılır ve betonun gevrekliği ihmal edilir.

Son yıllarda, bilgisayar ve deney tekniklerinde sağlanan büyük ilerlemeler ve teknolojik gelişmeler betonun ve benzeri yarı gevrek malzemelerin mekanik davranışının daha iyi anlaşılmasına olanak sağlamıştır. Bu yönde, betonun mikro yapısı ile mekanik davranışının birlikte incelenmesi önemli yararlar sağlayacaktır.

Agrega, beton hacminin yaklaşık %70'ni oluşturduğundan bu bileşen betonun kırılma davranışında önemli rol oynamaktadır. Buna karşın çoğu araştırmalar agreganın tipi, biçimi, maksimum boyutu, yüzeyinin pürüzlüğü, kimyasal ve mineral karışımı, özgül ağırlığı, su emmesi ve boşluk yapısı üzerine yoğunlaşmış olup betonun kırılma özelliklerine agrega konsantrasyonunun etkisi ile ilgili araştırmalar yeterli düzeyde değildir.

Çok gevrek bir malzeme olan sertleşmiş çimento hamuru hiçbir dış yükleme olmadan, plastik rötre sebebiyle kendi kendine dağılabilir. İnce ve iri agregaların çimento hamuruna eklenmesiyle rötre gerilmeleri azaltılmakta, oluşan harç ve betonun kırılma tokluğu artmaktadır. Agreganın konsantrasyonu betonun eğilme ve çekme özelliklerine önemli katkıda bulunmakta, özellikle karakteristik boy, kırılma enerjisi, tek eksenli çekme dayanımı ve elastisite modülü gibi mekanik özelliklerde belirgin iyileşmeler sağlamaktadır. Böylece, sertleşmiş çimento hamuru gibi gevrek bir malzeme agreganın konsantrasyonu arttıkça tedricen daha tok, rijit ve sünek bir kompozite dönüşmektedir.

Yalın beton, çekmede düşük taşıma kapasitesine ve yapısal çelikle karşılaştırıldığında çeliğin sahip olduğu çekme dayanımının sadece % 0,1 - % 1'i, kırılma tokluğunun ise % 0,2 - % 4'ne sahip çok gevrek bir malzeme olduğundan bazı uygulamalarda çelik tellerle donatılarak ona süneklik özeliği katılmaktadır. Geleneksel ÇTDB'lar çimento esaslı kompozit malzemeler olup rasgele yönlü ve üniform dağılımı kısa kesilmiş süreksiz çelik teller içermektedir. ÇTDB'ların performansına esasen çelik telin tipi, içeriği, narinliği, çekme dayanımı, beton içindeki dağılımı ve matris özellikleri etki etmektedir. Az bir miktardaki çelik telin betona katılmasıyla yüksek dayanımlı betonlarda görülen gevreklik sorunu en aza indirilebilmektedir. Çelik telin gevrek matrise eklenmesiyle malzemenin tokluğu, kırılma enerjisi, çekme dayanımı, eğilme dayanımı, çatlamaya karşı direnç, depreme karşı dayanıklılık ve süneklik gibi mekanik ve kırılma özelliklerinde de büyük artışlar sağlanmaktadır. Betonun çelik tellerle donatılmasından elde edilen esas kazanç ise yapının uzun süreli servis ömrüdür. Bununla birlikte, çelik teller betonun mekanik

özelliklerini belirgin biçimde artırmakla beraber onun maliyetini de artırmaktadır. Çok amaçlı optimizasyon yöntemleri ile bir optimum tasarım yapılarak mekanik özelliklerle birlikte maliyeti de kontrol etmek mümkündür. Halbuki, uygulamada yaygın olarak kullanılmakta olan deneme-yanılma yöntemi, yapı mühendisinin benzer tasarımlardan elde ettiği bilgilere dayanmaktadır.

1.2 Tez Çalışmasının Amacı

Tez çalışmasının esas amaçları aşağıdaki gibi sıralanabilir:

- Kapalı çevrimli deplasman kontrollü deney makinesi yardımıyla RILEM'in öngördüğü çentikli kiriş numunelerde mod I (açılma modu) halinde farklı agrega konsantrasyonuna sahip yalın betonların kırılma parametrelerini saptamak.
- Mikro yapı ile mekanik davranışı birlikte incelemek; farklı agrega konsantrasyonuna sahip yalın betonun kırılma enerjisi, tek eksenli çekme dayanımı ve elastisite modülünü mezo-mekanik bağıntılar kullanarak tahmin etmek ve deneysel olarak elde edilen değerlerle karşılaştırmak.
- Farklı çelik tel narinliği ve içeriğine sahip geleneksel ÇTDB'ların kırılma parametrelerini saptamak ve kiriş eğilme deneyinde bu iki etkenin ÇTDB'un tepe yükü sonrası davranışına etkisinin daha iyi anlaşılmasını sağlamak.
- Çelik tel narinliği ve içeriği aralıklarının belirlediği uygun bölgenin herbir noktasında ÇTDB'un mekanik özelliklerinin değerlerini güvenli tahmin edilebilmek.
- Bilgisayar destekli optimizasyon teknikleri kullanılarak; i) kırılma enerjisi veya sünekliğin bir ölçüsü olan karakteristik boy maksimum, ii) yarma çekme dayanımı, net eğilme dayanımı ve karakteristik boy aynı anda maksimum, başka bir deyişle gevreklik minimum, ve iii) yarma çekme dayanımı, net eğilme dayanımı ve karakteristik boy aynı anda maksimum, çelik tel içeriği ise minimum yapılacak biçimde optimum tasarımı gerçekleştirmek.

1.3 Tez Çalışmasının Ana Hatları

Tezin içeriği aşağıdaki gibi düzenlenmiştir:

Bölüm 2’de ilerideki bölümlerde yararlı olabilecek Kırılma Mekanik ve kırılma parametreleri ile ilgili kısaca bir tanımlama yapılmaktadır. Bu bölümde, öncelikle yalnız gevrek malzemeler için geçerli olan Lineer Elastik Kırılma Mekanik’nden, tipik bir gevrek malzeme olan sertleşmiş çimento hamurunun kırılma tokluğunun belirlenmesinden, daha sonra ise yarı-gevrek bir malzeme sayılan beton için doğrusal olmayan Kırılma Mekanik’nden ve betonun kırılma parametreleri ile gevrekliğinin saptanması için bilinen başlıca üç modelden biri sayılan Fiktif Çatlak Modeli’nden bahsedilmektedir. Daha sonra, RILEM 50-FMC Teknik Komitesi tarafından önerilen çentikli beton kiriş numuneler üzerinde yapılan üç noktalı eğilme deneyi ve kırılma enerjisinin belirlenmesi gözden geçirilmektedir. En sonda ise, mezo-mekanik modelleme ile hesaplanan karakteristik boy ve basınç dayanımının su/çimento oranı ve maksimum agrega boyutundaki değişime duyarlılığından bahsedilmekte, ve literatürdeki deneysel olarak elde edilen verilere dayanarak su/çimento oranı, maksimum agrega boyutu, ve basınç ve çekme dayanımlarının betonun kırılma parametrelerine etkisi ile ilgili bir inceleme yapılmaktadır.

Bölüm 3’de agrega konsantrasyonunun betonun kırılma parametrelerine etkisi araştırılmaktadır. Bu bölümün ilk kısmında, çimento hamuru, harç ve yalın beton gibi farklı çimento esaslı kompozit malzemelerde oluşan toklaşma mekanizmalarından, bu malzemelerdeki farklı kırılma süreçlerinin mikro yapısal yönden vurgulanması ve bu süreçler arası muhtemel etkileşimlerden bahsedilmektedir.

Bölümün ikinci kısmı agrega konsantrasyonunun betonun kırılma parametrelerine etkisi ile ilgili deneysel çalışmadan oluşmaktadır. 6 farklı karışımda su/çimento oranı ($w/c=0,316$), agrega granülometrisi ve maksimum agrega boyutu ($g=16$ mm) sabit tutulmakta, agrega konsantrasyonunu (V_{ag}) ise 0,00; 0,15; 0,30; 0,45; 0,60 ve 0,68 m^3/m^3 olarak (sertleşmiş çimento hamurundan normal betona doğru) değişmektedir. Betonun basınç dayanımı, yarma çekme dayanımı, net eğilme dayanımı, elastisite modülü, kırılma enerjisi ve karakteristik boy gibi mekanik ve kırılma özellikleri deneysel olarak elde edilmekte ve agrega konsantrasyonu ile değişimleri incelenmektedir.

Bölümün son kısmında ise Linear Elastik Kırılma Mekaniğinin geçerli olduğu SÇH'nun kritik gerilme şiddet faktörü (K_{IC}^{ch}) kiriş numunelerden bulunduktan sonra V_{ag} ve (K_{IC}^{ch})'ye bağlı olarak betonun etkin kırılma tokluğu uygun toklaşma mekanizmaları (çatlak körpülenmesi ve kapanı) ve mezo-mekanik bağıntılar ile hesaplanmaktadır. Daha sonra ise su/çimento oranı, çimento ve agrega ile bazı kabuller yapıp agrega konsantrasyonuna bağlı olarak betonun elastisite modülü; etkin kırılma tokluğu ve maksimum agrega boyutu kullanılarak betonun tek eksenli çekme dayanımı; elastisite modülü, Poission oranı, etkin kırılma tokluğu, agrega konsantrasyonu, maksimum agrega boyutu, agreganın yüzey alanı parametresi ve agrega-harç arayüzeyi kayma dayanımı gibi parametreler kullanılarak betonun kırılma enerjisi uygun mezo-mekanik bağıntılardan hesaplanmakta ve deneysel olarak elde edilen değerlerle karşılaştırılmaktadır.

Bölüm 4'ün ilk kısmında, öncelikle homojen dağılı ultra incelikteki taneleri içeren yoğunlaştırılmış sistemler (DSP), büyük kusurlarından arındırılmış (MDF) çimento, reaktif pudra betonları (RPB) gibi ultra yeni çimento esaslı kompozitler ve yüksek oranda çelik tel içeren çimento bulamacının (SIFCON) mekanik davranışı üzerine genel bir değerlendirme yapılmaktadır. Ayrıca, betonun evrimi kapsamında basınç dayanımı-su/çimento ilişkisi de verilmekte, normal dayanımlı beton (NDB), yüksek dayanımlı beton (YDB) ve reaktif pudra betonu (RPB), çelik tel donatılı beton (ÇTDB) ve SIFCON'a ait bazı mekanik özelliklerin karşılaştırılması da yapılmaktadır.

Bölümün ikinci kısmında ise, ÇTDB'ların tarihi, uygulama alanları, inşaat endüstrisinde ÇTDB'un yeri, betonun çelik tellerle güçlendirilmesi, ÇTDB'un mekanik davranışı, onun performansına etki eden çelik tel tipi (ankraj mekanizması), narinliği, içeriği ve çelik telin çekme dayanımı gibi etkenler, ÇTDB'ların yalın betona kıyasla sahip oldukları üstün özellikler ve çeşitli yapı elemanlarının üretiminde kullanılan ÇTDB'lar ele alınmaktadır. Bölümde son olarak, ASTM C1018 Standardı, Japon Standardı, Alman ve İskandinav Yöntemleri gibi kiriş deney yöntemlerinden bahsedilmekte, çelik tel narinliği ve içeriğinin ÇTDB'ların tokluğu, ilk çatlak değerleri, tokluk indisleri (I_5 , I_{10} ve I_{20}), kalıcı dayanım faktörleri ($R_{5,10}$ ve $R_{10,20}$) ve özgül kırılma enerjisi (G_F) üzerindeki etkisi incelenmektedir. Bu bölümde, ayrıca ÇTDB'ların kalıcı tokluk faktörlerine göre sınıflandırılması yapılmakta, çelik

tel narinliği ve içeriğinin tepe noktası sonrası davranış ve tokluktaki öneminden bahsedilmektedir.

Bölüm 5 elik tel donatılı betonlarla ilgili deneysel çalışmayı ve deney sonuçlarının optimizasyonunu içermektedir. Bölümün ilk kısmında öncelikle, ÇTDB kiriş, disk ve silindir numuneler üzerinde yapılan deneylerden bahsedilmekte, daha sonra ise elde edilen deney sonuçları değerlendirilmektedir. ÇTDB'larla ilgili deneysel çalışmada, imento dozajı, agrega konsantrasyonu ve su/imento oranı sabit tutulup normal betona üç farklı tel narinliği ($L/d = 55; 65; 80$) ve üç farklı tel içeriğinde ($V_f=20; 30; 50 \text{ kg/m}^3$) elik teller eklenerek betonun kırılma parametrelerine elik telin narinliği ve içeriğinin etkisi incelenmektedir. Bu yönde, ÇTDB'un basınç dayanımı, yarma çekme dayanımı, net eğilme dayanımı, elastisite modülü, özgül kırılma enerjisi ve karakteristik boy gibi mekanik ve kırılma özelikleri ile elik telin narinliği ve içeriği ilişkisi elde edilmektedir. Kiriş eğilme deneyinde tepe yükü sonrası davranışın elik telin narinliği ve içeriğinden önemli ölçüde etkilendiği ve bu iki faktörün malzemenin kırılma enerjisinde ve snekliliğinde önemli rol oynadığı görülmektedir.

Bölümün ikinci kısmında ise ÇTDB karışımının optimum tasarımı yapılmaktadır. Bunun için elik tel narinliği (L/d) ve tel içeriği (V_f) gibi iki faktör belirlenmekte, dzeyli iki faktörlü tam deneysel tasarım yapılmaktadır. Tepki Yüzey Yöntemi (TYYY) ile ÇTDB'un mekanik özelikleri (tepkiler) elik telin narinliğine ve içeriğine göre ikinci dereceli regresyon modelleriyle ifade edilmektedir. Herbir mekanik özeliğin tepki yüzey biçimini daha iyi tanımlamak için varyans analizi (ANOVA) ile anlamsız terimler modelden çıkartılmakta ve uygun model seçilmektedir. Böylece, L/d ve V_f 'in aralıklarının belirlediği uygun bölgenin herhangi bir noktasında herbir tepkinin değerleri tahmin edilebilmektedir. ÇTDB karışımının optimizasyonu için arzu edilirlilik fonksiyonunu (d_j) ve sayısal optimizasyon teknikleri ile çok amaçlı optimizasyon gerçekleştirilmektedir. Böylece, minimum gevrek beton karışımı elde etmek için yarma çekme dayanımı, net eğilme dayanımı ve karakteristik boy gibi mekanik özelikleri aynı anda maksimum yapılmaktadır. En iyi mekanik zeliklerle beraber maliyetin de göz önüne alınması ekonomiklik açısından önemli olduğundan sözü edilen mekanik özeliklerin aynı anda maksimum yapılmasıyla birlikte elik tel içeriği minimum yapılmaktadır.

En son bölümde (Bölüm 6) ise tez çalışmasında varılan genel sonuçlar verilmektedir.

2. BETONUN KIRILMA MEKANİĞİ VE KIRILMA PARAMETRELERİ

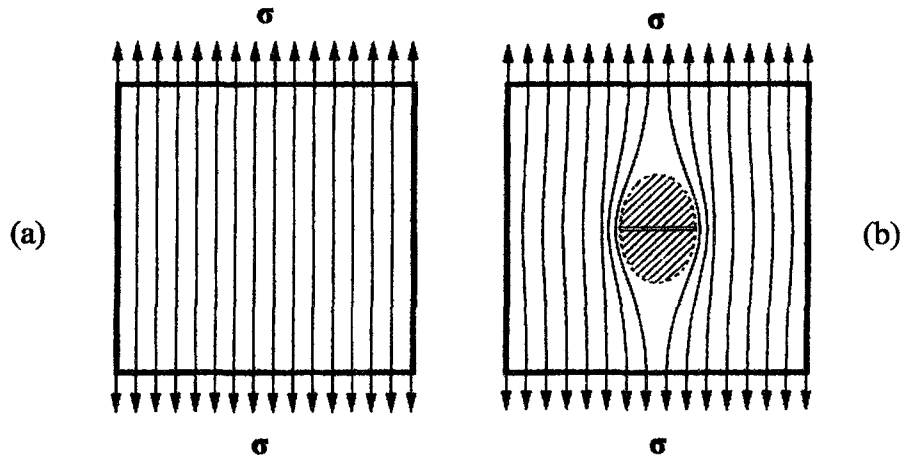
2.1 Giriş

Bilindiği gibi Türkiye etkin bir deprem kuşağındadır. Bu sebepten betonun çatlaması, kırılması, kırılma parametrelerinin hem statik hem de dinamik halde saptanması ülkemiz açısından büyük önem taşımaktadır. Betonun kırılma davranışının 40 yıldan beri incelenmesine karşın Kırılma Mekanikliği betonarme yapıların projelendirilmesinde henüz kullanılamamaktadır. Çünkü yakın geçmişte yapılan araştırmalar 1920'den beri mevcut olan Griffith (1920)'in Lineer Elastik Kırılma Mekanikliği (LEKM) yaklaşımına dayanmaktaydı, bu da betonda çatlak yayılmasını tam olarak tanımlamaktan uzak kalmaktadır. Son gelişmeler, LEKM kullanarak kırılma tokluğunun (K_{IC}) saptamasında numune geometrisinin ve boyutunun önemli etkiye sahip olduğunu ve bunun sonucu olarak da gerilme şiddet çarpanının kritik değeri gibi bir parametrenin betona basitçe uygulanamayacağını göstermektedir. Beton gibi heterojen bir malzemenin kırılma davranışını inceleyebilmek için birden fazla kırılma parametresini yani, sadece gerilme şiddet çarpanının kritik değerini değil, çatlak ucu açılma deplasmanının kritik değerini, kırılma enerjisi ve karakteristik boyu da elde etmek gerekmektedir. Betonun kırılma enerjisi ve karakteristik boyu CEB-FIP Model Code 1990 (1991) tarafından hazırlanan model kodlarda da yer almakta ve tasarımda kullanılmaktadır. Betonun kırılma parametreleri ile gevrekliğinin saptanması için bilinen başlıca üç model vardır. Bunlar: a) Fiktif Çatlak Modeli (FÇM) (Hillerborg, 1977), b) Boyut Etkisi Modeli (Bazant, 1984), c) İki Parametrelili Modeldir (Jenq ve Shah, 1985). Herbir model gevrekliğinin bir ölçüsünü verir. Özellikle, FÇM'deki karakteristik boy (l_{ch}) yeni çimento esaslı kompozitlerinin mikro çatlaklara karşı tasarımında başarılı biçimde kullanılmaktadır (Bache, 1986). Karakteristik boy nominal dayanımı, kırılma modunu ve çatlak büyümesini (çatlak modelini) kontrol ettiğinden, beton karışımının tasarımında göz önüne alınması gerekir. Bu bölümde önce, LEKM parametresi olan kırılma tokluğunun (K_{IC}) belirlenmesi, doğrusal olmayan Kırılma Mekanikliği, Fiktif Çatlak Modelinin betona uygulanması ve RILEM (1985)'in öngördüğü üç noktalı

eğilme deneyi ile çentikli kiriş numunelerden kırılma enerjisinin belirlenmesi gibi konular ele alınmaktadır. Daha sonra ise, mezo-mekanik modelleme ile hesaplanan karakteristik boy ve basınç dayanımının su/çimento oranı ve maksimum agrega boyutundaki değişime duyarlılığından bahsedilmekte, ve literatürdeki deneysel olarak elde edilen verilere dayanarak su/çimento oranı, maksimum agrega boyutu, basınç dayanımı ve çekme dayanımının betonun kırılma parametrelerine etkisi ile ilgili bir inceleme yapılmaktadır.

2.2 Lineer Elastik Kırılma Mekanikliği ve Kırılma Tokluğunun Belirlenmesi

1920'ye kadar sert gevrek malzemelerin teorik ve gerçek çekme dayanımları arasındaki büyük farklılığın olduğu bilinmemekteydi. Griffith (1920) ilk defa olarak gevrek bir malzemenin küçük çatlaklar ve diğer çatlığa benzer kusurlar içerdiğinden onun gerçek çekme dayanımının teorik olarak tahmin edilen değerinden oldukça düşük olduğunu gösterdi. Elastik gevrek malzemede çatlak uçlarında yüksek gerilme konsantrasyonu oluşmaktadır. Bu nedenle, malzemede gerilme üniform yayılmadan önce malzemenin çekme dayanımı aşılmaktadır. Şekil 2.1'de elastik gevrek bir malzeme olan camdan hazırlanmış levhada bu durum daha açık görülebilir. Şekil 2.1a'da gösterilen çatlak içermeyen levhada gerilme akımı düz ve yükleme yönüne paraleldir. Çatlak içeren bir levhada ise gerilme akımı çatlak kenarından geçmek zorunda kalarak çatlak ucunda gerilme konsantrasyonunun artmasına, çatlakın alt ve üst yüzlerinde ise gerilme gevşemesine (taranmış alan) neden olmaktadır (Şekil 2.1b) (Karihaloo, 1995).



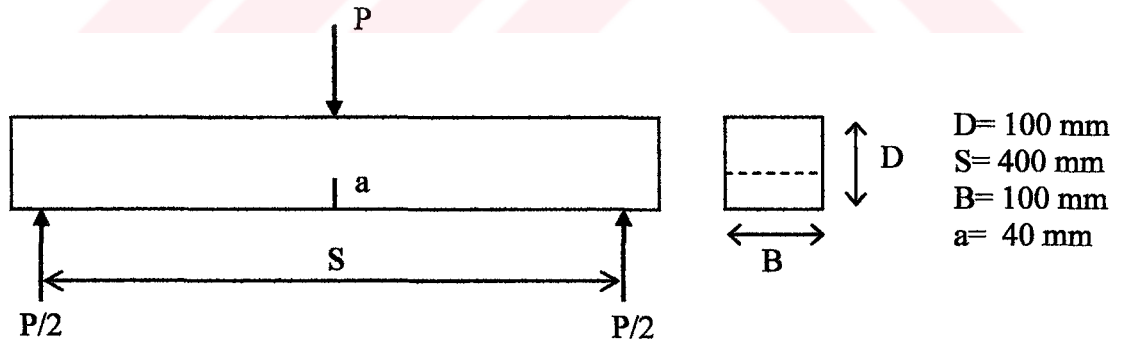
Şekil 2.1. İnce cam levhada üniform tek eksenli çekme altında gerilme akımı hatları: (a) çatlamamış levha ve (b) çatlamış levha (Karihaloo, 1995).

Gevrek kırılmayı tanımlamak için sadece bir malzeme parametresine - kırılma tokluğuna (K_{IC}) gerek vardır. Malzemenin kırılma tokluğu önceden çatlak içeren farklı geometrilere sahip numunelerden belirlenebilmektedir. Bunlardan en ekonomik, sade ve yaygın olanı Şekil 2.2’de gösterilen çentikli kiriş numunelere uygulanan üç noktalı eğilme deneyidir. Çatlak yayılmaya başlayıncaya kadar kiriş numuneye yük uygulanmakta ve maksimum yük elde edildikten sonra K_{IC} hesaplanmaktadır (Karihaloo, 1995). LEKM tipik bir gevrek malzeme olan sertleşmiş çimento hamuru (SÇH)’na uygulanabilmekte ve onun kırılma tokluğu (K_{IC}) ise $0,2 < \frac{a}{D} < 0,6$ için denklem (2.1) veya (2.2)’deki gibi hesaplanmaktadır:

$$K_{IC} = \frac{3PS}{2BD^{3/2}} \left[1,93 \left(\frac{a}{D} \right)^{1/2} - 3,07 \left(\frac{a}{D} \right)^{3/2} + 14,53 \left(\frac{a}{D} \right)^{5/2} - 25,11 \left(\frac{a}{D} \right)^{7/2} + 25,8 \left(\frac{a}{D} \right)^{9/2} \right] \quad (2.1)$$

K_{IC} , eğilme dayanımı ($\sigma_{eg} = \frac{3}{2} \cdot \frac{PS}{BD^2}$) cinsinden ise denklem (2.2)’deki gibi ifade edilebilir:

$$K_{IC} = \sigma_{eg} \sqrt{a} \left[1,93 - 3,07 \left(\frac{a}{D} \right) + 14,53 \left(\frac{a}{D} \right)^2 - 25,11 \left(\frac{a}{D} \right)^3 + 25,8 \left(\frac{a}{D} \right)^4 \right] \quad (2.2)$$



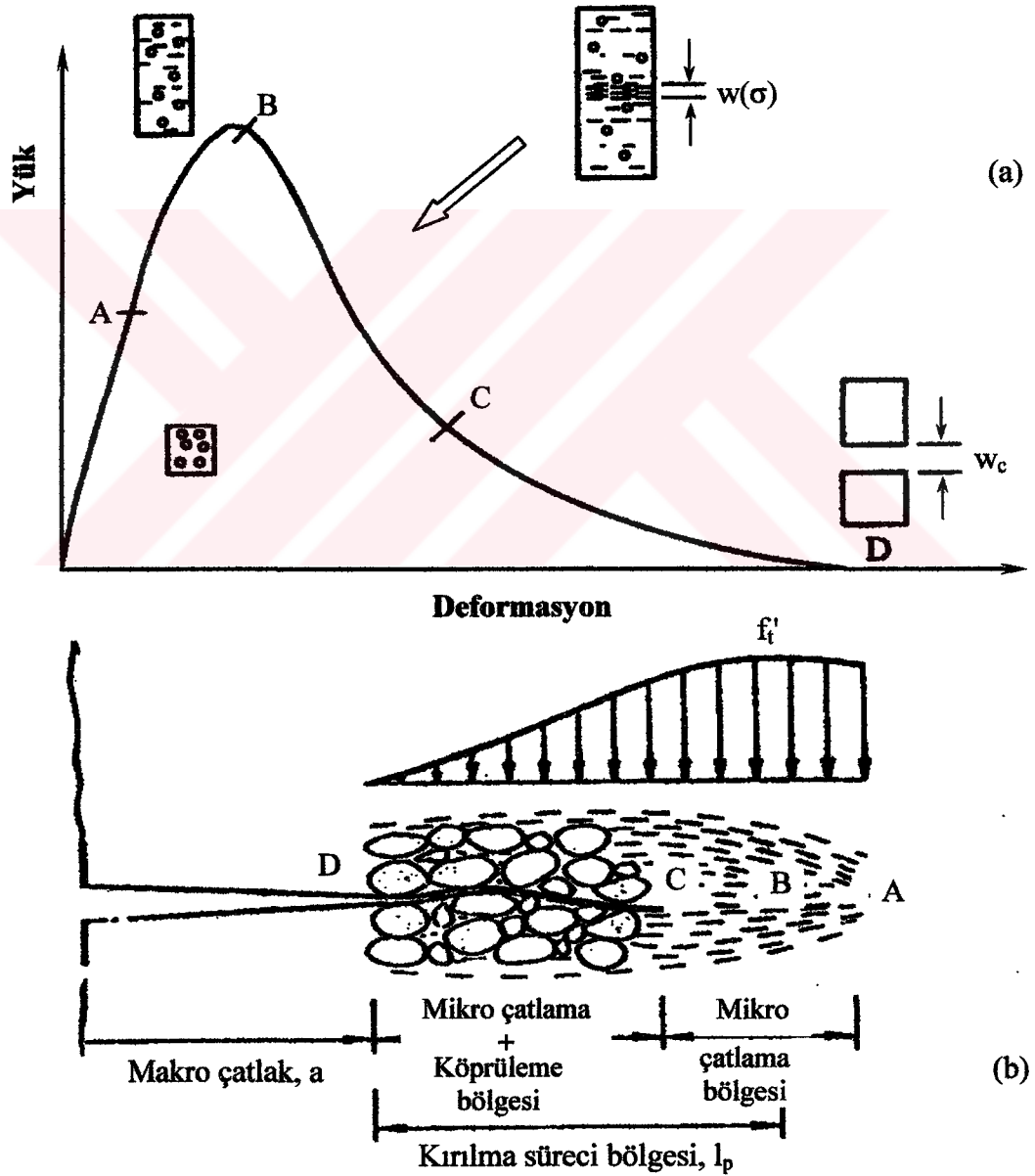
Şekil 2.2. Kırılma tokluğunun çentikli kiriş numunelerden belirlenmesi: Üç noktalı eğilme deney düzeneği (Karihaloo, 1995).

Denklem (2.1), (2.2) ve Şekil 2.2’de B, D, S, a, P ve σ_{eg} sırasıyla, kiriş numunenin genişliği, derinliği, mesnet açıklığı, çentik uzunluğu, maksimum yük ve eğilme dayanımıdır.

1950-1960’lı yıllarda LEKM’nin betona uygulanması denemelerinde başarısız olunmuştur. Bu yönde yapılan kapsamlı araştırmaların tümü, çimento esaslı kompozit malzemelerin gerçekte farklı davrandığını ortaya çıkarmıştır (Alaee, 2002).

2.3 Doğrusal Olmayan Kırılma Mekanikliği

Beton davranışının LEKM'in tahmininden sapmasına esas sebep betonda önceden varolan çatlak veya çentik önünde geniş kırılma süreci bölgesinin oluşumudur. Bu bölgede, çimento esaslı malzeme mikro çatlamlar nedeniyle tedricen yumuşama davranışı göstermektedir. Yumuşama davranışı gösteren örnek Şekil 2.3a'da, tek eksenli çekme yükü uygulanan çentikli beton numunenin yük-deformasyon eğrisinde şematik olarak gösterilmektedir.



Şekil 2.3. (a) Önceden çatlak içeren beton numunenin çekmede tipik yük-deformasyon eğrisi ve (b) makro çatlak önünde kırılma süreci bölgesi (Karihaloo, 1995).

Şekil 2.3a'dan görüldüğü üzere, çimento esaslı malzemeler çekme kapasitesine ulaşmadan önce şekil değiştirme sertleşmesi (AB bölgesi), tepe noktasına ulaşıldıktan sonra ise şekil değiştirme yumuşaması davranışı sergilemektedir, yani azalan çekme taşıma kapasitesiyle deformasyon artmaktadır (BCD bölgesi). Şekil 2.3a'daki yumuşama eğrisinde yerelleşme ve uzama bölgesi (BC) mikro çatlaklardan, diğer taraftan uzama ve süreklilik bölgesi (CD) ise agrega kilitlenmesi ve diğer sürtünme etkilerinden dolayı meydana gelmektedir (Şekil 2.3b). Bu tip davranış gösteren malzemelere yarı-gevrek malzemeler denir.

Kırılma süreci bölgesi (l_p) sadece çatlak önündeki şekil değiştirme yumuşaması bölgesinde (BCD), bazen de lineer olmayan bölgeye de kapsayan bölgede (BA) oluşmaktadır (Şekil 2.3b). Kırılma süreci bölgesinin kabaca tahmini aşağıdaki gibi yapılabilir (Karihaloo, 1995):

$$l_p \approx \frac{G_F E}{f_t'^2} \quad (2.3)$$

Burada, G_F , E ve f_t' sırasıyla, malzemenin kırılma enerjisi, elastisite modülü ve tek eksenli çekme dayanımıdır.

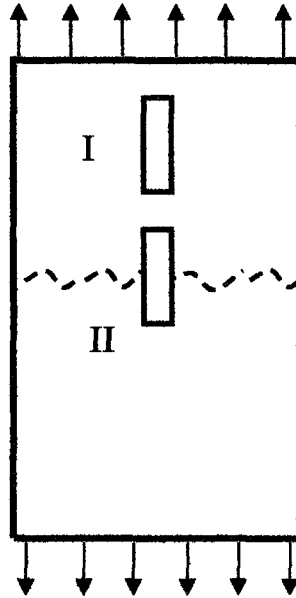
Çimento esaslı malzemeler ile camın kırılma süreci bölgesi (l_p) değerlerinin karşılaştırılması Tablo 2.1'de yapılmaktadır. Kırılma süreci bölgesinin uzunluğu ile ilgili yapılan bu karşılaştırma oldukça bilgilendirici olup, LEKM'nin sadece cam ve çimento hamuru gibi malzemelere uygulanabileceğinin nedeni daha iyi anlaşılmaktadır.

Tablo 2.1. Kırılma süreci bölgesinin tipik değerleri (Karihaloo, 1995).

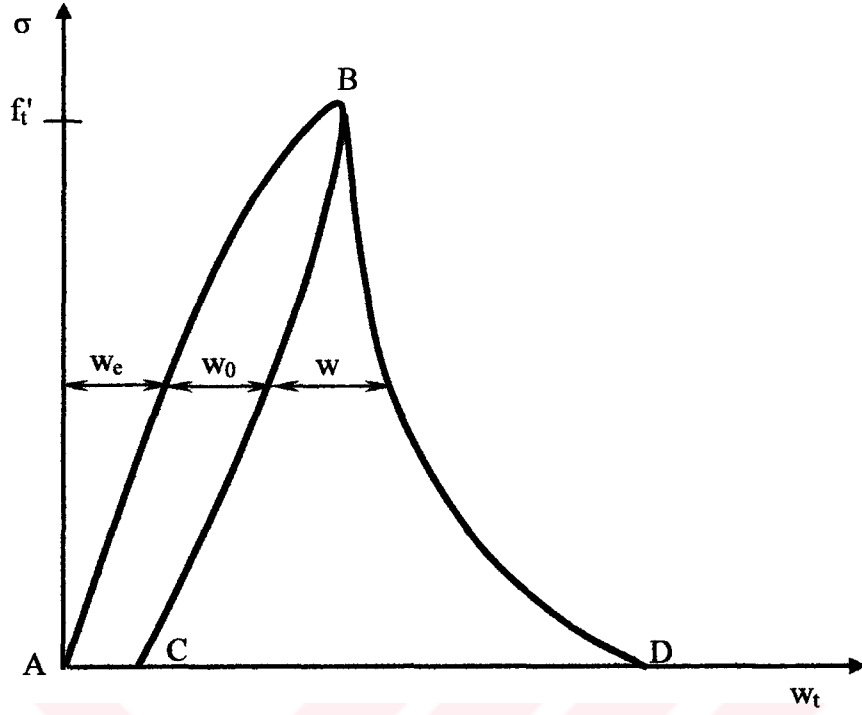
| Malzeme | l_p , mm | Kaynak |
|--|------------|--------------------------------|
| Cam | 10^{-6} | Bache (1986) |
| Silis dumanı ile yoğunlaştırılmış çimento hamuru | 1 | Bache (1986) |
| Sertleşmiş çimento hamuru | 5 -15 | Hillerborg (1983) |
| Harç | 100-200 | Hillerborg (1983) |
| Yüksek dayanımlı beton (50 -100 MPa) | 150-300 | Hilsdorf ve Brameshuber (1991) |
| Normal dayanımlı beton | 200-500 | Hillerborg (1983) |
| Baraj betonu (Maksimum agrega boyutu = 38 mm) | 700 | Brühwiler ve diğ.(1991) |

2.3.1 Fiktif Çatlak Modeli (FÇM)

Beton için ilk doğrusal olmayan Kırılma Mekanik teorisi olan Fiktif Çatlak Modeli (FÇM) Hillerborg ve diğ. (1976) tarafından önerildi. Betonun kırılma enerjisinin belirlenmesi, FÇM’de sunulan şekil değiştirme yumuşaması kavramına dayanmakta olup, detaylı olarak Hillerborg (1977) ve Hillerborg (1978) kaynaklarında verilmektedir. Bu model, tek eksenli çekmede yerleşmiş mikro çatlakların başlangıcından (şekil değiştirme yerleşmesinden) dolayı tepe noktası sonrası gerilme-şekil değiştirme ilişkisinin yegane olmadığını, ölçü aygıtının konumu ve uzunluğuna bağlı olduğunu vurgulamaktadır. Bu nedenle, söz konusu model yerleşme bölgesinin iç ve dış kısmında malzeme davranışındaki farkı ortaya koymaktadır. Yerleşme bölgesi “kırılma süreci bölgesi” terimi anlamına da gelmektedir. Şekil 2.4’de şematik olarak tek eksenli çekme deneyine tabi tutulmuş bir beton numune verilmektedir. Numune üzerinde yerleşme bölgesinin dışına I ölçü aygıtı, yerleşme bölgesine ise II ölçü aygıtı yerleştirilmiştir. Şekil 2.5’de, yerleşme bölgesinin dışındaki I ölçü aygıtı ile ölçülen gerilme-deformasyon eğrisi ABC eğrisi ile, yerleşme bölgesindeki II ölçü aygıtı ile ölçülen gerilme-deformasyon eğrisi ise ABD eğrisi ile gösterilmektedir. Betonun kırılmasını modellemek için fiktif çatlak kullanıldığında çatlak yayılması için gereken enerji sarfı tamamen kohezif gerilme-çatlak açılması eğrisi $\sigma(w)$ ile tanımlanabilir.



Şekil 2.4. Tek eksenli çekme deneyi uygulanmış beton numune.

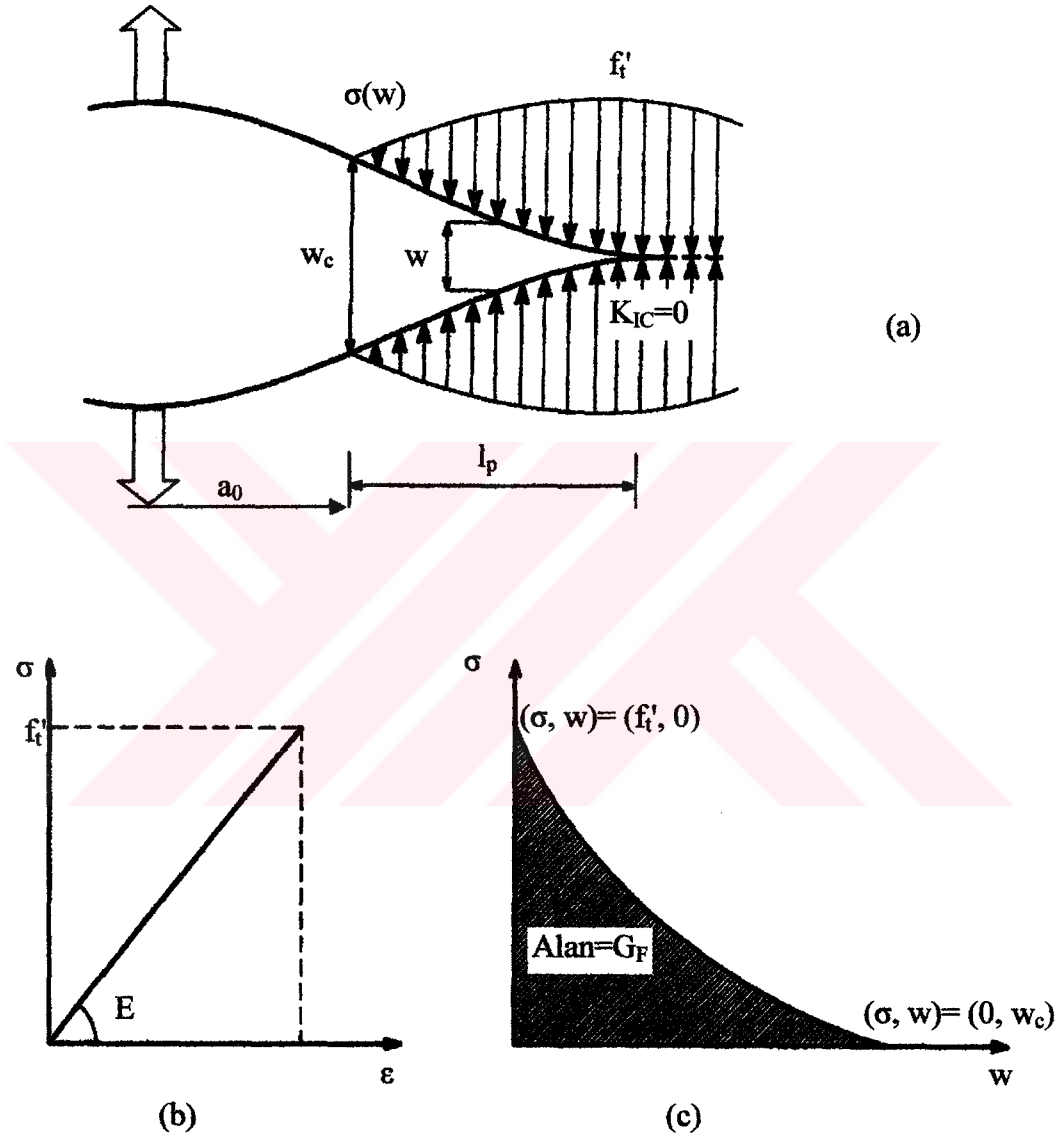


Şekil 2.5. I ve II ölçü aygıtları ile kaydedilen gerilme-deformasyon eğrileri (ABC ve ABD) (Lange-Kornbak ve Karihaloo, 1999).

FÇM'ye göre mevcut çatlak önündeki kırılma süreci bölgesi nedeniyle şekil değiştirme yumuşaması davranışı sergilenmekte ve kapanan gerilme çatlak yüzeyleri tedricen birbirine yaklaşarak çatlak ucunda gerilme şiddet çarpanı $K_{IC}=0$ 'a eşit olmaktadır. K_{IC} 'nin yok olması ile kırılma süreci bölgesinin boyutu belirlenmektedir. Kırılma süreci bölgesinde kapanan gerilmeler sabit olmayıp kapanan gerilmeler dağılımı $\sigma(w)$ fiktif çatlak yüzlerinin açılmasına (w) bağlıdır. Şekil 2.6a'dan görüldüğü gibi, bu gerilmeler makro çatlağın ucunda sıfırdan başlayarak fiktif çatlağın ucunda malzemenin tek eksenli çekme dayanımının (f_t') tamamına ulaşmaktadır. Malzeme davranışı fiktif çatlağın önünde lineer (Şekil 2.6b), kırılma süreci bölgesinde ise şekil değiştirme yumuşaması davranışı göstermektedir. Şekil 2.6c'de yerleşme bölgesinde oluşan tepe noktası sonrası (σ, w) şekil değiştirme yumuşaması ilişkisi gösterilmektedir. Yerleşmenin başlangıcına $(\sigma, w) = (f_t', 0)$, makro çatlağın büyümesine ise $(\sigma, w) = (0, w_e)$ noktası uygun gelmektedir. FÇM'de kırılma enerjisi (G_F) birim çatlak alanının yuttuğu maksimum enerji olarak varsayılmakta ve $(\sigma, w_t - w_0 - w_e) = (\sigma, w)$ eğrisinin altında kalan alana (Şekil 2.5) veya $\sigma(w)$ eğrisi altında kalan alana (Şekil 2.6c) eşit olup, denklem (2.4)'deki gibi hesaplanmaktadır (Lange-Kornbak ve Karihaloo, 1999):

$$G_F = \int_{\sigma=f_t'}^{\sigma=0} w(\sigma) d\sigma \equiv \int_{w=0}^{w=w_c} \sigma(w) dw \quad (2.4)$$

Burada, f_t' ve w_c sırasıyla, tek eksenli çekme dayanımı ve kritik çatlak ağzı açılmasıdır.



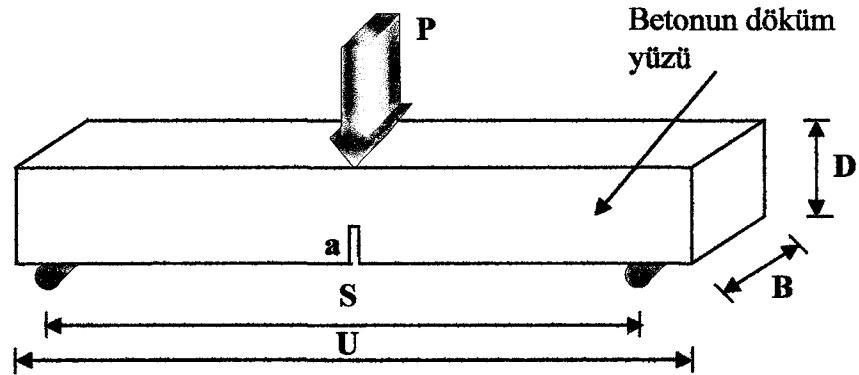
Şekil 2.6. Fiktif Çatlak Modeli: (a) Makro çatlak önünde fiktif çatlak, (b) fiktif çatlak önünde malzeme davranışı (lineer), (c) kırılma süreci bölgesinde malzeme davranışı (şekil değiştirme yumuşaması) (Karihaloo, 1995).

f_t' ve G_F gibi iki bağımsız malzeme parametresi bilirse beton bir yapının tam kırılma süreci bölgesi tanımlanabilir. Çekme şekil değiştirme yumuşaması eğrisinin biçimi G_F 'in hesaplanmasında önemli etkiye sahiptir. FÇM pratik olduğu için beton yapıların sonlu elemanlar analizinde kapsamlı biçimde kullanılmaktadır (Karihaloo, 1995). Petersson (1980) ve Hillerborg (1983) G_F 'in belirlenmesi için sade bir

yaklaşım, RILEM - Réunion Internationale des laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions (The International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures) (1985) tarafından da standart deney yöntemi olarak kabul edilen, çentikli kiriş numune üzerinde üç noktalı eğilme deneyini önerdiler.

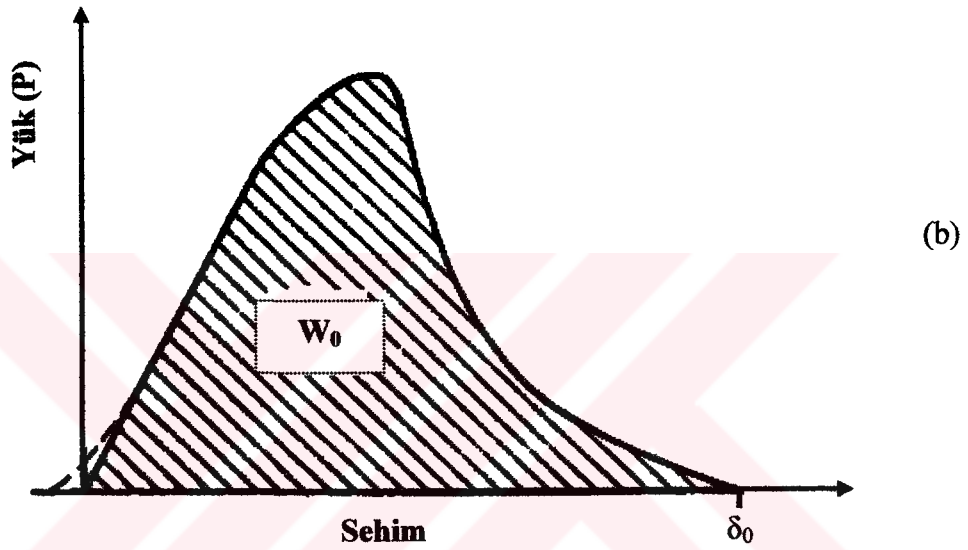
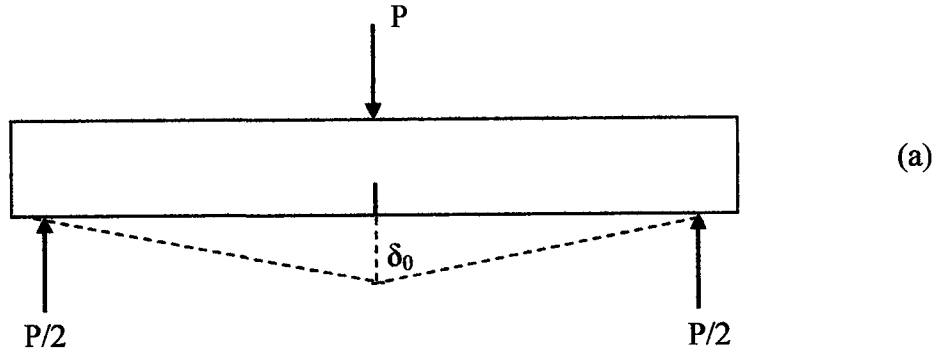
2.4 Üç Noktalı Eğilme Deneyi ve Kırılma Enerjisinin Belirlenmesi

Birim alan başına çatlak oluşturmak için gereken enerji miktarı malzemenin kırılmaya karşı direncini belirler. Çentikli bir beton numune üzerinde eğilme veya çekme deneyi yapıldığında numune iki parçaya ayrılıncaya kadar yapılan iş, harcanan toplam enerjiyi verir ve bu enerjinin yayılan çatlak için harcadığı varsayılır. Çatlak alanı, esas çatlak yönüne paralel doğrultuda düzlem üzerindeki izdüşümü alanıdır (RILEM, 1985; Hillerborg, 1985a). Yapılan işin ve çatlak alanının saptanması ile malzemenin kırılmaya karşı olan direnci veya kırılma enerjisi (G_F) bulunabilir. Kırılma enerjisinin saptanması için RILEM 50-FMC Teknik Komitesi (1985) tarafından standart deney yöntemi olan çentikli harç veya beton kiriş numuneler üzerinde üç noktalı eğilme deneyi kabul edildi (Şekil 2.7). G_F , yük-sehim eğrisi altında kalan alanın hesaplanmasıyla elde edilir (Şekil 2.8). G_F bir malzeme sabiti değildir ve kiriş derinliğindeki artma ile arttığı, çentik derinliğindeki artma ile azaldığı bilinmektedir. Elde edilen kırılma enerjisi değerlerinin, LEKM kullanılarak hesaplanan değerlerden fazla olduğu görülmüştür (Nallathambi ve diğ., 1984).



Şekil 2.7. Çentikli kiriş numune üzerinde RILEM'in öngördüğü üç noktalı eğilme deney düzeneği (RILEM, 1985; Hillerborg, 1985a).

Burada, B, D, U, S, a ve P sırasıyla, kiriş numunenin genişliği, derinliği, uzunluğu, mesnetler arası açıklığı, çentik uzunluğu ve maksimum yüküdür.



Şekil 2.8. Tipik bir çentikli kiriş numuneye uygulanan yük ve elde edilen açıklığının ortasındaki sehim (a), ve yük-sehim eğrisinin şematik gösterimi (b) (RILEM, 1985).

Kırılma enerjisi denklem (2.5)'deki gibi hesaplanmaktadır:

$$G_F = \frac{W_0 + m \frac{S}{U} g \delta_0}{A_{etkin}} \quad (\text{N/m veya J/m}^2) \quad (2.5)$$

Burada, W_0 , m , g , δ_0 ve A_{etkin} sırasıyla, yük-sehim eğrisi altında kalan alan, kiriş numunenin ağırlığı, yer çekimi ivmesi ($g=9,81 \text{ m/sn}^2$), kirişin göçme anında açıklığının ortasındaki sehim, ve etkin kesit alanıdır ($A_{etkin} = (D-a) \cdot B$).

Şekil 2.7'de de şematik olarak gösterildiği gibi, kiriş açıklığının ortasından elmas testere ile kesilerek çentik açılmaktadır. Böylece, çatlak yayılmasının yükün uygulandığı yönde genişlemesi sağlanmakta ve betonun çatlağa duyarlılığı ölçülebilmektedir. Standardın önerdiği etkin kesit $50 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$ 'dir. Bununla birlikte, agrega harç temas yüzeyinin etkisini daha iyi belirlemek için bu kesit genişletilerek $60 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$ olarak da seçilebilmektedir (Taşdemir, 1995).

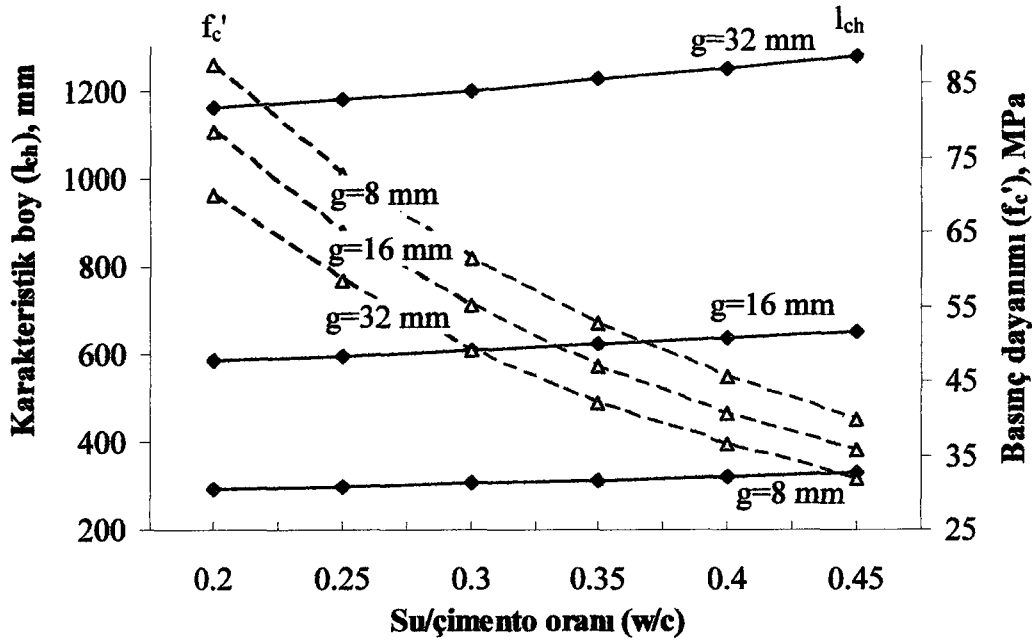
2.5 Betonun Kırılma Parametrelerine Etki Eden Esas Etkenler

Betonun kırılma parametrelerine etki eden esas etkenler su/çimento oranı, maksimum agrega boyutu, agrega tipi ve agrega konsantrasyonu sayılabilir.

Lange-Kornbak ve Karihaloo (1996), basınç dayanımı, elastisite modülü, tek eksenli çekme dayanımı, kırılma enerjisi ve karakteristik boy gibi mekanik özellikler ile su/çimento oranı, maksimum agrega boyutu ve iri ve ince agregaların hacim oranı gibi mikro yapısal parametreler arasında ilişkiyi ifade eden mezo-mekanik bağıntılara dayanarak, “uygun yön” ve “altın kesitler” yöntemleri kullanan ardıl doğrusal programlama ile beton karışımlarının optimum tasarımını yaptılar. Böylece, optimum su/çimento oranı, maksimum agrega boyutu ve iri ve ince agregaların hacim oranı bileşeni elde edildi. Bayramov ve diğ. (2001) tarafından ise basınç dayanımı ve karakteristik boy gibi özelliklerin su/çimento oranı, maksimum agrega boyutu ve agrega konsantrasyonundaki değişime duyarlılığını belirlemek için aynı mezo-mekanik bağıntılar, ancak “Altın kesitler” ve “Aralığın ikiye bölünmesi” gibi farklı optimizasyon yöntemleri kullanılarak optimum çözüm elde edildi. Mezo-mekanik bağıntılara dayanarak yapılan incelenmeden varılan sonuçların literatürde mevcut olan deneysel çalışmalarda elde edilen sonuçlarla uyum içerisinde olduğu görüldü.

2.5.1 Su/çimento Oranının Betonun Kırılma Parametrelerine Etkisi

Basınç dayanımı ve karakteristik boyun su/çimento oranına duyarlılığı Şekil 2.9’da incelenmektedir. Bu şekilden görüldüğü üzere su/çimento oranındaki (w/c) artma ile betonun gevrekliğinin bir ölçüsü olan karakteristik boy (l_{ch}) artış göstermekte, basınç dayanımı (f'_c) ise azalmaktadır. Aynı şekilden karakteristik boyun su/çimento oranına az duyarlı olduğu, basınç dayanımının ise beklendiği gibi su/çimento oranından fazla etkilendiği de görülmektedir. Maksimum agrega boyutunun 8 mm’den 32 mm’e kadar artmasıyla birlikte karakteristik boyda belirgin artış olduğu, buna karşılık basınç dayanımında ise hafif azalma olduğu görülmektedir. Böylece, beton basınç dayanımının değişimi karakteristik boyun değişimi ile ters orantılıdır.



Şekil 2.9. Karakteristik boy ve basınç dayanımının su/çimento oranındaki değişime duyarlılığı (Bayramov ve diğ., 2001).

Su/çimento oranının betonun kırılma parametrelerine etkisi ile ilgili literatürden derlenen deneysel veriler Tablo 2.2'de verilmektedir. Bu tablo agrega tipi, su/çimento oranı, maksimum agrega boyutu ve bağlayıcı (çimento (Ç), silis dumanı (SD) ve fırın cürufu (FC)) karışım oranı gibi etkenler ve basınç dayanımı, çekme dayanımı, kırılma enerjisi, elastisite modülü, ve karakteristik boy gibi mekanik özelliklerle alındığı kaynağı gösteren sütunlardan oluşmakta, 65 karışıma ait veriler 21 seri olarak gruplandırılmaktadır. Herbir serideki karışımlarda agrega tipi, maksimum agrega boyutu ve bağlayıcı karışım oranı sabit olup sadece su/çimento oranı değişmekte ve bu etkenin söz konusu mekanik özelliklere etkisi incelenmektedir. Tablo 2.2'den görüldüğü üzere, genelde su/çimento oranının artması ile kırılma enerjisi (G_F) azalmakta, karakteristik boy (l_{ch}) ise artmaktadır. Basınç dayanımı, elastisite modülü ve çekme dayanımında ise belirgin bir azalma görülmektedir.

Tablo 2.2. Su/çimento oranının betonun kırılma parametrelerine etkisi.

| Seri no. | Agrega tipi | w/c | g, mm | Bağlayıcı (%) | | f _c ', MPa | f _t , MPa | G _F , N/m | E, GPa | l _{ch} , mm | Kaynak | |
|----------|-----------------|-------|-------|---------------|-----|-----------------------|----------------------|----------------------|--------|----------------------|-----------------------------------|-------------------------|
| | | | | Ç | SD | | | | | | | |
| 1 | Kırmataş | 0,23 | 10 | 90 | 10 | 103 | 4,9 | 61 | 38 | 120 | Zhou ve diğ. (1995) | |
| | | 0,32 | | | | 81 | 3,4 | 82 | 30 | 210 | | |
| 2 | Kırmataş | 0,23 | 20 | 90 | 10 | 115 | 4,2 | 75 | 39 | 170 | | |
| | | 0,32 | | | | 91 | 3 | 73 | 36 | 290 | | |
| 3 | Çakıl | 0,23 | 10 | 90 | 10 | 102 | 5,1 | 105 | 36 | 150 | | |
| | | 0,32 | | | | 85 | 3,4 | 114 | 34 | 330 | | |
| 4 | Kırmataş | 0,23 | 10 | 85 | 15 | 104 | 5,1 | 60 | 36 | 80 | | |
| | | 0,32 | | | | 93 | 3,6 | 71 | 39 | 210 | | |
| 5 | Kırmataş | 0,23 | 20 | 85 | 15 | 115 | 5,1 | 116 | 39 | 170 | | |
| | | 0,32 | | | | 100 | 3,5 | 93 | 37 | 280 | | |
| 6 | Çakıl | 0,23 | 10 | 85 | 15 | 104 | 5 | 132 | 35 | 180 | | |
| | | 0,32 | | | | 87 | 4,5 | 137 | 32 | 220 | | |
| 7 | Granit | 0,3 | 20 | 100 | 0 | 86,6 | 5,1 | 195 | 41,4 | 310 | | Giaccio ve diğ.(1993) |
| | | 0,4 | | | | 70,8 | 4,1 | 175 | 40 | 415 | | |
| | | 0,75 | | | | 22,7 | 2,3 | 135 | 28,8 | 735 | | |
| 8 | Granit kırmataş | 0,3 | 19 | 100 | 0 | 74,6 | 5,7 | 215 | 48,4 | 310 | Giaccio ve Zerbino (1998) | |
| | | 0,5 | | | | 30,1 | 3,8 | 165 | 39,1 | 445 | | |
| 9 | Kuars kırmataş | 0,3 | 19 | 100 | 0 | 79,4 | 5,0 | 135 | 38,8 | 210 | | |
| | | 0,5 | | | | 33,1 | 3,0 | 130 | 33 | 475 | | |
| 10 | Silisli çakıl | 0,3 | 19 | 100 | 0 | 61,4 | 4,3 | 170 | 49,7 | 455 | | |
| | | 0,5 | | | | 29,6 | 2,8 | 140 | 46,4 | 830 | | |
| 11 | Nehir çakılı | 0,3 | 19 | 100 | 0 | 60,9 | 4,6 | 180 | 45,5 | 385 | | |
| | | 0,5 | | | | 31,0 | 3,2 | 140 | 43 | 590 | | |
| 12 | Çakıl | 0,20 | 14,9 | 100 | 0 | 73,1 | 4,3 | 146 | 35,8 | 282 | Lange-Kornbak ve Karihaloo (1999) | |
| | | 0,23 | 32 | | | 65,1 | 4,8 | 203 | 34,2 | 306 | | |
| | | 0,307 | | | | 50,5 | 3,9 | 198 | 27,6 | 358 | | |
| | | 0,428 | | | | 29,7 | 3,1 | 233 | 22,4 | 542 | | |
| 13 | Çakıl | 0,40 | | 10 | 100 | 0 | 58,9 | 4,2 | 65 | 24,5 | 90 | Malvar ve Warren (1988) |
| | | 0,55 | 33,1 | | | | 3,5 | 72 | 19,7 | 116 | | |
| | | 0,60 | 29,0 | | | | 3,1 | 76 | 21,7 | 172 | | |
| 14 | Çakıl | 0,45 | 20 | 100 | 0 | 50,3 | - | 104 | 32,4 | - | Shinohara ve diğ. (1991) | |
| | | 0,55 | | | | 39,2 | - | 98 | 28,7 | - | | |
| | | 0,65 | | | | 29,4 | - | 81 | 28,5 | - | | |
| 15 | Çakıl | 0,30 | 15 | 100 | 0 | 88,3 | 4,1 | 140 | 33,4 | 273 | Phillips ve Binsheng (1993) | |
| | | 0,35 | | | | 78,3 | 3,9 | 135 | 32,9 | 288 | | |
| | | 0,40 | | | | 60,4 | 3,5 | 109 | 32,6 | 292 | | |
| | | 0,50 | | | | 51,1 | 3,2 | 96 | 32,2 | 309 | | |
| | | 0,60 | | | | 38,5 | 2,9 | 91 | 31,1 | 320 | | |

Ç : Çimento, SD : Silis dumani, w/c : Su/çimento oranı, g : Maksimum agregat boyutu, E : Elastisite modülü, f_c' : Basınç dayanımı, f_t : Çekme dayanımı, G_F : Kırılma enerjisi, l_{ch} : Karakteristik boy

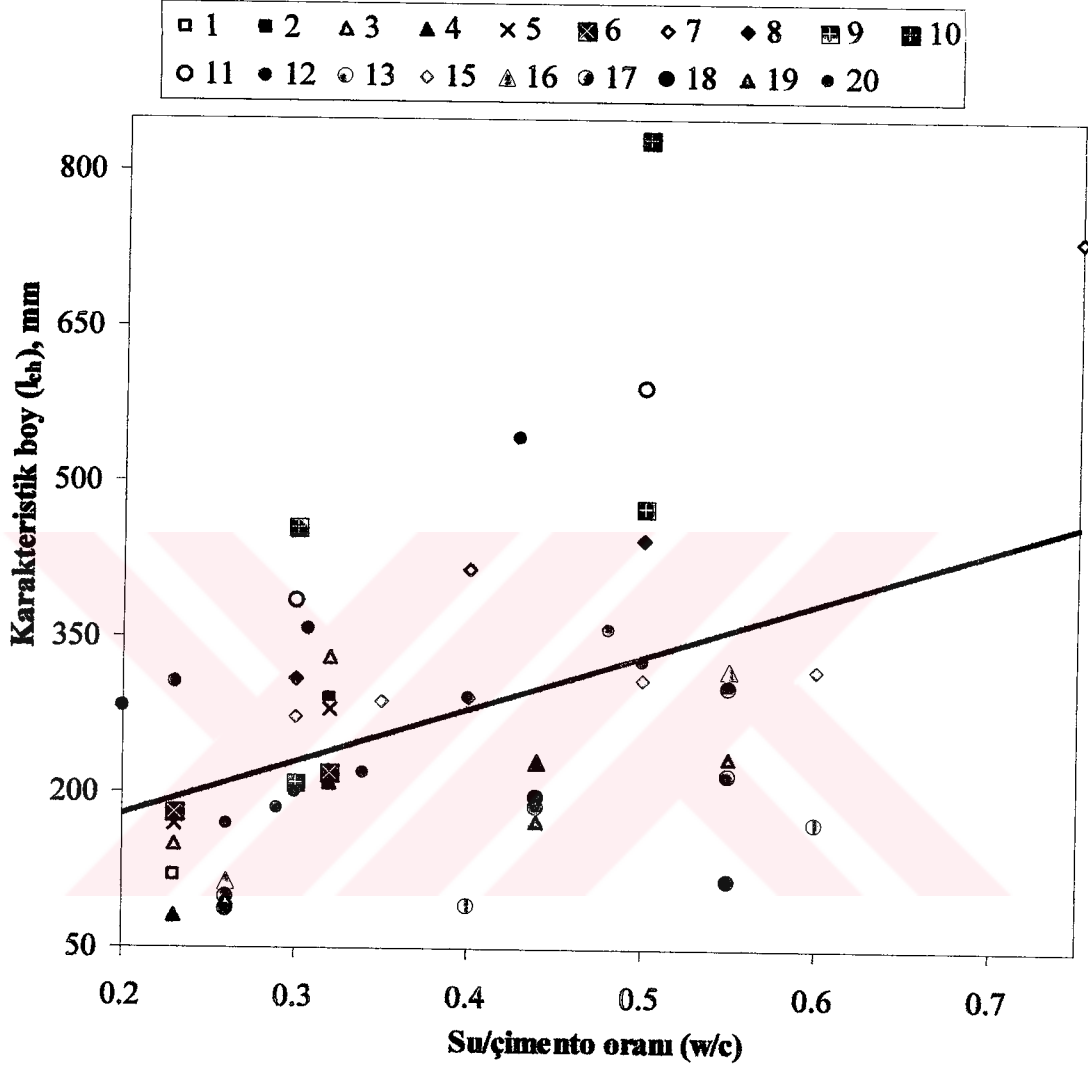
Tablo 2.2. Su/çimento oranının betonun kırılma parametrelerine etkisi (devamı).

| Seri no. | Agrega tipi | w/c | g, mm | Bağlayıcı (%) | | | f _c , MPa | f _t , MPa | G _F , N/m | E, GPa | l _{ch} , mm | Kaynak |
|----------|--------------|------|-------|---------------|----|----|----------------------|----------------------|----------------------|--------|----------------------|--------------------|
| | | | | Ç | SD | FC | | | | | | |
| 16 | Kırma kuvars | 0,26 | 20 | 70 | 0 | 30 | 98,2 | 8,4 | 166 | 48,2 | 113 | Wu ve diğ. (2001) |
| | | 0,44 | | | | | 70,4 | 5,2 | 158 | 39,5 | 231 | |
| | | 0,55 | | | | | 44,8 | 4,1 | 143 | 37,5 | 319 | |
| 17 | Kırma granit | 0,26 | | | | | 99,1 | 7,9 | 150 | 36,2 | 87 | |
| | | 0,44 | | | | | 65,8 | 5,3 | 145 | 36,2 | 187 | |
| | | 0,55 | | | | | 43,2 | 4,2 | 135 | 28,3 | 217 | |
| 18 | Kırmataş | 0,26 | | | | | 83,4 | 7,3 | 157 | 33,2 | 98 | |
| | | 0,44 | | | | | 60,5 | 5,0 | 156 | 31,5 | 197 | |
| | | 0,55 | | | | | 46,6 | 3,9 | 152 | 30,1 | 301 | |
| 19 | Mermer | 0,26 | | | | | 79,8 | 7,6 | 165 | 33,7 | 96 | |
| | | 0,44 | | | | | 62,1 | 5,1 | 146 | 31 | 174 | |
| | | 0,55 | | | | | 45 | 4,2 | 142 | 29 | 234 | |
| 20 | Kırma bazalt | 0,26 | 25 | 100 | 0 | 0 | 85,5 | 6,0 | 146 | 42,1 | 170 | Zhang ve Wu (2001) |
| | | 0,29 | | | | | 70,2 | 5,6 | 133 | 42,8 | 185 | |
| | | 0,30 | | | | | 83,6 | 5,9 | 154 | 44,9 | 200 | |
| | | 0,34 | | | | | 60,5 | 4,7 | 137 | 34,9 | 220 | |
| | | 0,40 | | | | | 58,0 | 4,2 | 160 | 33 | 293 | |
| | | 0,48 | | | | | 45,8 | 4,0 | 165 | 34,7 | 357 | |
| | | 0,50 | | | | | 43,4 | 3,7 | 158 | 28,9 | 326 | |
| 21 | Çakıl | 0,26 | 5 | 0 | 0 | 0 | 59,1 | 4,3 | 112 | - | - | Yan ve diğ. (2001) |
| | | 0,44 | | | | | 31,9 | 2,7 | 72 | - | - | |
| | | 0,26 | 10 | | | | 81,7 | 6,9 | 172 | - | - | |
| | | 0,44 | | | | | 60,3 | 5,1 | 160 | - | - | |
| | | 0,26 | 16 | | | | 84,6 | 7,5 | 194 | - | - | |
| | | 0,44 | | | | | 68,1 | 5,3 | 200 | - | - | |
| | | 0,26 | 20 | | | | 75,7 | 6,3 | 205 | - | - | |
| | | 0,44 | | | | | 59,1 | 4,2 | 212 | - | - | |

Ç: Çimento, SD : Silis dumani, FC: Fırın cürufu, w/c : Su/çimento oranı, g : Maksimum agregga boyutu, E: Elastisite modülü, f_c : Basınç dayanımı, f_t: Çekme dayanımı, G_F: Kırılma enerjisi, l_{ch}: Karakteristik boy

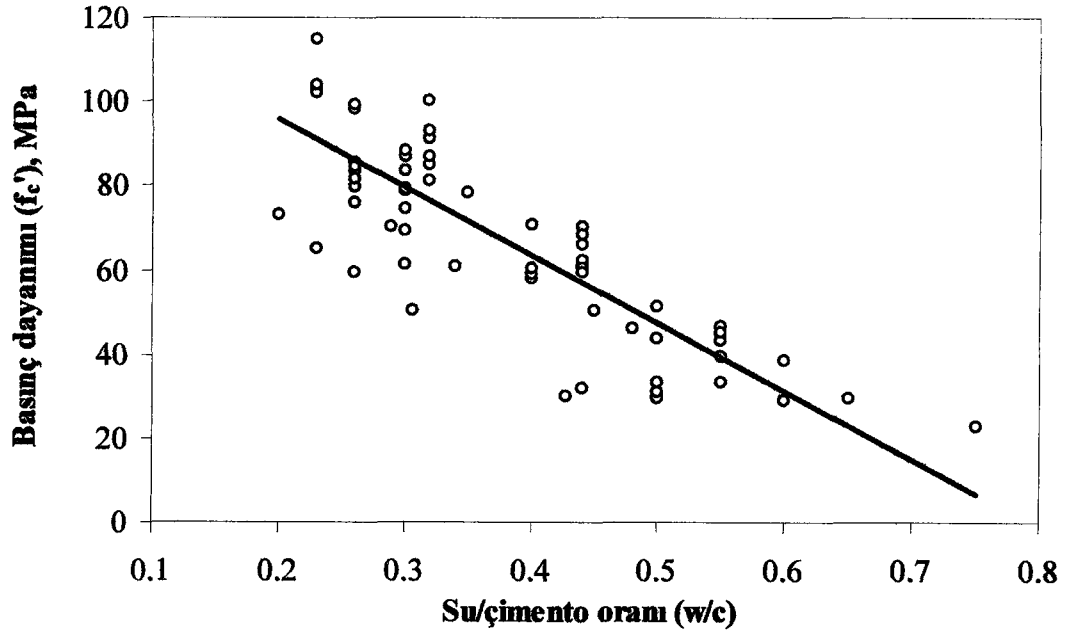
Zhou ve diğ. (1995) tarafından yapılan çalışmada su/çimento oranının 0,23'den 0,32'ye artması ile karışımın maksimum agregga boyutu, agregga tipi ve silis dumani içeriğine bağlı olarak karakteristik boydaki artış %20 ila %163 arasında değişmektedir. Phillips ve Binsheng (1993)'in çalışmalarında ise su/çimento oranının 0,3 den 0,6'ya çıkmasıyla kırılma enerjisi 140 N/m'den 91 N/m'e azalmakta, karakteristik boy ise 273 mm'den 320 mm'ye artmaktadır. Benzer sonuçlar Giaccio ve diğ. (1993), Giaccio ve Zerbino (1998), Wu ve diğ.(2001), Zhang ve Wu (2001), Lange-Kornbak ve Karihaloo (1999), Malvar ve Warren (1988), Shinohara ve diğ. (1991) ve Yan ve diğ. (2001) tarafından yapılan çalışmalarda da görülmektedir.

Tablo 2.2’de verilen 1.-20. seriler üzere karakteristik boy–su/çimento oranı ilişkisi Şekil 2.10’da verilmektedir. Şekilden görüldüğü gibi su/çimento oranının artmasıyla karakteristik boy da artmaktadır.

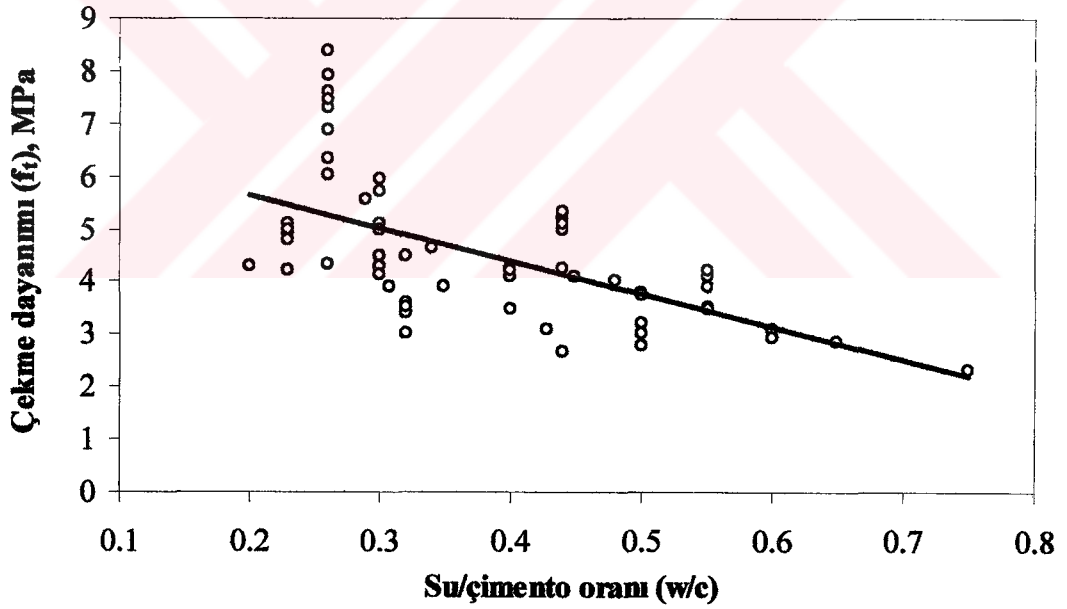


Şekil 2.10. Su/çimento oranı – Karakteristik boy ilişkisi.

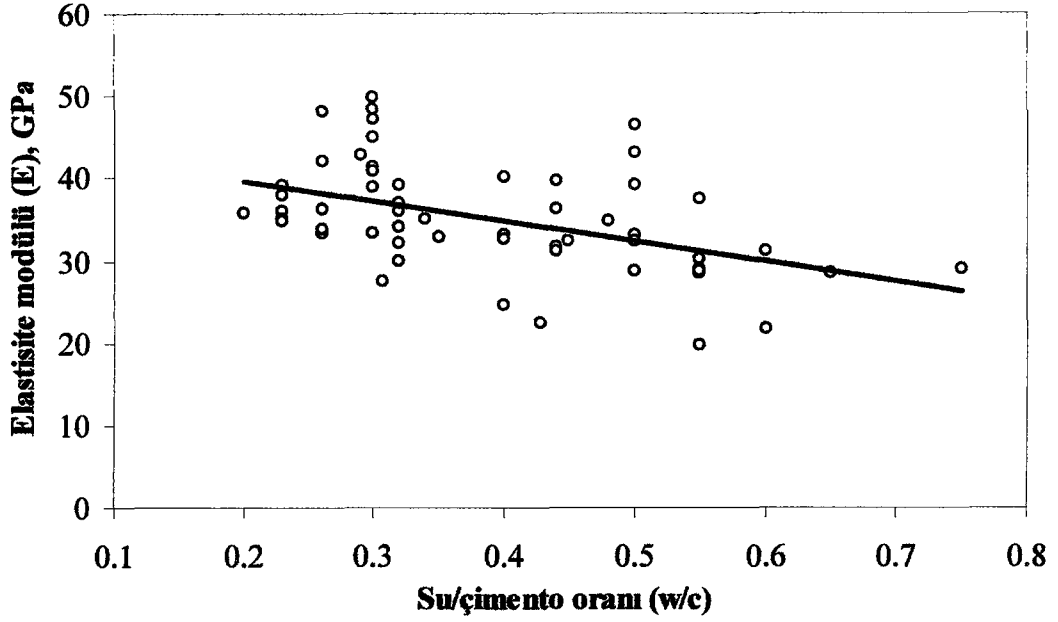
Tablo 2.2, Şekil 2.11 ve Şekil 2.12’den görüldüğü üzere su/çimento oranındaki artma ile basınç ve çekme dayanımları belirgin biçimde azalmaktadır. Elastisite modülü su/çimento oranındaki artışla hafifçe azalmaktadır (Şekil 2.13). Çekme dayanımının ise basınç dayanımındaki artma ile arttığı Şekil 2.14’de görülmektedir.



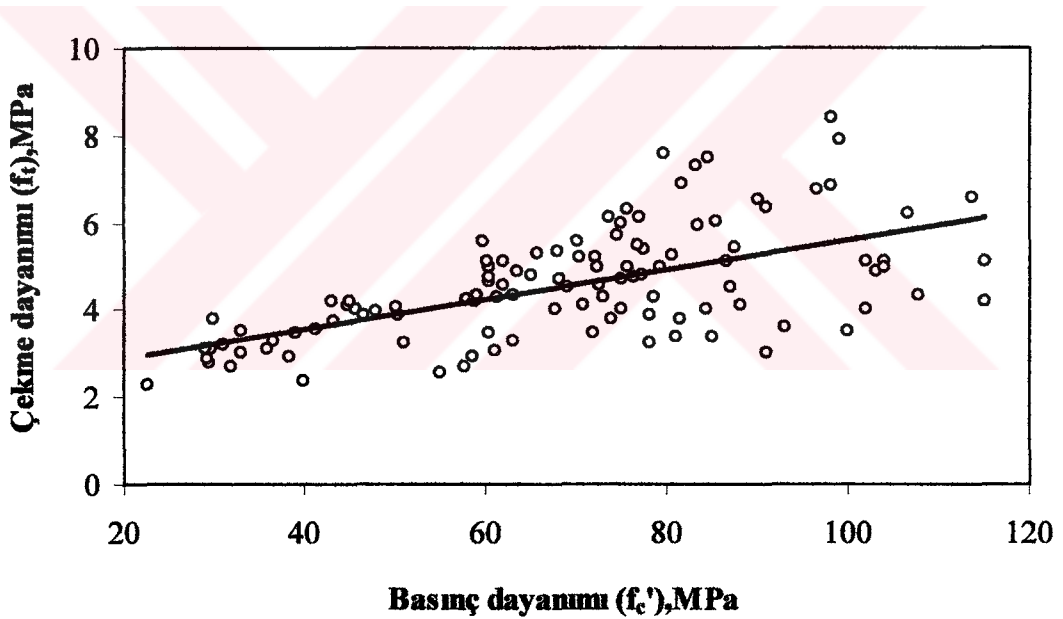
Şekil 2.11. Su/çimento oranı - Basınç dayanımı ilişkisi.



Şekil 2.12. Su/çimento oranı - Çekme dayanımı ilişkisi.



Şekil 2.13. Su/çimento oranı – Elastisite modülü ilişkisi.



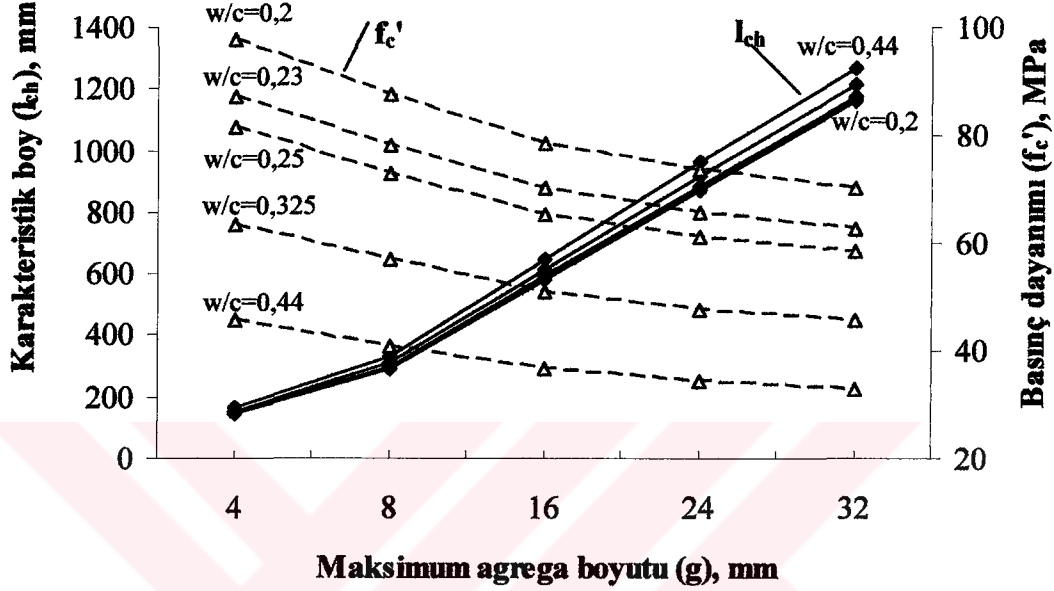
Şekil 2.14. Basınç dayanımı – Çekme dayanımı ilişkisi.

2.5.2 Maksimum Agrega Boyutunun Betonun Kırılma Parametrelerine Etkisi

Betonun kırılma enerjisi (G_F) ve karakteristik boyu (l_{ch}) maksimum agregaya boyutuna belirgin biçimde bağlıdır. Bu durum yakın zamanda yayınlanmış, malzeme özelliklerini ön plana çıkaran ve en son yenilikleri içeren CEB-FIP Model Code 1990 (1991)'da da vurgulanmıştır.

Şekil 2.15'de karakteristik boy ve basınç dayanımının agregaya boyutundaki değişime duyarlılığı incelenmektedir. Maksimum agregaya boyutunun karakteristik boy etkisi

pozitif ve belirgin olup, basınç dayanımına etkisi ise negatif ve azdır. Karakteristik boy maksimum agrega boyutundaki artışla önemli derecede ve lineer olarak artmaktadır. Buna karşılık, basınç dayanımında ise hafifçe azalma görülmektedir. Ayrıca, su/çimento oranının 0,2'den 0,44'e artmasıyla basınç dayanımında keskin azalma olduğu, karakteristik boyda ise hafif artış olduğu görülmektedir.



Şekil 2.15. Karakteristik boy ve basınç dayanımının maksimum agrega boyutundaki değişime duyarlılığı (Bayramov ve diğ., 2001).

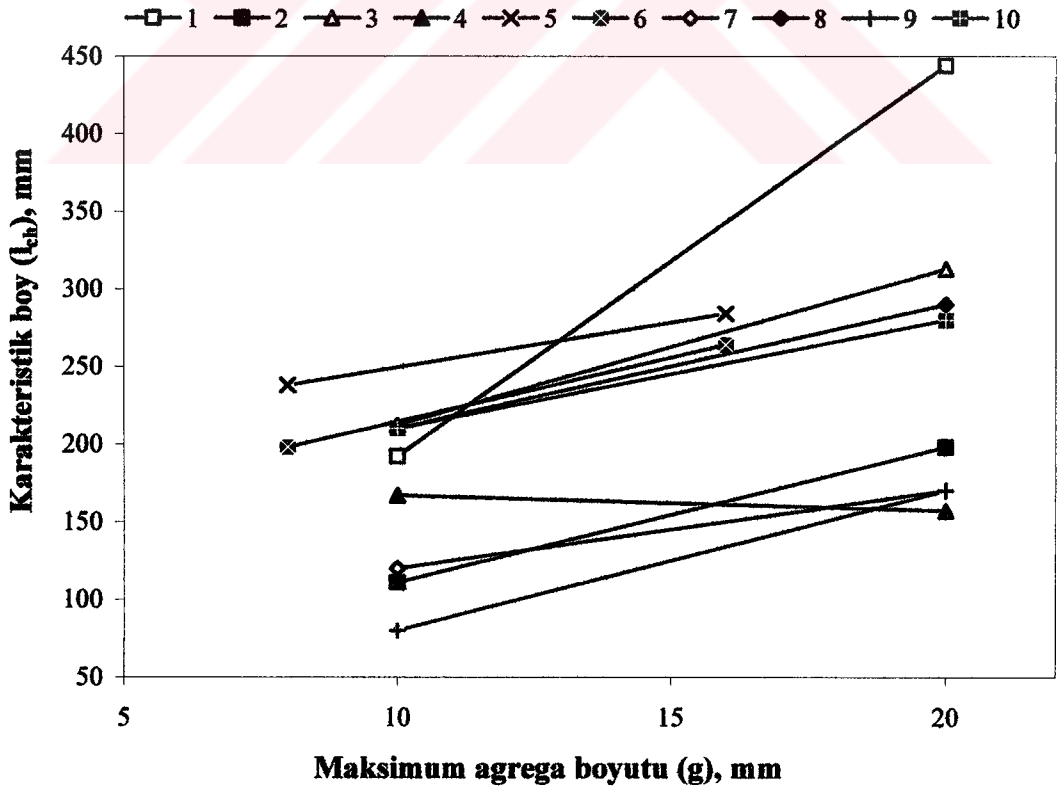
Maksimum agrega boyutunun betonun kırılma parametrelerine etkisini gösteren literatürden derlenen deneysel veriler Tablo 2.3'de verilmektedir. Bu tablo agrega tipi, su/çimento oranı, maksimum agrega boyutu ve bağlayıcı (çimento, silis dumanı ve fırın cürufu) karışım oranı gibi etkenler ve basınç dayanımı, çekme dayanımı, kırılma enerjisi, elastisite modülü, ve karakteristik boy gibi mekanik özelliklerle alındığı kaynağı gösteren sütunlardan oluşmakta, 41 karışıma ait veriler 15 seri olarak gruplandırılmaktadır. Herbir serideki karışımlarda agrega tipi, su/çimento oranı ve bağlayıcı karışım oranı sabit olup sadece maksimum agrega boyutu değişmekte ve bu etkenin söz konusu mekanik özelliklere etkisi incelenmektedir.

Tablo 2.3. Maksimum agrega boyutunun betonun kırılma parametrelerine etkisi.

| Seri no. | Agrega tipi | w/c | g, mm | Bağlayıcı (%) | | f _c , MPa | f _t , MPa | G _F , N/m | E, GPa | l _{ch} , mm | Kaynak | |
|----------|--------------------|-------|-------|---------------|------|----------------------|----------------------|----------------------|--------|----------------------|---|---------------------|
| | | | | Ç | SD | | | | | | | |
| 1 | Kırmataş | 0,36 | 10 | 100 | 0 | 72,7 | 4,58 | 106 | 38 | 192 | Taşdemir (1995); Taşdemir ve diğ. (1996); Taşdemir ve diğ. (1999) | |
| | | | 20 | | | 72 | 3,45 | 142 | 37,2 | 444 | | |
| 10 | | | 90 | 10 | 87,5 | 5,42 | 87 | 37,5 | 111 | | | |
| 20 | | | | | 84,5 | 4,03 | 87 | 37 | 198 | | | |
| 3 | Çakıl | 0,36 | 10 | 100 | 0 | 75 | 4,7 | 134 | 35 | 212 | | |
| 20 | | | 67,7 | | | 4,02 | 142 | 35,7 | 313 | | | |
| 4 | | | 10 | 90 | 10 | 80,7 | 5,25 | 129 | 35,8 | 167 | | |
| | | | 20 | | | 75,7 | 4,98 | 105 | 37 | 157 | | |
| 5 | Çakıl | 0,30 | 8 | 100 | 0 | 78,3 | 3,79 | 64 | 40,0 | 238 | Taşdemir ve diğ. (1995) | |
| 6 | | | 16 | | | 81,5 | 4,44 | 95 | 42,7 | 284 | | |
| | | | 8 | 90 | 10 | 101,9 | 4,45 | 70 | 45,2 | 198 | | |
| 16 | | | 107,8 | | | 5,29 | 104 | 47,3 | 264 | | | |
| 7 | Kırmataş | 0,23 | 10 | 90 | 10 | 103 | 4,9 | 61 | 38 | 120 | | Zhou ve diğ. (1995) |
| 8 | | | 20 | | | 115 | 4,2 | 75 | 39 | 170 | | |
| | | 0,32 | 10 | | | 81 | 3,4 | 82 | 30 | 210 | | |
| 20 | | | 91 | | | 3 | 73 | 36 | 290 | | | |
| 9 | | 0,23 | 10 | 85 | 15 | 104 | 5,1 | 60 | 36 | 80 | | |
| | | | 20 | | | 115 | 5,1 | 116 | 39 | 170 | | |
| 10 | | 0,32 | 10 | | | 93 | 3,6 | 71 | 39 | 210 | | |
| | | | 20 | | | 100 | 3,5 | 93 | 37 | 280 | | |
| 11 | Çakıl | 0,55 | 5 | 100 | 0 | 48 | - | 55,9 | 23,7 | - | Shinohara ve diğ. (1991) | |
| | | | 10 | | | 41,3 | - | 89,2 | 29,1 | - | | |
| | | | 15 | | | 39 | - | 90,2 | 30,3 | - | | |
| | | | 20 | | | 39,2 | - | 98 | 28,7 | - | | |
| | | | 25 | | | 36,7 | - | 159,7 | 30,7 | - | | |
| 12 | Beyaz kırma granit | 0,325 | 4,75 | 100 | 0 | 40 | 2,39 | 76,6 | 37,3 | 500 | Rao ve Prasad (2002) | |
| | | | 6,3 | | | 57,8 | 2,7 | 97,8 | 39,5 | 532 | | |
| | | | 12,5 | | | 58,7 | 2,9 | 103 | 39,7 | 489 | | |
| | | | 20 | | | 61 | 3,06 | 142 | 42,1 | 649 | | |
| 13 | | | 4,75 | 90 | 10 | 55 | 2,55 | 122 | 39,5 | 742 | | |
| | | | 6,3 | | | 63 | 3,31 | 137 | 40,2 | 503 | | |
| | | | 12,5 | | | 75 | 4,01 | 151 | 42,1 | 394 | | |
| | | | 20 | | | 74 | 3,8 | 165 | 42,9 | 478 | | |
| 14 | Kırma çakıl | 0,26 | 5 | 0 | 0 | 59,1 | 4,33 | 111,9 | - | - | Yan ve diğ. (2001) | |
| | | | 10 | | | 81,7 | 6,89 | 172,2 | - | - | | |
| | | | 16 | | | 84,6 | 7,47 | 193,9 | - | - | | |
| | | | 20 | | | 75,7 | 6,32 | 205,3 | - | - | | |
| 15 | | 5 | 31,9 | | | 2,68 | 71,6 | - | - | | | |
| | | 10 | 60,3 | | | 5,11 | 160 | - | - | | | |
| | | 16 | 68,1 | | | 5,33 | 200,2 | - | - | | | |
| | | 20 | 59,1 | | | 4,23 | 212 | - | - | | | |

Ç : Çimento, SD : Silis dumanı, w/c : Su/çimento oranı, g : Maksimum agrega boyutu, E : Elastisite modülü, f_c : Basınç dayanımı, f_t : Çekme dayanımı, G_F : Kırılma enerjisi, l_{ch} : Karakteristik boy

Tablo 2.3'den görüldüğü gibi, maksimum agrega boyutu arttıkça genellikle, kırılma enerjisi ve karakteristik boy belirgin biçimde artmakta, basınç dayanımı ve çekme dayanımı ise hafifçe azalmaktadır. Taşdemir (1995); Taşdemir ve diğ. (1996) ve Taşdemir ve diğ. (1999) tarafından yapılan çalışmada iri agrega tipi kırmataş olan ve silis dumanı içermeyen betonlarda (seri 1.) maksimum agrega boyutunun 10 mm'den 20 mm'e artması ile kırılma enerjisinde %34, karakteristik boyda ise %130'luk bir artış sağlanmıştır. Buna karşılık, basınç dayanımında % 1, çekme dayanımında ise %33'lük bir azalma olmuştur. Elastisite modülü ise agrega boyutundaki artışa duyarız kalarak fazla değişim göstermemiştir. Benzer sonuçlara Taşdemir ve diğ. (1995), Zhou ve diğ. (1995), Rao ve Prasad (2002) ve Yan ve diğ.(2001) tarafından yapılan çalışmalarda da varılmaktadır. Taşdemir (1995); Taşdemir ve diğ. (1996); Taşdemir ve diğ. (1999); Taşdemir ve diğ. (1995) ve Zhou ve diğ. (1995) kaynaklarından derlenen ve Tablo 2.3'de verilen 1.-10. seriler üzere karakteristik boy-maksimum agrega boyutu ilişkisi Şekil 2.16'da verilmektedir. Şekilden görüldüğü gibi maksimum agrega boyutunun artmasıyla karakteristik boy da artmaktadır.

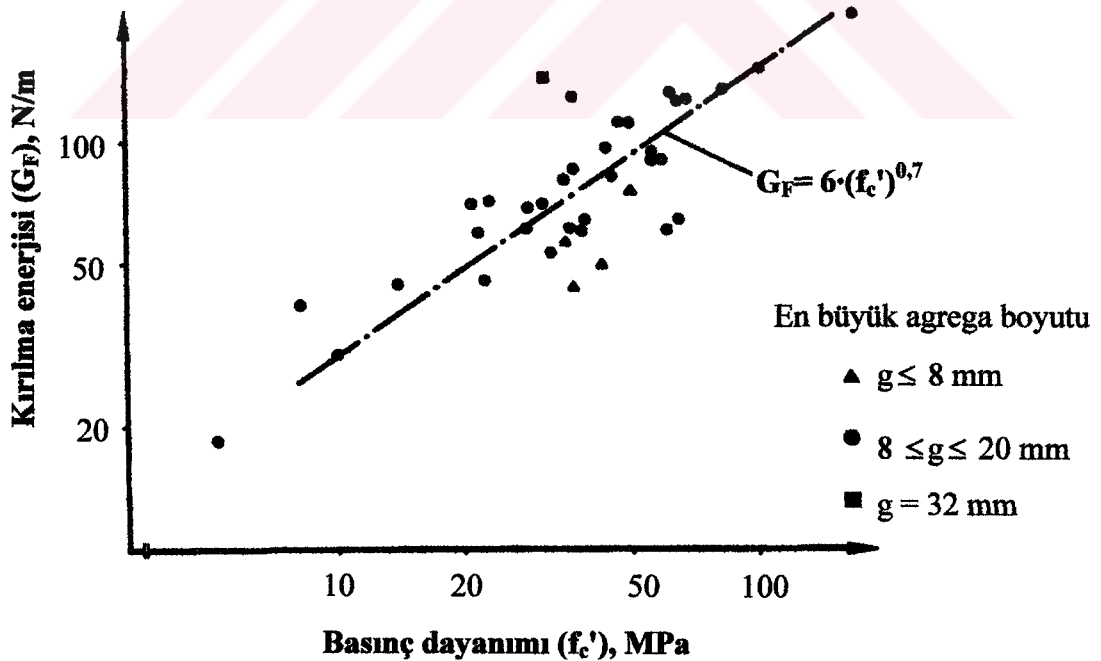


Şekil 2.16. Karakteristik boy – Maksimum agrega boyutu ilişkisi.

İri agreganın boyutu arttıkça, çimento hamuru-agrega arayüzeyi yüksek bağ gerilmelerine ve böylece bağ kırılmalarına yol açmaktadır. Halbuki, maksimum agrega boyutu küçük olan beton karışımlarında agreganın yüksek özgül yüzey alanı nedeniyle arayüzeydeki bağ gerilmeleri düşüktür. Bundan dolayı, küçük boyutlu iri agregalarda büyük boyutlulara oranda kırılmanın agrega-matris arayüzeyinde olması ihtimali düşüktür. Bu nedenle, maksimum agrega boyutu büyük olan betonlarda çatlak yolu daha dolaylıdır. Daha dolaylı çatlaklar ise kırılma enerjisinin artmasına neden olmaktadır (Rao ve Prasad, 2002).

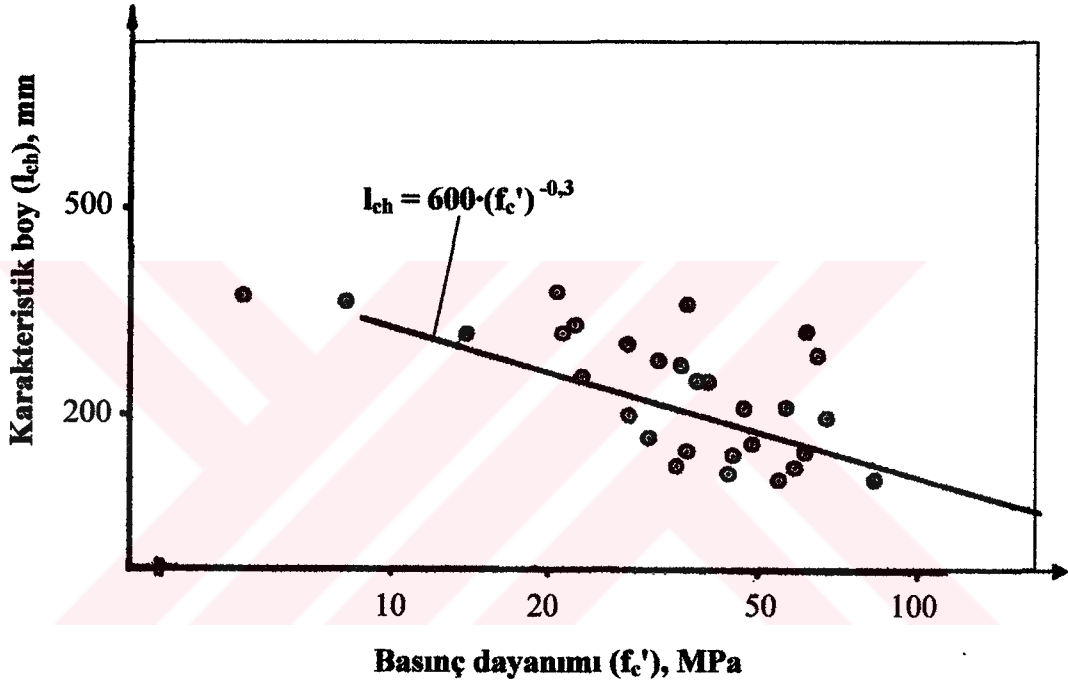
2.5.3 Basınç ve Çekme Dayanımının Betonun Kırılma Parametrelerine Etkisi

Son yıllarda yapılan çalışmalara göre beton basınç dayanımı arttıkça kırılma enerjisi (G_F) artmakta, karakteristik boy (l_{ch}) ise azalmaktadır. Projelendirmeye yönelik olarak basınç dayanımı ile kırılma enerjisi (G_F) ve karakteristik boyun (l_{ch}) değişimleri Hilsdorf ve Brameshuber (1991) tarafından kapsamlı biçimde ele alındı. Bu araştırmacılar tarafından literatürde mevcut olan 36 deney sonucuna dayanarak kırılma enerjisine etki eden esas parametrelerin betonun basınç dayanımı, su/çimento oranı, maksimum agrega boyutu, betonun yaşı, ve çentik boyu olduğu belirtildi.



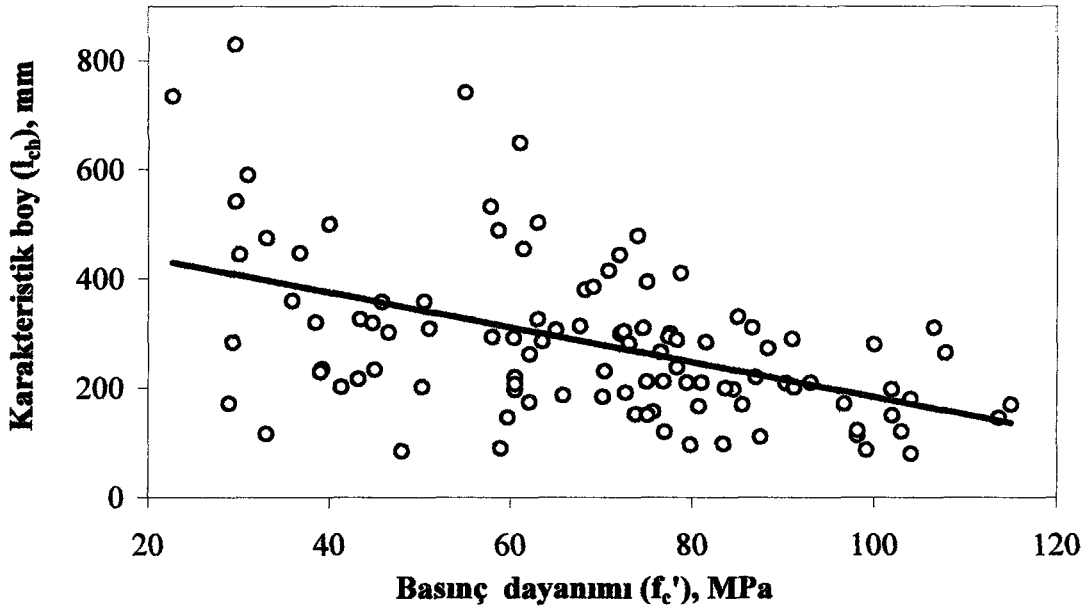
Şekil 2.17. Kırılma enerjisi - Basınç dayanımı ilişkisi (Hilsdorf ve Brameshuber, 1991).

Su/çimento oranı ve betonun yaşı basınç dayanımı ile doğrudan ilişkili olduğundan basınç dayanımı ve maksimum agrega boyutu kırılma enerjisinin CEB-FIP Model Code 1990 (1991) tahmini için esas parametre olarak alındı. Basınç dayanımı ve maksimum agrega boyutundaki artışla kırılma enerjisinin de arttığı (Şekil 2.17), buna karşın basınç dayanımının artmasıyla karakteristik boyun azaldığı belirtildi (Şekil 2.18). Ayrıca, yazarlar tarafından projelendirmeye yönelik olarak betonun basınç dayanımı ile kırılma enerjisi ve karakteristik boyun değişimleri bazı ampirik bağıntılarla da ifade edildi.

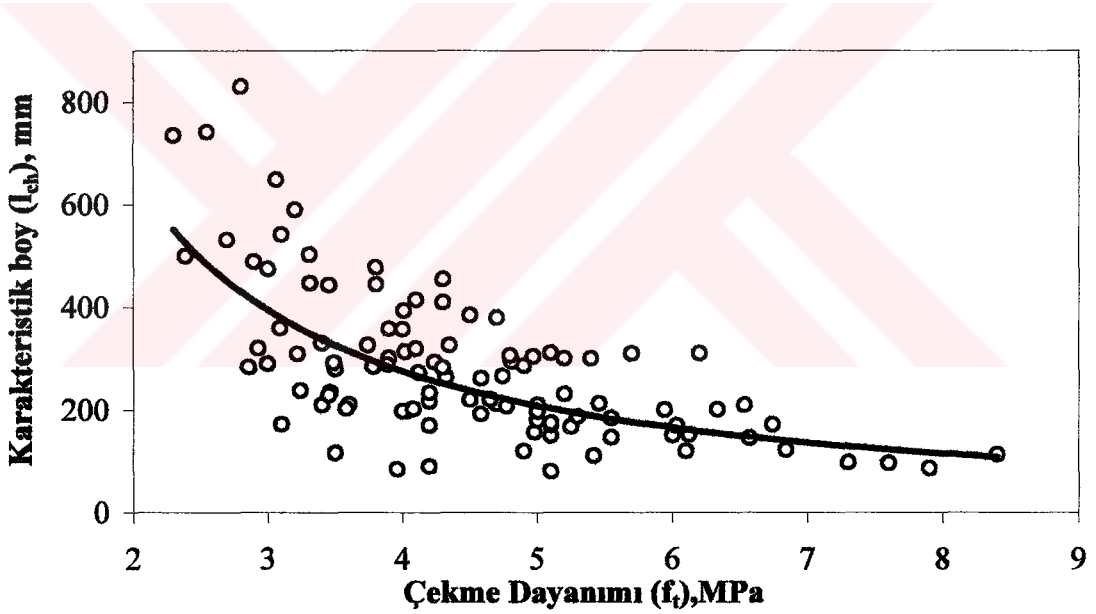


Şekil 2.18. Karakteristik boy - Basınç dayanımı ilişkisi (Hilsdorf ve Brameshuber, 1991).

Tablo 2.2 ve Tablo 2.3'de verilen ve daha çok veri kullanılarak çizilen Şekil 2.19 ve Şekil 2.20 sırasıyla, basınç ve çekme dayanımlarındaki artışla karakteristik boyun azaldığını göstermektedir.



Şekil 2.19. Karakteristik boy - Basınç dayanımı ilişkisi.



Şekil 2.20. Karakteristik boy – Çekme dayanımı ilişkisi.

CEB-FIP Model Code 1990 (1991) tarafından basınç dayanımı ve maksimum agrega boyutu kırılma enerjisinin tahmini için esas parametre olarak alınıp, basınç dayanımı ve maksimum agrega boyutundaki artışla kırılma enerjisinin de arttığı kabul edilse de, kırılma enerjisi basınç dayanımı ile her zaman artmayabilir. Yüksek dayanımlı betonlarda düşük su/bağlayıcı oranı matris ve agrega arasındaki bağ dayanımını güçlendirdiğinden ve daha az enerji yutan düzgün kırılma yüzeyine yol açtığından basınç dayanımının değişimi kırılma enerjisini açıkça yansıtamaz (Yan ve diğ.,

2001). Yüksek dayanımlı betonlarda kırılma enerjisi kırılma süreci yolundan etkilenmektedir (Taşdemir, 1995; Taşdemir ve diğ., 1995; Taşdemir ve diğ., 1999).

Tablo 2.3’de çimentonun bir kısmı ile yer değiştiren silis dumanının betonun kırılma parametrelerine etkisi de incelenmektedir. Tablodan, silis dumanı içeren betonlarda silis dumanı içermeyen betonlara oranda basınç ve yarma çekme dayanımlarında belirgin artışın olduğu görülmektedir. Buna karşın, CEB-FIP Model Code 1990 (1991)’ın tahmininin aksine olarak kırılma enerjisi basınç dayanımındaki artışla artmayıp azalmaktadır. Böylece, yüksek beton basınç dayanımı yüksek kırılma enerjisinin bir göstergesi değildir. Karakteristik boy (süneklik) ise beklendiği gibi azalmakta ve malzeme daha gevrek davranış sergilemektedir. Böylece, basınç dayanımı arttıkça karakteristik boy azalmakta ve malzeme daha gevrek türden geçmektedir.

2.6 Sonuçlar

Su/çimento oranı, maksimum agrega boyutu ve basınç dayanımı gibi etkenlerin betonun kırılma parametrelerine etkisi ile ilgili literatürde mevcut olan deneysel çalışmalardan elde edilen verilerin incelenmesinden aşağıdaki sonuçlara varılabilir:

- Genellikle, su/çimento oranının artması ile kırılma enerjisi azalmakta, karakteristik boy ise artmaktadır. Basınç dayanımı ve çekme dayanımı belirgin bir biçimde, elastisite modülü ise hafifçe azalmaktadır. Basınç dayanımının artmasıyla çekme dayanımı artmaktadır.
- Çimentonun belirli yüzdesi ile yer değiştiren silis dumanı betonun basınç ve yarma çekme dayanımlarında belirgin artışa, buna karşın, karakteristik boyda (süneklik) ise belirgin düşüşe neden olmaktadır. Basınç dayanımı arttıkça karakteristik boy azalmakta ve malzeme daha gevrek türden geçmektedir.
- Betonun kırılma enerjisi ve karakteristik boyu maksimum agrega boyutuna belirgin biçimde bağlıdır. Maksimum agrega boyutu arttıkça genelde, kırılma enerjisi ve karakteristik boy belirgin biçimde artmakta, basınç ve çekme dayanımları ise düşüş göstermektedir.
- Sünek bir beton tasarımında, maksimum karakteristik boy elde etmek için su/çimento oranı ve en büyük iri agrega boyutu mümkün olduğunca maksimum seçilmelidir.

- Yüksek dayanım elde etmek için en elverişli yol önce su/çimento oranının azaltılması; ikinci en uygun yol ise maksimum agrega boyutunun küçültülmesi yoluna gidilebilir. Böylece, karakteristik boy az etkilense de yüksek basınç dayanımı elde edilmektedir.
- Literatürde, agrega konsantrasyonunun betonun kırılma parametrelerine etkisi ile ilgili deneysel çalışma azdır. Agrega, beton hacminin %70'ni oluşturduğundan bu bileşen betonun kırılma davranışında önemli rol oynamaktadır. Buna karşın çoğu araştırmalar agreganın tipi, biçimi, maksimum boyutu, su/çimento oranı ve silis dumanı kullanımını üzerine yoğunlaşmıştır.



3. AGREGA KONSANTRASYONUNUN BETONUN KIRILMA PARAMETRELERİNE ETKİSİ

3.1 Giriş

Beton, yapı mühendisliğinde çok yaygın biçimde kullanılan bir malzeme olduğundan mühendislerin çatlak başlama ve yayılmasına etki eden faktörler hakkında yeterli bilgiye sahip olmaları gerekmektedir. Bu bilgi özellikle çatlamış betonarme yapıların sayısal analizi ve buna ek olarak malzeme özellikleri (kırılma parametreleri) için gereklidir. Betonun kırılma mekaniği alanında giderek artan bir ilgi vardır. Son 30-40 yılda betonun kırılması ile ilgili yoğun çalışmalara rağmen, heterojen bir malzeme olması dolayısıyla, betonun kırılma sürecinin bazı temel yönleri belirgin değildir. Önceki bölümlerde de belirtildiği gibi, kritik gerilme şiddet faktörü gibi tek bir kırılma parametresi beton gibi yarı-gevrek malzemenin kırılmasını yeterli derecede tanımlayamamaktadır. Lineer Elastik Kırılma Mekaniğinin (LEKM) betona uygulanamamasının esas nedeni ise betonda mevcut olan toklaşma mekanizmaları varsayılmaktadır (Taşdemir ve Karihaloo, 2001).

Beton hacminin yaklaşık %70'ni agrega oluşturur. Betonun kırılmasında bu bileşen önemli bir işleve sahiptir. Agreganın kimyasal ve mineral bileşim, petrografik tanımlama, özgül ağırlık, sertlik, dayanım, fiziksel ve kimyasal kararlılık, ve boşluk yapısı gibi özelliklerinin betonun performansında anahtar bir işleve sahip olduğu gösterildi (Neville, 1975). Araştırmaların çoğu ise agrega tanesinin biçimine, boyutuna, yüzey özeliğine ve su emmesine yöneliktir. Bölüm 2'de de bahsedildiği gibi, son yıllarda hem agreganın tipi hem de boyutunun betonun mekanik özelliklerine etkisi ile ilgili çok sayıda araştırma yapıldı. Son yıllarda maksimum agrega boyutundaki artışla betonda karakteristik boyun ve kırılma enerjisinin belirgin biçimde arttığı, betonun daha sünek bir davranış gösterdiği saptandı (Hillerborg, 1985b; Taşdemir, 1995; Taşdemir ve diğ.,1996; Taşdemir ve diğ., 1999; Taşdemir ve diğ., 1995). Buna karşın betonun kırılma özellikleri üzerine agrega konsantrasyonunun etkisi ile ilgili yapılmış çalışmalar (Kovler ve Zaitsev, 1994;

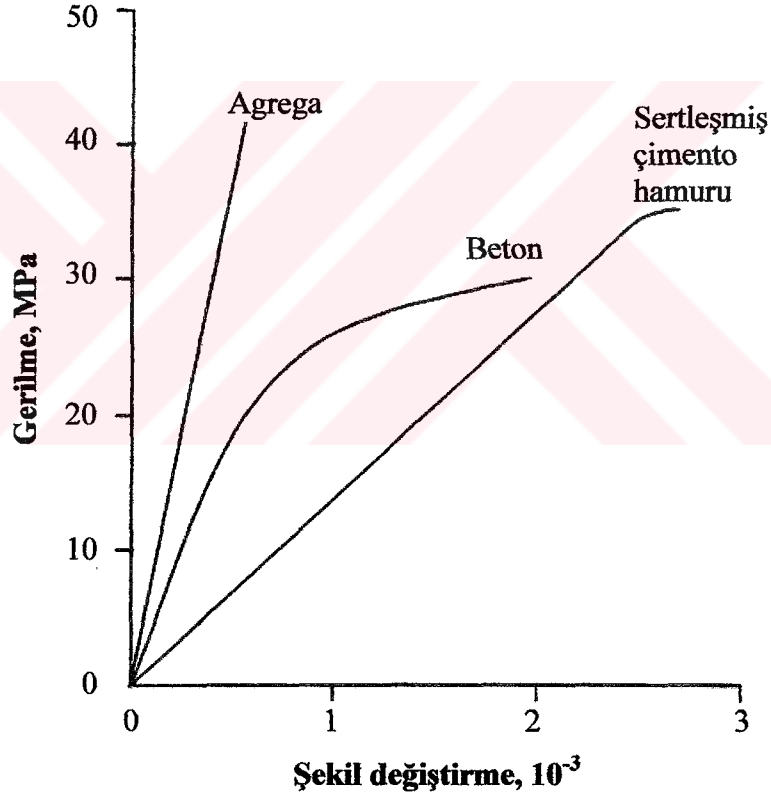
Yıldırım ve diğ., 1995; Lange-Kornbak ve Karihaloo, 1996; Amparano ve diğ., 2000; Taşdemir ve Karihaloo, 2001) az sayılabilecek kadardır.

Uygun deney tekniği ve mezo-mekanik yaklaşım kullanarak agrega konsantrasyonunun betonun mekanik ve kırılma özelliklerine etkisinin daha iyi anlaşılabilmesi bu bölümdeki çalışmanın amacıdır. Bunun için, su/çimento oranı, agrega granülometrisi ve maksimum agrega boyutu sabit tutulup, agrega konsantrasyonu (V_{ag}) 0,00; 0,15; 0,30; 0,45; 0,60 ve 0,68 m^3/m^3 olarak (sertleşmiş çimento hamurundan işlenebilir bir betona kadar) değiştirilmektedir. Uygun deney tekniği ile silindir numunelerden basınç ve elastisite modülü, disk numunelerden yarma çekme dayanımı, kiriş numunelerden ise eğilme dayanımı ve kırılma enerjisi gibi mekanik ve kırılma özellikleri deneysel olarak elde edilmektedir. Bu özelliklerden başka LEKM'nin geçerli olduğu sertleşmiş çimento hamuru ($V_{ag}=0,00 m^3/m^3$) için gerilme şiddet faktörü (K_{IC}^{ch}) de kiriş numunelerden bulunmaktadır. Daha sonra uygun toklaşma mekanizmaları ve mezo-mekanik bağıntılar ile V_{ag} ve K_{IC}^{ch} 'ye bağlı olarak betonun etkin gerilme şiddet faktörü hesaplanmaktadır.

Çalışmanın bu bölümünde önce, sertleşmiş çimento hamuru, harç ile normal ve yüksek dayanımlı beton gibi çimento esaslı kompozit malzemelerde oluşan toklaşma mekanizmalarından, bu malzemelerdeki farklı kırılma süreçlerinin mikro yapısal yönden vurgulanması ve bu süreçler arası muhtemel etkileşimlerden ayrıntılı bahsedilmektedir. Agrega konsantrasyonunun betonun kırılma parametrelerine etkisi ile ilgili yapılan deneysel çalışmada, beton üretiminde kullanılan malzemeler, beton karışımlarının bileşenleri, beton üretimi, taze ve sertleşmiş beton deneyleri açıklanmakta, ve deneylerden elde edilen sonuçlar değerlendirilmektedir. Daha sonra, mezo-mekanik bir modelleme yapılarak betonun kırılma enerjisi, çekme dayanımı, elastisite modülü ve kırılma tokluğu agrega konsantrasyonuna bağlı olarak hesaplanmaktadır. Böylece, mezo-mekanik bağıntılardan hesaplanan teorik değerlerin deneysel elde edilen değerlerle karşılaştırılması yapılmaktadır. Sonuç olarak, gevrek bir matrise (çimento hamuru) agrega katarak daha tok, rijit ve sünek bir kompozit (yarı-gevrek bir beton) elde edilmekte ve agrega konsantrasyonu arttıkça bu özelliklerin de daha yüksek değerler aldığı deneysel ve mezo-mekanik modellemeden açıkça görülebilmektedir.

3.2 Gevreklikten Yarı-Gevreklığe Geçiş

Beton çok karmaşık heterojen bir sistemdir. Mezo-mekanik modellemede beton agrega, sertleşmiş çimento hamuru ve bu iki fazın arayüzeyinden oluşan üç fazlı kompozit malzeme olarak değerlendirilir (Neville, 1997). Şekil 3.1'den de görüldüğü gibi, tek eksenli basınç altında agrega ve sertleşmiş çimento hamurunun her biri lineer elastik gevrek davranış göstermektedir. Aynı yükleme durumu altında normal betonun gerilme-şekil değiştirme eğrisi ise tipik bir eğri biçimindedir (Neville, 1975). Betonun gerilme-şekil değiştirme eğrisindeki bu eğrililiğin nedeni yük uygulandığında çatlakların oluştuğu zayıf agrega/çimento hamuru arayüzeyinden ve mikro çatlaklardan kaynaklanmakta, daha sonra yük arttıkça bu bağ çatlakları matrisin içine doğru nüfuz etmektedirler (Taşdemir ve Karihaloo, 2001).



Şekil 3.1. Sertleşmiş çimento hamuru, agrega ve beton için tipik gerilme-şekil değiştirme eğrileri (Neville, 1975).

Betonun mekanik davranışının modellenmesi için Wittmann'ın (1983) önerdiği gibi malzeme üç farklı düzeyde; mikro, mezo ve makro düzeylerde göz önüne alınabilir. Betonun mekanik davranışının makro düzeyde anlaşılabilmesi için mikro ve mezo düzeydeki özelliklerin iyi bilinmesi gerekmektedir. Makro düzeyde heterojen olan beton kompoziti içindeki şekil değiştirme dağılımı üniform olmadığından bu düzeyde

bir kırılma modelinin kurulması için mezo-düzeyde kırılma mekaniğinin bilinmesi gerekmektedir. Tablo 3.1'de Wittmann'ın önerdiği yapısal düzeyler, onların belirleyici özellikleri ve modelleme çeşitleri verilmektedir.

Tablo 3.1. Sertleşmiş çimento hamuru ve betonun belirleyici özellikleri ile bunlara uygun model türleri (Wittmann, 1983).

| Yapısal model düzeyleri | Belirleyici özellikler | Model türleri |
|-------------------------|---|---|
| Mikro | Sertleşmiş çimento hamurunun yapısı, jel yapı | Malzeme Bilimi modelleri |
| Mezo | Boşluklar, çatlaklar, enklüzyonlar ve temas yüzeyleri | Malzeme mühendisliği modelleri, mekanik ve sayısal modeller |
| Makro | Yapı elemanlarının geometrisi | Mühendislik modelleri |

3.3 Çimento Esaslı Kompozit Malzemelerde Toklaşma Mekanizmaları

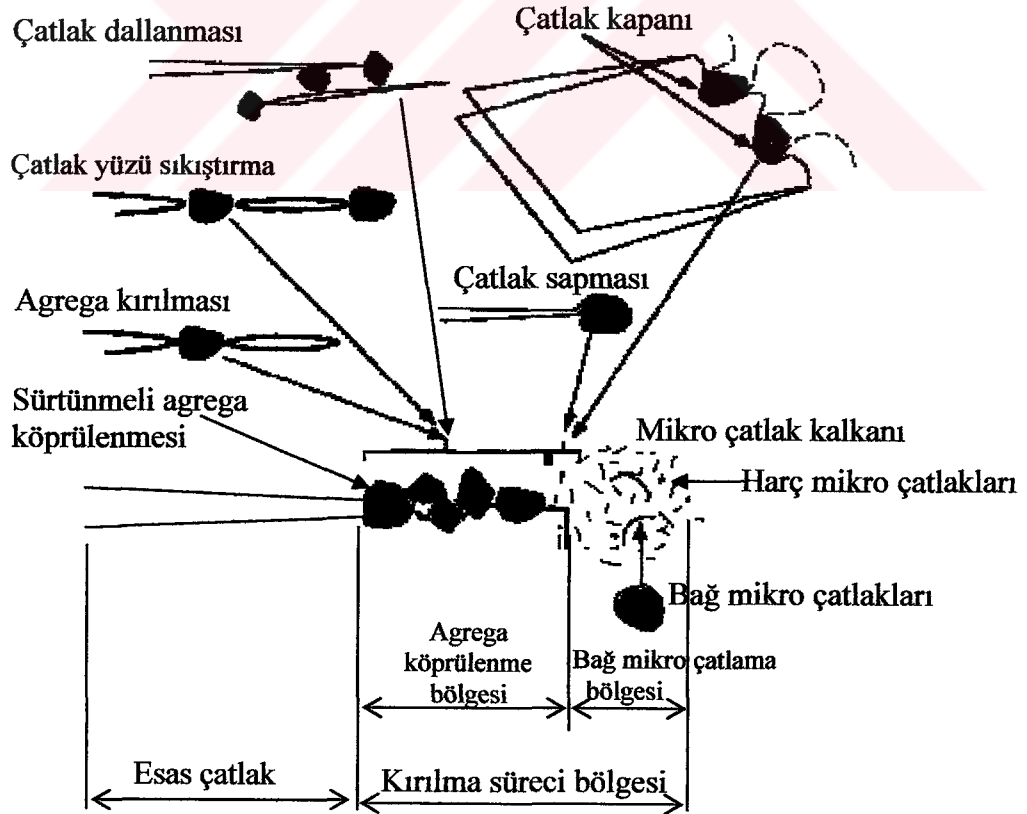
Linear Elastik Kırılma Mekaniği (LEKM) çatlak ucunda gerilmenin sonsuzluğa gittiğini tahmin eder. Ancak bu durum beton gibi yarı-gevrek bir malzemede mümkün değildir. Betonda makro çatlağın önünde elastik olmayan bir bölge vardır. Bu bölgedeki davranış Hillerborg ve diğ. (1976) tarafından önerilen Fiktif Çatlak Modeli (FÇM) ile tanımlandı. FÇM sonlu eleman analizlerinde ve diğer Kırılma Mekaniği'ne dayanan modellemelerde yaygın olarak kullanılmaktadır. "Fiktif" çatlağın makro çatlağın önündeki "kırılma süreci"nin yerine de kullanıldığı Bölüm 2'de daha kapsamlı olarak ele alındı.

Mezo düzeyde betonun iç yapısı çimento hamuru, ince ve iri agregalar, ve hava boşluklarından oluştuğu kabul edilmektedir. Çatlamanın hamurdaki boşluklardan başlayabilir olmasına karşın, genellikle normal betonlarda malzemenin dayanımını etkileyen harç/agrega arayüzeyi en zayıf halkayı oluşturmaktadır. Böyle bir durum bağ çatlakları ile ilişkilidir. Bağ çatlakları malzemenin dayanımını sınırlamayabilmesine karşın, esas çatlağa sapma, durdurma, körelme ve dallanma gibi toklaşma mekanizmaları sağlamaktadır. Böylece, betonun kırılma tokluğu harcın kırılma tokluğundan daha yüksek olmaktadır. Ayrıca, iri agreganın hacim oranı, maksimum tane boyutu, ve harç/agrega arayüzey dayanımı da malzemenin çekme özelliklerine önemli katkıda bulunmaktadır (Li and Huang, 1990a).

Çimento hamuru çok gevrek bir malzemedir. Yalın çimento hamuru hiçbir dış yükleme olmadan, plastik rötre sebebiyle kendi kendine dağılıbilir. Çimento hamuruna agrega eklenmesi ile rötre gerilmeleri azalmakta ve aynı zamanda oluşan harç ve betonun kırılma tokluğu artmaktadır (Li ve Maalej, 1996).

3.3.1 Betondaki Toklaşma Mekanizmaları

Çimento esaslı malzemelerin kırılma modunun malzemede meydana gelen kırılma sürecinin türleri ile sıkı bir ilişkisi olduğu gösterilmektedir. Bu malzemelerde ön süreç, çatlak ucu süreci ve iz süreçleri olmak üzere üç tip kırılma süreci vardır. Bu süreçler, kompozitin tokluğuna bireysel mekanizmaların katkısını içermektedir. Betondaki ön süreçler mikro çatlak kalkanı, iz süreçleri ise çatlak yüzü sıkıştırma ve agrega köprülenmesi mekanizmalarını içermektedir. Çatlak sapması ve çatlak kapanı mekanizmaları ise çatlak ucu süreçleri sayılmaktadır. Bu farklı süreçler beton kırılma literatüründe genelde sözü edilen “kırılma süreci bölgesi”ndeki “kırılma süreçleri”dir. Şekil 3.2’de farklı toklaşma mekanizmaları ve onların çatlak ucuna yaklaşık konumu verilmektedir.



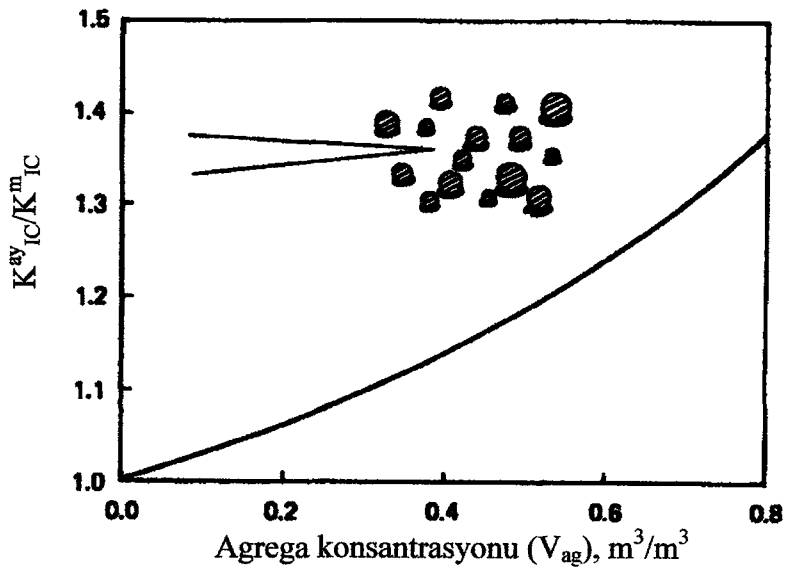
Şekil 3.2. Betonda olası etkin toklaşma mekanizmaları (Li ve Maalej, 1996).

3.3.1.1 Mikro Çatlak Kalkanı veya Arayüzeylerin Çatlaması Mekanizması

Mikro çatlama genelde fiziksel çatlak ucunun önünde zayıf bölgeler sayılan agrega/harç arayüzeyinde meydana gelmektedir. Bundan başka, malzeme rötreden dolayı mikro çatlak ve kusurlar da içermektedir. Çatlak ucu önündeki mikro çatlaklar hasar görmemiş malzemenin etkin elastisite modülünü azaltmaktadır. Böylece, çatlak ucundaki gerilme şiddet faktörünün azalmasına da sebep olmakta ve malzeme hasar görmemiş malzemeye göre daha tok davranış göstermektedir. Böyle bir toklaşmaya mikro çatlak kalkanı denir. Mikro çatlak oluşumu ve yayılması ek bir dış enerjiye gereksinim duymaktadır. Betonda arayüzeylerin mikro çatlamasından dolayı oluşan etkin kırılma tokluğu (K_{IC}^{ay}) agrega konsantrasyonu (V_{ag}) ve arayüzey çatlaması oluşmamış malzemenin (çimento esaslı matrisin) kırılma tokluğuna (K_{IC}^m) bağlı olup aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır:

$$\frac{K_{IC}^{ay}}{K_{IC}^m} = \sqrt{\frac{1}{1 - (\pi^2/16)V_{ag}(1-\nu^2)}} \quad (3.1)$$

Burada, $\pi=3,14$ ve $\nu=0,2$ ise Poisson oranıdır. $V_{ag}=0,3; 0,5; \text{ ve } 0,7$ için $\frac{K_{IC}^{ay}}{K_{IC}^m}=1,10; 1,19; \text{ ve } 1,30$ olarak hesaplanmakta ve mikro çatlak kalkanı mekanizmasından dolayı malzemedeki etkin tokluk artışının agrega konsantrasyonu ile değişimi Şekil 3.3'de verilmektedir (Huang ve Li, 1989; Li ve Huang, 1990a).



Şekil 3.3. Esas çatlak önünde mikro çatlak kalkanı mekanizmasından dolayı malzemedeki etkin tokluğun agrega konsantrasyonu ile değişimi (Huang ve Li, 1989; Li, 1989).

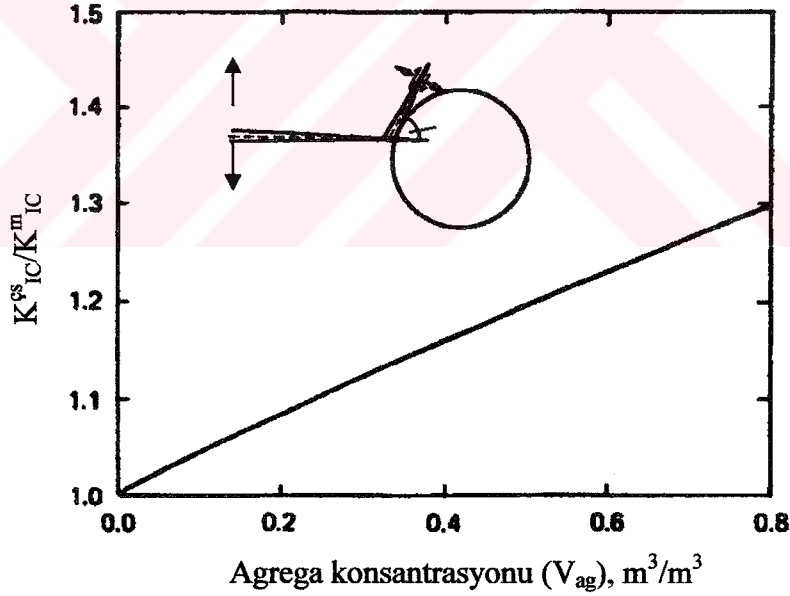
Çatlak sapması mekanizmasının betonun etkin kırılma tokluğuna sağladığı katkı Fiber ve diğ. (1983)'nce önerilen aşağıdaki bağıntı ile hesaplanmaktadır:

$$\frac{K_{IC}^{cs}}{K_{IC}^m} = \sqrt{1,0 + 0,87V_{ag}} \quad (3.2)$$

Burada, K_{IC}^{cs} ve V_{ag} sırasıyla, çatlak sapmasına göre etkin tokluk ve agrega konsantrasyonudur (Huang ve Li, 1989).

Mikro çatlak kalkanında olduğu gibi çatlak sapması mekanizması için de etkin kırılma tokluğu (K_{IC}^{cs}) agrega hacim oranına (V_{ag}) ve çimento esaslı matrisin kırılma tokluğuna (K_{IC}^m) bağlıdır. $V_{ag}=0,3; 0,5; \text{ ve } 0,7$ için $\frac{K_{IC}^{cs}}{K_{IC}^m}=1,12; 1,20; \text{ ve } 1,27$ olarak

hesaplanmakta ve çatlak sapmasından dolayı malzemedeki etkin tokluk artışının agrega konsantrasyonu ile değişimi Şekil 3.6'da verilmektedir (Huang ve Li, 1989).



Şekil 3.6. Çatlak sapmasından dolayı malzemedeki etkin tokluğun agrega konsantrasyonu ile değişimi (Huang ve Li, 1989).

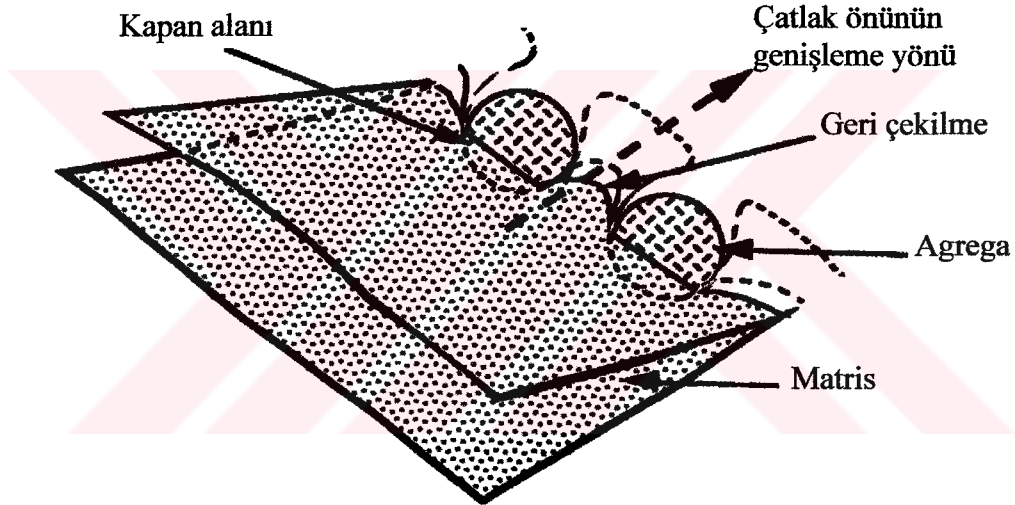
3.3.1.3 Çatlak Kapanı Mekanizması

Matris çatlakları agregaya yaklaştığı zaman bazen ne sapar ne de agreganın içinden geçer. Böylece, çatlak yayılmasına karşın kapan bölgesi oluşur. Bu mekanizmaya çatlak kapanı denir. Bu durum oluştuğunda çatlak yüzleri sıfır açılma deplasmanı ile

kısıtlanmaktadır. Çatlak kapanı mekanizması ancak aşağıdaki üç şartın aynı anda sağlanması durumunda meydana gelebilir:

1. Agreganın tokluğu matrisin tokluğundan daha yüksek olmalıdır. Böylece, çatlak yayılmasının agreganın içinden geçmesi önlenmektedir.
2. Agregaya matrise çok iyi bir şekilde bağlanmalıdır. Böylece, matris/agrega arayüzeylerin kırılması ve çatlak sapması meydana gelmemektedir.
3. Agreganın elastisite modülü matrisin elastisite modülüne eşit veya daha büyük olmalıdır. Böylece, açılma deplasmanı çatlak önü boyunca önlenmektedir.

Çatlak kapanı (Şekil 3.7) yüksek dayanımlı betonlarda (YDB) oluşabilecek bir toklaşma mekanizmasıdır.



Şekil 3.7. Çatlak kapanı mekanizmasının şematik gösterimi (Li ve Huang, 1990b).

Li ve Huang (1990b)'ın çatlak kapanı ile ilgili analizlerine göre bu mekanizmanın YDB'un kırılma tokluğuna katkısı büyük olup agrega konsantrasyonuna (V_{ag}) ve çimento hamuru matrisin kırılma tokluğuna (K_{IC}^m) bağlıdır. $V_{ag}=0,3; 0,5; \text{ ve } 0,7$ için

denklem (3.3) ile $\frac{K_{IC}^k}{K_{IC}^m}=1,63; 1,80; \text{ ve } 1,93$ olarak hesaplandı.

$$\frac{K_{IC}^k}{K_{IC}^m} = \left\{ 1 - \frac{(1 - V_{ag})\pi / 4}{\ln \left\{ \frac{1 + \cos(\pi V_{ag} / 2)}{\sin(\pi V_{ag} / 2)} \right\}} \right\}^{-1} \quad (3.3)$$

3.3.1.4 Agreganın Köprülmesi veya Çatlak Yüzü Sıkıştırma Mekanizması

Agreganın köprülmesi işlemi enerji sarfına sebep olmakta ve çatlak yayılmasını geciktirmektedir. Şekil değiştirme yumuşama eğrisi, çatlak agreganın kenarından sapması durumu üstün olan normal betonlarda (NDB), çatlak agreganın içinden geçmesi hali üstün olan hafif betonlarından (HB) daha belirgindir. Bu, normal dayanımlı betonlarda agregaların hasar görmeden kaldığını ve hafif betonun çekme şekil değiştirme yumuşama davranışları arasındaki farkı göstermektedir. Hasar görmemiş beton bağları (ligament) büyüyen çatlak yüzlerini köprülemektedir. Betonda bu ligamentlerin büyüklüğü en büyük agreganın boyutuna bağlıdır.

Li ve Maalej (1996) çatlak yüzü sıkıştırma mekanizmasının agreganın köprülmesinden farklı bir mekanizma olduğunu belirttiler. Çatlak yüzü sıkıştırma toklaşma mekanizması yüksek dayanımlı betonun etkin kırılma tokluğunun (K_{IC}^{cy}) agreganın konsantrasyonu (V_{ag}), ortalama agreganın tane çapı (g_{ort}), agreganın çekme dayanımı ($f_{t,a}$) ve matrisin kırılma tokluğuna (K_{IC}^m) bağlı olduğunu belirtildi ve denklem (3.4)'deki gibi hesaplandı:

$$\frac{K_{IC}^{cy}}{K_{IC}^m} = \sqrt{\left(\frac{K_{IC}^k}{K_{IC}^m}\right)^2 + \frac{E(\pi/2)f_{t,a}^2 g_{ort} V_{ag} (1 - \sqrt{V_{ag}})(1 - V_{ag})(1 - \nu_m^2)}{E_m (1 - \nu^2)(K_{IC}^m)^2}} \quad (3.4)$$

Burada, $\frac{K_{IC}^k}{K_{IC}^m}$ kapan mekanizmasını göstermekte olup, bu mekanizma çalışmadığı

zaman $\frac{K_{IC}^k}{K_{IC}^m} = 1$ kabul edilir; $\frac{E}{E_m} = 1 - \frac{\pi^2}{16}(1 - \nu^2)V_{ag}$ ise betonun elastisite modülünün

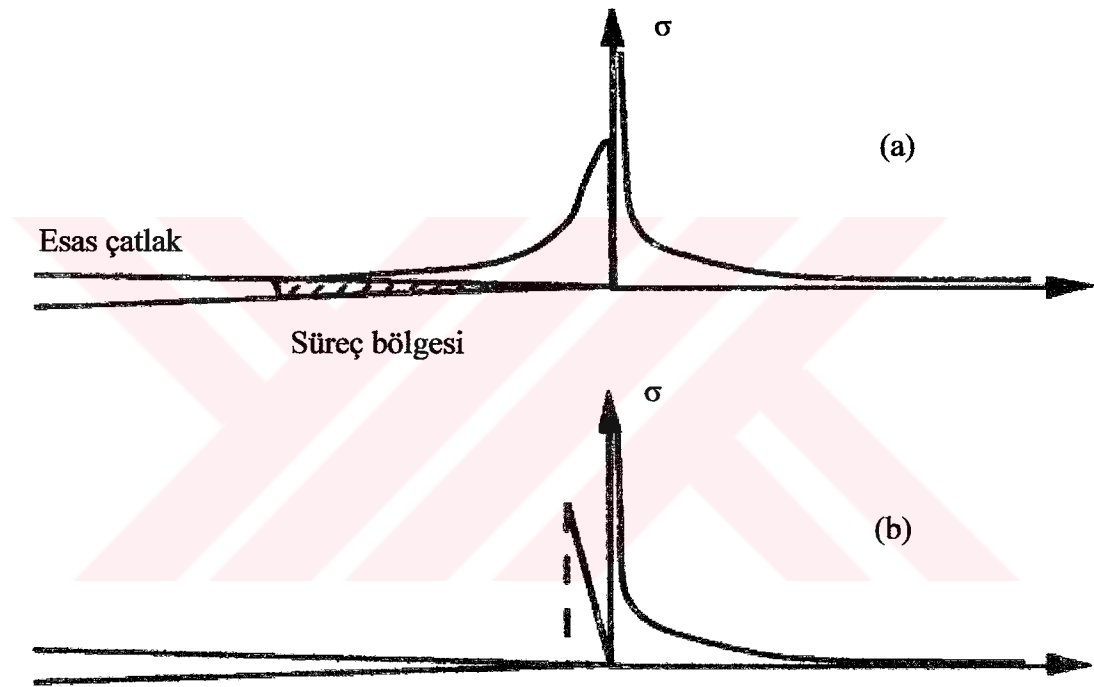
matrisin elastisite modülüne oranıdır.

$g_{ort} = 10$ mm, $f_{t,a} = 10$ MPa ve $V_{ag} = 0,3; 0,5; \text{ ve } 0,7$ için denklem (3.4)'den $\frac{K_{IC}^{cy}}{K_{IC}^m} = 1,39;$

1,31; ve 1,16 olarak hesaplandı.

Etkin kırılma tokluğu agreganın konsantrasyonundaki artışla azalmaktadır. Bu azalma büyük olasılıkla sıkıştırma bölgesinin uzunluğundaki kısılma ile ilişkilidir. Çatlak yüzü sıkıştırma deneysel olarak gözlemlenmese de bu mekanizmanın yüksek dayanımlı veya çok yüksek dayanımlı betonlarda oluşması beklenmektedir (Li ve Maalej, 1996).

Agrega köprülmesi mekanizması ile ilgili olası senaryolar için çatlak ucu-kırılma süreci Şekil 3.8’de şematik olarak gösterilmektedir. Eğer kırılma süreci bölgesinde agregalar matristen sürtünmeli bir şekilde ayrılırsa Şekil 3.8a’da gösterilen rijit-yumuşama davranışı sergilenebilir. Bu durum normal dayanımlı betonlara has bir davranıştır. Agregalar elastik-gevrek davranış (Şekil 3.8b) gösterdiğinde ise kırılma süreci bölgesinin küçük olması beklenir ve kırılma sürecindeki enerji yutulması önemli olmamaktadır. Bu durum ise yüksek dayanımlı betonların sahip olduğu bir davranış olup bu tür betonlarda küçük süreç bölgesi oluşmakta ve agregalar kırılmaktadır (Li ve Huang, 1990b).



Şekil 3.8. Kırılma süreci bölgesinde köprülleme görevi yapan agregaların rijit-yumuşama (a) ve elastik-gevrek (b) davranışlarını gösteren çatlak ucu gerilme alanı şemaları (Li ve Huang, 1990b).

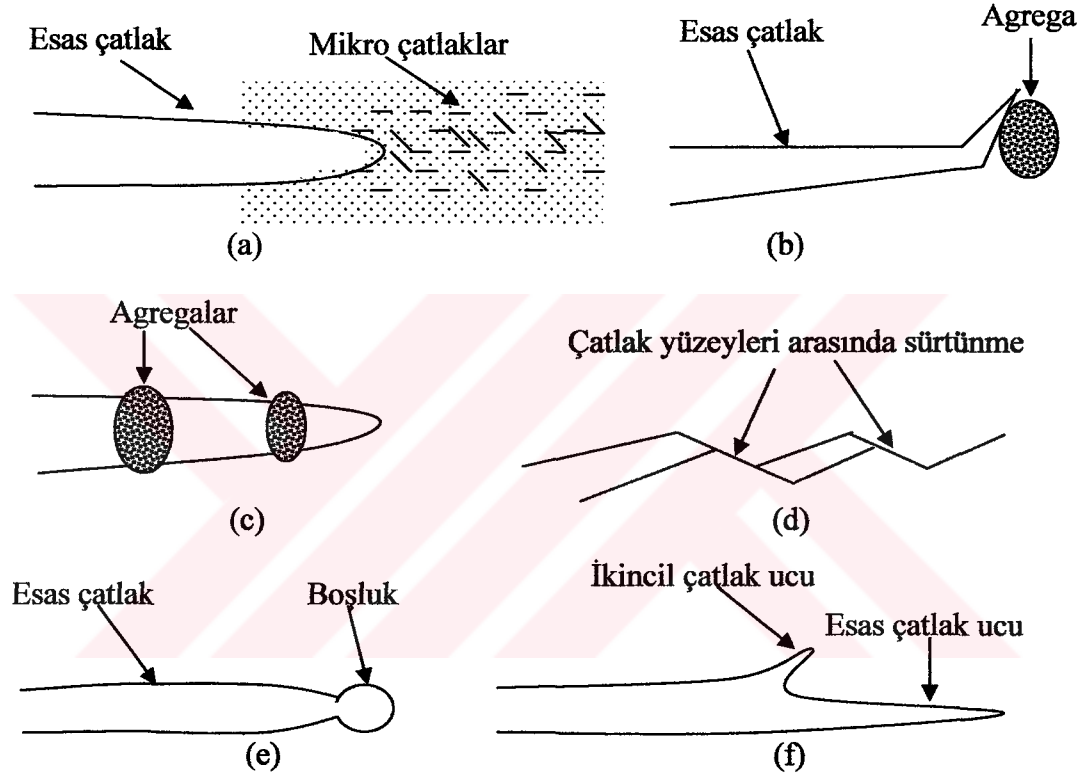
3.3.1.5 Etkin Kırılma Tokluğu

Kırılma sürecinde oluşan her bir toklaşma mekanizmasının malzemenin toplam kırılma tokluğuna katkısı göz önüne alınarak etkin kırılma tokluğu hesaplanmaktadır. Çimento hamurunun kırılma tokluğu (K_{IC}^{ch}) kiriş numunelerden LEKM’ne göre bulunabilmektedir. Harç veya beton gibi malzemelerin etkin kırılma tokluğu (K_{IC}) ise denklem (3.1)- (3.4)’de formülleri verilen arayüzeylerdeki çatlama (mikro çatlak kalkanı), çatlak sapması, çatlak kapanı, çatlak yüzü sıkıştırma ve agregaların köprülmesi gibi toklaşma mekanizmalarının bağımsız çalışması şartıyla, bu

toklaşma oranlarının çimento esaslı matrisin kırılma tokluğuna (K_{IC}^m) çarpımı şeklinde hesaplanabilir:

$$K_{IC} = K_{IC}^m \cdot \left(\frac{K_{IC}^{cs}}{K_{IC}^m} \right) \cdot \left(\frac{K_{IC}^{ay}}{K_{IC}^m} \right) \cdot \left(\frac{K_{IC}^{cy}}{K_{IC}^m} \right) \quad (3.5)$$

Betonda enerji sarfı sürecini gösteren bazı toklaşma mekanizmaları tipik olarak Şekil 3.9'da verilmektedir.



Şekil 3.9. Kırılma süreci bölgesindeki bazı toklaşma mekanizmaları: (a) Mikro çatlak kalkmanı, (b) Çatlak sapması, (c) Agregalar köprülenmesi, (d) Çatlak yüzeyleri arasında sürtünme (Kapan mekanizması), (e) Çatlak ucu bozulması, (f) Çatlak bölünmesi (Shah ve diğ., 1995).

3.3.2 Farklı Betonlarda Toklaşma Mekanizmaları

Yukarıda sözü edilen farklı toklaşma mekanizmalarının sanki bir birinden bağımsız mekanizmalar gibi çalıştığı varsayıldı. Gerçekte ise, herhangi bir mekanizmanın işlemesi diğer mekanizmaların varlığına veya etkinliğine etki edebilmektedir. Örneğin, çatlak sapmasının oluşması kapan mekanizmasının çalışmasını önleyebileceği olasıdır. Matristeki mikro çatlakların varlığı ise mikro çatlak kalkanına yol açmaktadır. Bununla birlikte, mikro çatlakların varlığı da çatlak sapması mekanizmasını olumsuz etkilemektedir. Böyle etkileşimlerden dolayı, farklı

toklaşma mekanizmalarının aynı anda çalışmasından doğan etkin tokluğun doğrulukla tahmin edilmesi ve her bir tekil tokluk mekanizmasının toplam toklaşma mekanizmasına katkısının ne kadar olduğunu saptamak da zordur.

Yüksek dayanımlı betonlar normal dayanımlılardan farklı davranış gösterirler. Bu tür betonlar düşük su/çimento oranından dolayı yüksek dayanıma, sertliğe ve daha tok matrise (çimento hamuru kırılma tokluğuna) sahiptirler. Ayrıca, YDB'ların çimento matrisi ve agregalar arası güçlü arayüzeyi de vardır. NDB ve YDB'lar arasındaki bu mikro yapısal farklar deformasyon ve kırılma davranışında da önemli farklılıklara sebep olmaktadır. NDB'lar da ise arayüzey çatlamlarından dolayı tepe noktadan önceki kısım tipik doğrusal olmayan eğri şeklinde olsa da, YDB'ların bu kısımda daha lineer elastik davrandığı bilinmektedir. Kırılma yüzeyleri incelendiğinde, YDB'ların daha düz bir yüzeye sahip olduğu, agregaların kırıldığı; NDB'larda ise kırılma yüzeyinin genelde dolambaçlı olduğu, ve agregaların arayüzeyden kopma eğilimi sergilediği gözlenmektedir. Genel kabul edilen görüş, NDB'larda kompozitin tokluğunun genellikle çimento/matris arayüzey çatlama ve agrega köprülenmesi mekanizmalarından ileri geldiği yöndedir. YDB'larda ise, Li ve Maalej (1996)'in belirttiği gibi, çimento ve agrega arasındaki arayüzey bağları güçlü olduğundan çatlak sapması ve arayüzeylerin çatlama (mikro çatlak kalkanı) mekanizması oluşmayabilir.

3.3.2.1 Sertleşmiş Çimento Hamuru (SÇH)

Hidratasyonun ilk aşamalarında, çimento hamurunun mikro yapısı boşluklu ve oldukça heterojen olup çimento jeli, kalsiyum hidroksit ve hidrate olmamış çimento tanecikleri içermektedir. Zamanla çimento hamurunun mikro yapısı daha az boşluklu ve daha homojen bir yapıya dönüşmektedir (Mindess, 1983). Genellikle, sertleşmiş çimento hamurundaki çatlak yolu, yalnız betondaki dolaylı çatlak yolu ile karşılaştırıldığında oldukça düzlemseldir. Ayrıca, SÇH hem basınçta hem de çekmede neredeyse lineer elastik ve gevrek davranış göstermektedir. Böyle bir davranışın dengesiz çatlak yayılması ile ilişkili olduğu söylenebilir. Birchall ve diğ. (1981) tarafından Griffith teoreminin SÇH'na uygulanabileceği belirtildi. Yukarıda sözü edilen çatlak sapması, çatlak kapanı, çatlak yüzü sıkıştırma ve agrega köprülenmesi gibi toklaşma mekanizmalarının SÇH'nda çalışması beklenmemektedir.

3.3.2.2 Harç

Harç, çimento hamuru matrisine ince agregaların (en büyük tane çapı 4mm'den küçük) eklenmesiyle elde edilir. Harç numunelerine yük uygulandığında çatlaklar ince agrega/çimento hamuru arayüzeyinden başlamakta ve ince agrega taneciklerinden sakınmak için dolaylı yönde yayılmaktadır. Böylece, mikro çatlak kalkanı, çatlak kapanı ve agrega köprülenmesi gibi mekanizmaları harçta önemli toklaşma mekanizmaları sayılabilir (Li ve Maalej, 1996). Jenq ve Shah (1985)'a göre diğer bileşenler aynı kalmak şartıyla çimento hamuru matrisine hacimce %46 ince agreganın eklenmesi malzemenin kırılma tokluğunu %55 kadar arttırmaktadır. Kırılma tokluğundaki bu artışa harçtaki mevcut olan mikro çatlak kalkanı ve çatlak kapanı mekanizmalarının katkısının olduğu söylenebilir.

3.3.2.3 Normal Dayanımlı Beton (NDB)

Betonda, harç ve agrega arayüzeyinin en zayıf faz olduğu ve bu arayüzey bölgesinin harç fazına oranda daha boşluklu olduğu bilinmektedir. Harç ve agrega arayüzeyindeki çekme bağ dayanımları yalın harcın çekme dayanımının yalnız bir kısmıdır. Betonda arayüzeyi bağ çatlakları önceden mevcut olup, bu çatlaklar normal dayanımlı betonda YDB'a göre daha yüksektir. Arayüzeyi bölgesinin zayıflığı ve mikro çatlakların önceden mevcut olması sebebiyle çatlak kalkanı, çatlak sapması ve çatlak yüzü sıkıştırma mekanizmalarının normal betonda önemli toklaşma mekanizmalarıdır. Betonda, harca oranda daha yüksek tokluğun gözlenmesi mikro çatlak kalkanı ve çatlak sapması mekanizmalarının çalışması ile açıklanabilir (Li ve Maalej, 1996). Jenq ve Shah (1985)'a göre diğer bileşenler sabit kalmak şartıyla %33 hacim oranında agreganın harç matrisine eklenmesi, malzemenin kırılma tokluğunu %37 arttırmaktadır. Böylece, kırılma enerjisinin de önemli derecede arttığı bilinmektedir.

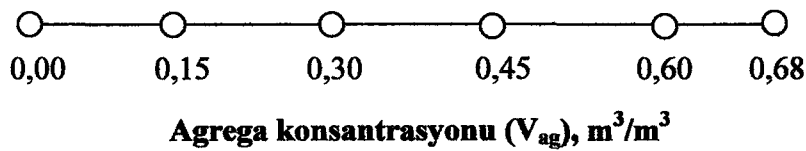
3.3.2.4 Yüksek Dayanımlı Beton (YDB)

Yüksek dayanımlı beton, normal dayanımlı betona oranda yüksek basınç dayanımı ve elastisite modülüne sahip olsa da gevreklik sorunu ortaya çıkmaktadır. Genellikle, YDB'ların davranışının NDB'larinkine oranda daha lineer elastik olduğu, malzemenin daha gevrek davrandığı ve daha az karakteristik boya (sünekilge) sahip olduğu bilinmektedir. YDB'un kırılma tokluğu normal dayanımlılarınkine oranla yüksek olduğu deneylerle tespit edildi (Shah, 1990; Karihaloo ve Nallathambi,

1991). Kırılma tokluğunun yüksek oluşu ise çatlak kapanı mekanizmasının YDB'larda daha etkin olmasından ileri gelmektedir. Deneysel çalışmalar; herbir gerilme düzeyinde YDB'un NDB'a oranda daha az mikro çatlığa sahip olduğunu göstermektedir. YDB'larda matrisin ve özellikle de agrega/matris arayüzeyinin NDB'lara kıyasla daha az boşluklu olduğu da saptandı (Li ve Maalej, 1996). Düşük su/çimento oranı ve silis dumanı kullanılarak zayıf matris/agrega arayüzeyi ve matrisin dayanımı artırılabilir (Taşdemir, 1995). Güçlü bir arayüze sahip betonda çatlığın agreganın etrafından dolanıp geçmesi zorlaşmakta ve beton dayanımı arttıkça çatlakların büyük bir kısmı agreganın içinden yayılmaya eğilim göstermektedir. Agregaların içerisinde ne kadar çok çatlak geçerse, agrega köprülenmesi mekanizması daha az önem taşır ve YDB'da kırılma gevrek türden olur. Li ve Huang (1990b)'a göre YDB'nun tokluğunun belirlenmesinde mikro çatlak kalkanı ve çatlak sapması mekanizmaları önemli rol oynamamaktadır. YDB'ların toklaşma mekanizmaları; çatlak kapanı ve çatlak yüzü sıkıştırma (agrega köprülenmesi) mekanizmaları olarak kabul edilmektedir (Li ve Huang, 1990b).

3.4 Agreganın Konsantrasyonunun Betonun Kırılma Parametrelerine Etkisi ile İlgili Deneysel Çalışma

Belirli bir su/çimento oranına sahip hamura granülometrisi belli agrega katarak betonu oluşturmak ve mekanik davranışı incelemek hem teorik hem de deneysel bakımdan büyük önem taşımaktadır. Bu çalışmada, maksimum tane boyutu, agrega granülometrisi ve betonların su/çimento oranı sabit ($w/c=0,316$) tutuldu; agrega konsantrasyonunu (V_{ag}) ise 0,00; 0,15; 0,30; 0,45; 0,60 ve 0,68 m^3/m^3 olarak sertleşmiş çimento hamurundan işlenebilir bir betona kadar değiştirildi. Deneysel çalışmanın amacı, agrega konsantrasyonu gibi yapısal bir parametreye bağlı olarak betonun kırılma parametrelerinin saptanmasıdır. Bunun için, $V_{ag}=[0,00-0,68] m^3/m^3$ aralıkları içerisinde belirtilen 6 noktada farklı agrega konsantrasyonundan oluşan bir deneysel tasarım (Şekil 3.10) yapılarak betonlar üretildi.



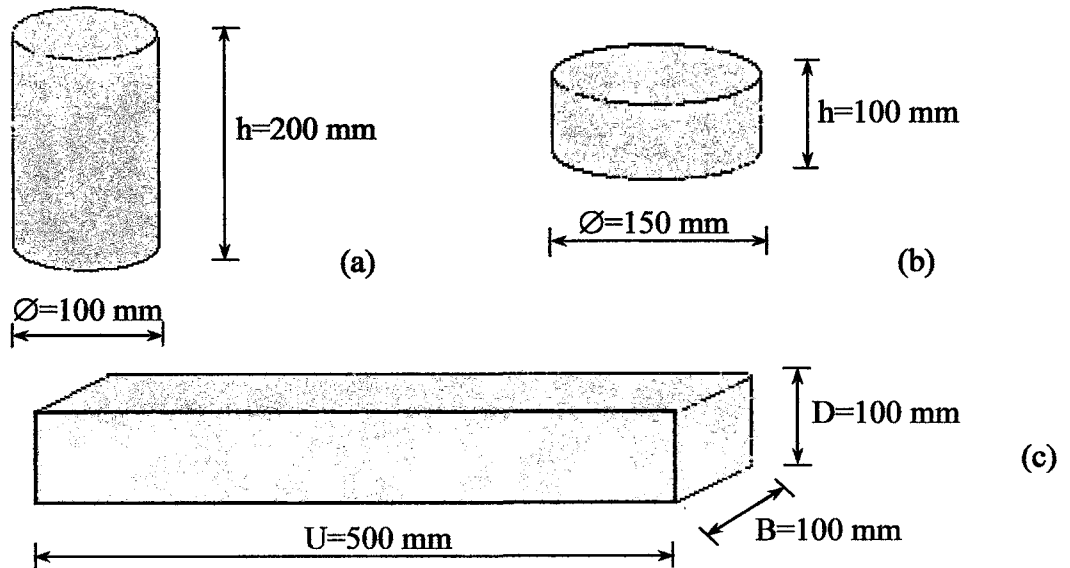
Şekil 3.10. Agreganın konsantrasyonu değişimini gösteren deneysel tasarım şeması.

3.4.1 Deney Türü, Numune Tipleri ve Şekilleri, Elde Edilecek Parametreler

Kırılma enerjisinin belirlenmesi için uzunluğu $U=500$ mm ve kesiti 100×100 mm olan kiriş numuneler, basınç dayanımı ve elastisite modülünü belirlemek için çapı $\varnothing=100$ mm ve yüksekliği $h=200$ mm olan silindir numuneler, yarma çekme dayanımının belirlenmesi için ise çapı $\varnothing=150$ mm ve yüksekliği $h=100$ mm olan disk numuneler üretildi. Deney türü, numune türü ve boyutları ile deneysel olarak elde edilecek parametreler detaylı biçimde Tablo 3.2’de verilmekte olup tipik numune şekilleri Şekil 3.11’de gösterilmektedir.

Tablo 3.2. Deney türü, numune tipi ve boyutları, elde edilecek parametreler.

| Deney türü | Numune tipi | Numune boyutları (mm) | Parametreler |
|-------------------|-------------|--------------------------------|---|
| Basınç | Silindir | $\varnothing=100$, $h=200$ | - Basınç dayanımı (f'_c), MPa - Elastisite modülü (E), GPa |
| Yarma | Disk | $\varnothing=150$, $h=100$ | - Yarma çekme dayanımı (f_{st}), MPa |
| Üç noktalı eğilme | Kiriş | $100 \times 100 \times 500$ | - Kırılma enerjisi (G_F), N/m - Yük-sehim eğrisinin altında kalan alan (W_0), Nmm - Maksimum yük (P), kN - Maksimum sehim (δ_0), mm - Net eğilme dayanımı (f_{net}), MPa - SÇH’nun kırılma tokluğu, (K_{IC}^{ch}), $\text{MPa}\sqrt{m}$ |



Şekil 3.11. Numune şekil ve boyutları: (a) Silindir, (b) Disk, (c) Kiriş.

3.4.2 Beton Üretiminde Kullanılan Malzemeler

Beton üretiminde kullanılan malzemeler; çimento, su, doğal kum, kırmakum ve kırmataş I'den oluşmaktadır.

3.4.2.1 Çimento

Kullanılan çimento PÇ 42,5 cinsi Portland Çimentosu olup özgül ağırlığı 3,14 g/cm³'tür.

3.4.2.2 Agregası

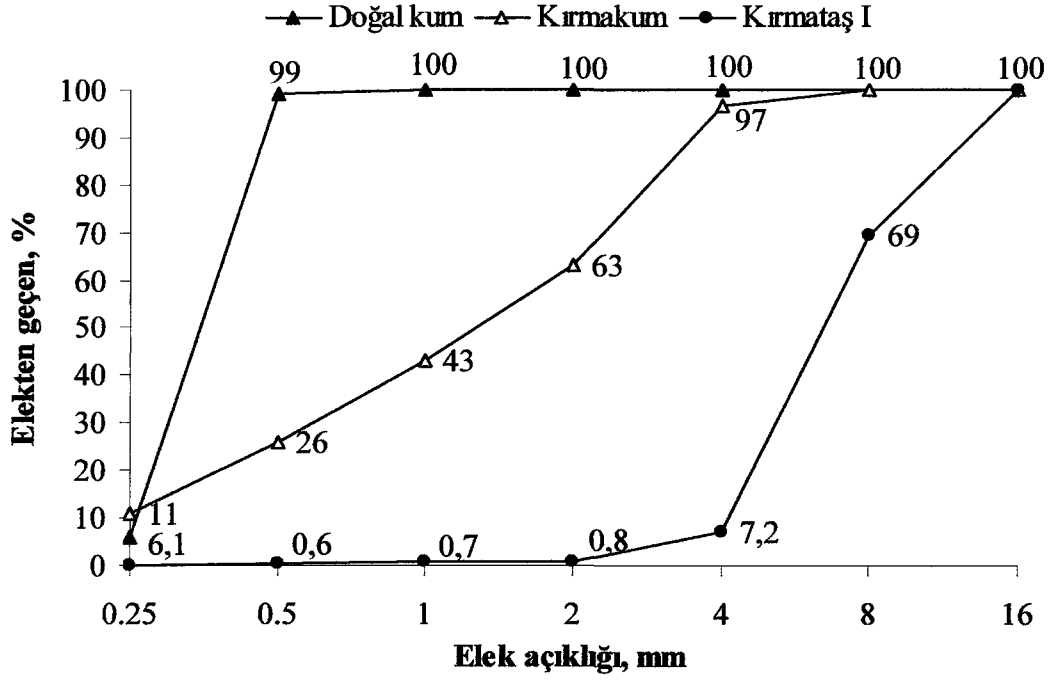
İri agregası olarak en büyük agregası boyutu 16 mm'lik kırmataş I, ince agregası olarak 0-4 mm boyutunda kırma kum ve 0-0,5 mm boyutunda doğal kum kullanıldı. Kırmataş I, kırmakum ve doğal kumun özgül ağırlıkları ise sırasıyla 2,70; 2,68 ve 2,62 g/cm³'tür. Üretilen betonlarda kullanılan agregası hacim oranları Tablo 3.3'de verilmektedir. Agregası elek analizi sonuçları ise Tablo 3.4'te verilmekte olup, Şekil 3.12'de ve Şekil 3.13'deki granülometri eğrisinde gösterilmektedir.

Tablo 3.3. Agregası hacim oranları

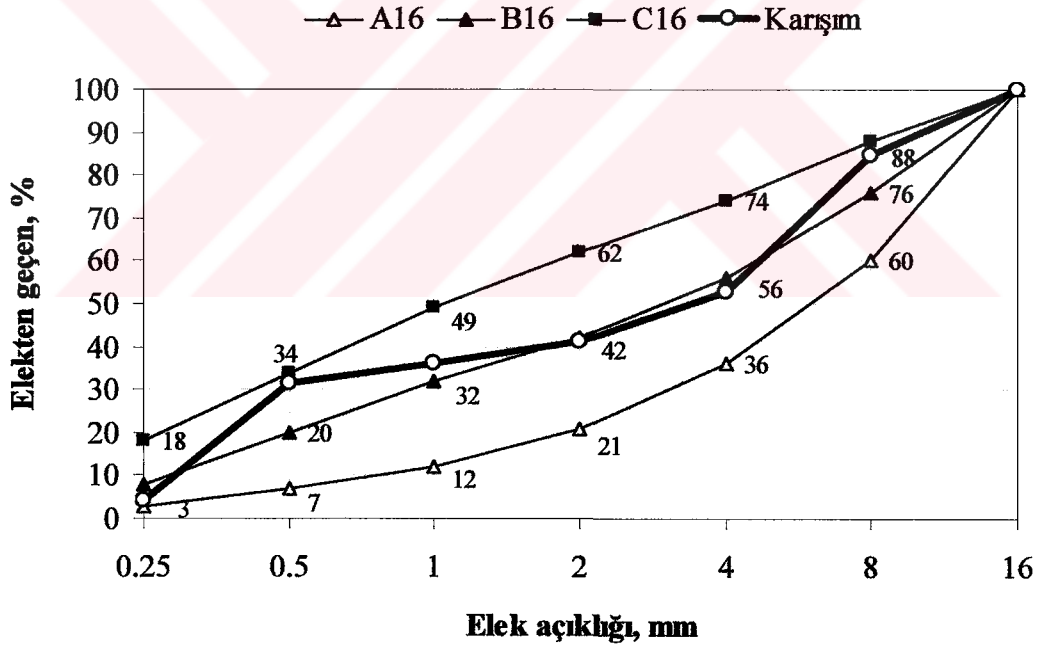
| Agregası tipi | Karışımındaki agregası hacim oranı (%) |
|---------------|--|
| Doğal kum | 25 |
| Kırmakum | 25 |
| Kırmataş I | 50 |

Tablo 3.4. Agregası elek analizi sonuçları

| Elek boyutu, mm | Elekten geçen, % | | | Karışım, % |
|-----------------|-------------------|----------------|-------------------|------------|
| | Doğal kum (0-0,5) | Kırmakum (0-4) | Kırmataş I (4-16) | |
| 16 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| 8 | 100 | 100 | 69 | 100 |
| 4 | 100 | 97 | 7 | 100 |
| 2 | 100 | 63 | 0 | 63 |
| 1 | 100 | 43 | 0 | 43 |
| 0,5 | 99 | 26 | 0 | 26 |
| 0,25 | 6 | 11 | 0 | 11 |



Şekil 3.12. Elekten geçen agrega yüzdelerini gösteren eğriler.



Şekil 3.13. Beton üretiminde kullanılan agrega karışımının granülometri eğrisi.

3.4.2.3 Kimyasal Katkı

Taze beton karışımının su içeriğini yeterli derecede azaltmak ve işlenebilirliği sağlamak amacıyla süperakışkanlaştırıcı kullanılmaktadır. Bu çalışmada, su/çimento oranı düşük ($w/c=0,316$) olduğundan beton karışımlarında Polikarboksilik Eter esaslı hiper akışkanlaştırıcı kullanıldı.

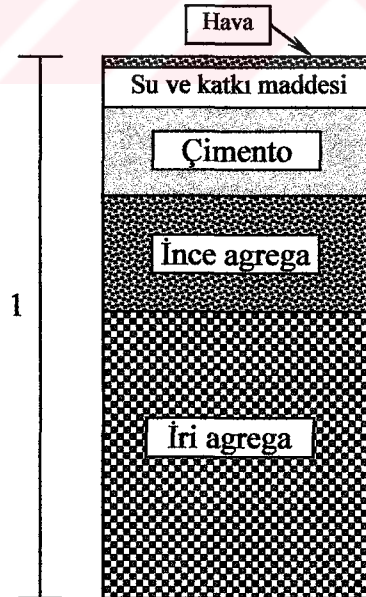
3.4.3 Beton Karışımlarının Bileşenleri

Agrega konsantrasyonu 0,00; 0,15; 0,30; 0,45; 0,60 ve 0,68 m³/m³ olan 6 farklı beton karışımı sırasıyla, V00, V15, V30, V45, V60 ve V68 olarak kodlandırıldı. Beton bileşenleri ve taze beton özellikleri ise Tablo 3.5’de verilmektedir.

Tablo 3.5. Beton bileşenleri ve taze beton özellikleri.

| | V00 | V15 | V30 | V45 | V60 | V68 |
|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Çimento, kg/m ³ | 1567 | 1327 | 1078 | 837 | 588 | 423 |
| Doğal kum (0-0,5 mm), kg/m ³ | 0 | 99 | 198 | 295 | 391 | 447 |
| Kırmakum (0-4 mm), kg/m ³ | 0 | 101 | 202 | 302 | 400 | 457 |
| Kırmataş I (4-16 mm), kg/m ³ | 0 | 204 | 407 | 609 | 806 | 922 |
| Su, kg/m ³ | 495 | 419 | 341 | 265 | 186 | 134 |
| Su/çimento | 0,316 | 0,316 | 0,316 | 0,316 | 0,316 | 0,316 |
| Kimyasal katkı/çimento, % | - | - | - | 0,26 | 0,88 | 2,83 |
| Kimyasal katkı, kg/m ³ | - | - | - | 2,2 | 5,2 | 12,3 |
| Çökme, cm | - | 19 | 9 | 9,5 | 12 | 11 |
| Birim ağırlık, kg/m ³ | 2063 | 2151 | 2226 | 2310 | 2377 | 2395 |
| Hava, % | 0,5 | 0,7 | 1,4 | 1,6 | 2,4 | 3,7 |

Sıkıştırılmış taze beton; çimento, su ve akışkanlaştırıcı katkı maddesi, ince agrega, iri agrega ve havanın hacim oranlarının toplamından oluşmaktadır (Şekil 3.14). Bu toplam 1’e eşit olup denklem (3.6)’daki gibi ifade edilebilir.



Şekil 3.14. 1m³ betonu oluşturan bileşenlerinin tipik sematik gösterimi.

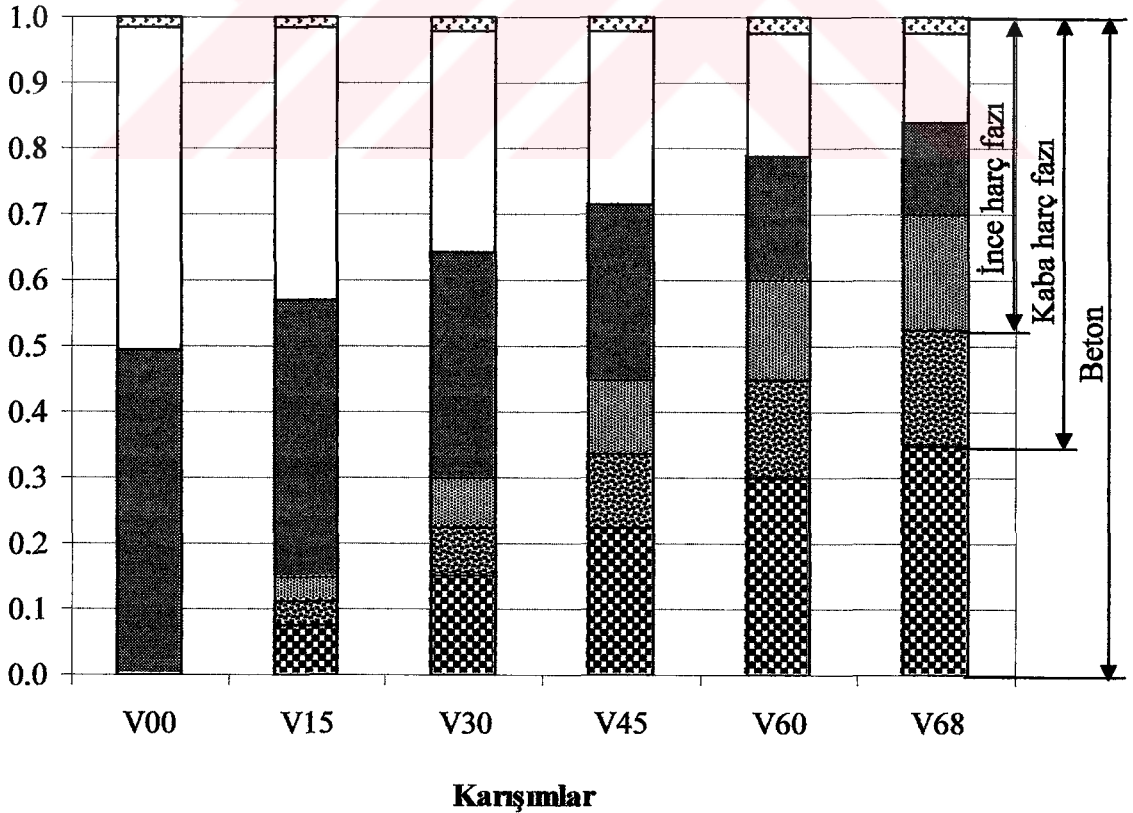
$$\frac{m_c}{\rho_c} + \frac{m_s}{\rho_s} + \frac{m_{f1}}{\rho_{f1}} + \frac{m_{f2}}{\rho_{f2}} + \frac{m_c}{\rho_c} + V_{hava} = 1 \quad (3.6)$$

Burada, m_{ϕ} , m_s , m_{f1} , m_{f2} , m_c ve ρ_{ϕ} , ρ_s , ρ_{f1} , ρ_{f2} , ρ_c sırasıyla, 1 m^3 betondaki çimentonun, suyun, doğal kumun, kırmakumun ve kırmataş I'ın ağırlıkları ve özgül ağırlıkları olup, $\rho_{\phi} = 3140\text{ kg/m}^3$, $\rho_s = 1000\text{ kg/m}^3$, $\rho_{f1} = 2620\text{ kg/m}^3$, $\rho_{f2} = 2680\text{ kg/m}^3$ ve $\rho_c = 2700\text{ kg/m}^3$ 'tür. V_{hava} ise 1 m^3 betondaki havanın hacmini göstermektedir. Tablo 3.5'de verilen 1 m^3 betonu oluşturan bileşenler hacimsel olarak Tablo 3.6 ve Şekil 3.15'de verilmektedir.

Tablo 3.6. 1 m^3 betondaki bileşenlerin hacimsel değerleri.

| | | V00 | V15 | V30 | V45 | V60 | V68 |
|----------------------|--------------------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| Çimento | m_{ϕ} / ρ_{ϕ} | 0,499 | 0,4227 | 0,3433 | 0,2666 | 0,1874 | 0,1346 |
| Doğal kum (0-0,5 mm) | m_{f1} / ρ_{f1} | - | 0,0378 | 0,0754 | 0,1127 | 0,1493 | 0,1707 |
| Kırmakum (0-4 mm) | m_{f2} / ρ_{f2} | - | 0,0378 | 0,0754 | 0,1127 | 0,1493 | 0,1707 |
| Kırmataş I (4-16 mm) | m_c / ρ_c | - | 0,0756 | 0,1509 | 0,2255 | 0,2986 | 0,3414 |
| Su + katkı maddesi | m_s / ρ_s | 0,495 | 0,4194 | 0,3406 | 0,2667 | 0,1911 | 0,1459 |
| V_{hava} | | 0,005 | 0,007 | 0,014 | 0,016 | 0,024 | 0,037 |
| Toplam: | | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |

■ Kırmataş I ■ Kırmakum ■ Doğal kum ■ Çimento □ Su+ katkı maddesi □ Hava



Şekil 3.15. 1 m^3 betonda agrega konsantrasyonunun ve diğer beton bileşenlerinin değişimi.

Doğal kumun ince harç fazındaki ($g=0,5$ mm) hacim oranı (V_{f1}), kırmakumun kaba harç fazındaki ($g=4$ mm) hacim oranı (V_{f2}), ve kırmataş Γ 'in ise betondaki hacim oranı (V_c) aşağıdaki gibi hesaplanabilir:

$$V_c = \frac{m_c}{\rho_c} \quad (3.7)$$

$$V_{f2} = \frac{m_{f2}/\rho_{f2}}{V_{m2}} = \frac{m_{f2}/\rho_{f2}}{1 - m_c/\rho_c} \quad (3.8)$$

$$V_{f1} = \frac{m_{f1}/\rho_{f1}}{V_{m1}} = \frac{m_{f1}/\rho_{f1}}{1 - (m_{f2}/\rho_{f2} + m_c/\rho_c)} \quad (3.9)$$

Betonda toplam ince agregaya (doğal kum ve kırmakum) hacim oranı ise aşağıdaki gibidir:

$$V_f^{toplama} = (1 - V_{f2}) V_{f1} + V_{f2} \quad (3.10)$$

Betonda, en büyük agregaya boyutu 4 mm olan kaba harç fazın hacim oranı (V_{m2}) ve 0,5 mm olan ince harç fazın hacim oranı (V_{m1}) sırasıyla, denklem (3.11) ve (3.12) ile, toplam agregaya konsantrasyonu (V_{ag}) ise iri ve ince agregaların hacim oranları cinsinden denklem (3.13)'deki gibi ifade edilebilmektedir:

$$V_{m2} = 1 - V_c = 1 - \frac{m_c}{\rho_c} \quad (3.11)$$

$$V_{m1} = 1 - (m_{f2}/\rho_{f2} + m_c/\rho_c) \text{ veya } V_{m1} = 1 - ((1 - V_c) V_{f2} + V_c) \quad (3.12)$$

$$V_{ag} = (1 - V_c) V_f^{toplama} + V_c \text{ veya} \quad (3.13)$$

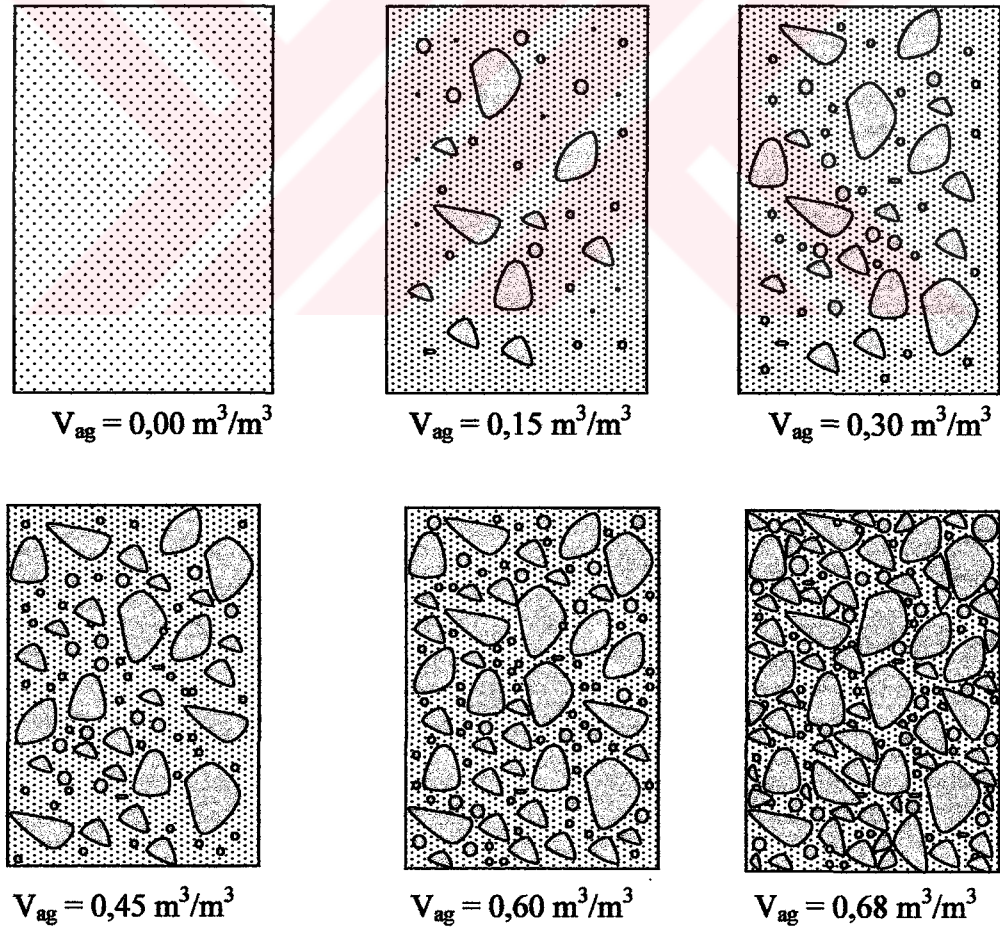
$$V_{ag} = [1 - ((1 - V_c) V_{f2} + V_c)] V_{f1} + [(1 - V_c) V_{f2} + V_c] = V_{m1} V_{f1} + V_{m2} V_{f2} + V_c$$

İnce harç fazı, kaba harç fazı ve beton için denklem (3.7-3.13)'de verilen hacim oranlarının agregaya konsantrasyonu ile değişimi Tablo 3.7'de verilmektedir.

Tablo 3.7. İnce harç fazı, kaba harç fazı ve betonda agrega hacim oranlarının agrega konsantrasyonu ile değişimi.

| | V00 | V15 | V30 | V45 | V60 | V68 |
|---|-----|-------|-------|-------|-------|-------|
| Doğal kumun ince harç fazındaki hacim oranı (V_{f1}) | - | 0,043 | 0,097 | 0,170 | 0,270 | 0,350 |
| Kırmakumun kaba harç fazındaki hacim oranı (V_{f2}) | - | 0,041 | 0,089 | 0,146 | 0,213 | 0,259 |
| Kırmataş I'ın betondaki hacim oranı (V_c) | - | 0,076 | 0,151 | 0,225 | 0,299 | 0,341 |
| Betonda toplam ince agrega hacim oranı (V_f^{toplam}) | - | 0,082 | 0,178 | 0,291 | 0,426 | 0,518 |
| Kaba harç fazının hacim oranı (V_{m2}) | - | 0,924 | 0,849 | 0,775 | 0,701 | 0,659 |
| İnce harç fazının hacim oranı (V_{m1}) | - | 0,887 | 0,774 | 0,662 | 0,552 | 0,488 |
| Agrega konsantrasyonu (V_{ag}) | - | 0,151 | 0,302 | 0,451 | 0,597 | 0,683 |

Farklı agrega konsantrasyonuna sahip betonların en kesitlerinin tipik olarak gösterimi Şekil 3.16'da, üretilen betonlara ait en kesit görünüşleri ise ekteki Şekil K.1'de verilmektedir.



Şekil 3.16. Tipik beton kesiti görünüşünün agrega konsantrasyonu ile değişimi (Taşdemir ve Karihaloo, 2001).

3.4.4 Numunelerin Hazırlanması

Çimento, doğal kum, kırmakum ve kırmataş I karıştırıldıktan sonra su ve gerektiğinde hiperakışkanlaştırıcı eklendi. Üretilen beton, çelik kalıplara döküldü ve vibrasyon masasında sıkıştırılarak yerleştirildi. Yaklaşık 24 saat sonra kalıplarından çıkarılan numuneler $+20^{\circ}\text{C} \mp 2^{\circ}\text{C}$ sıcaklıkta kirece doymun suda deney gününe kadar saklanmak üzere kür havuzuna konuldu.

3.4.5 Taze Beton Deneyleri

Taze beton deneyi olarak betonun kıvamını ve birim ağırlığını belirlemek için çökme ve birim ağırlık deneyleri yapıldı.

3.4.5.1 Çökme Deneyi

Taze betonun işlenebilirliğini belirlemek için çökme deneyi yapıldı. Çimento hamurunun (V00) çökme değeri ölçülmedi. Agregas konsantrasyonu $0,15 \text{ m}^3/\text{m}^3$ 'den $0,30 \text{ m}^3/\text{m}^3$ 'e artmasıyla çökme değerinde yaklaşık 2 kat azalma görülse de her hangi bir akışkanlaştırıcı katkı maddesi kullanmaya gerek kalmadı. V45, V60 ve V68 kodlu karışımlarda ise işlenebilirliği sağlamak amacıyla hiperakışkanlaştırıcı kullanıldı (Tablo 3.5).

3.4.5.2 Birim Ağırlık Deneyi

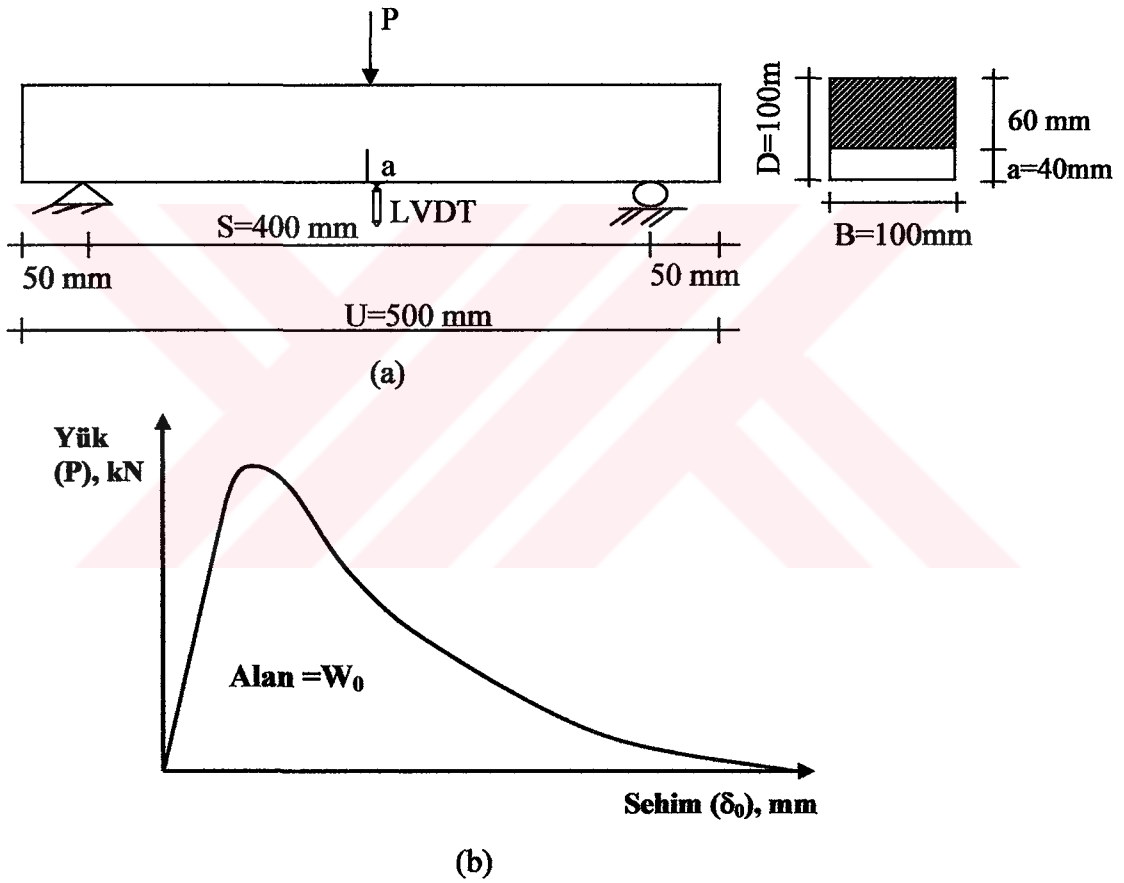
Üretilen beton kalıplara yerleştirilmeden önce, 8 dm^3 hacminde ve silindir biçiminde olan birim ağırlık kabına yerleştirildi, vibrasyona tabi tutuldu ve taze betonun gerçek birim ağırlığı bulundu (Tablo 3.5).

3.4.6 Sertleşmiş Beton Deneyleri

3.4.6.1 Üç Noktalı Eğilme Deneyi ve Kırılma Enerjisinin Belirlenmesi

Kırılma enerjisinin belirlenmesi için RILEM TC 50-FMC (1985) Teknik Komitesince önerilen çentikli $100 \times 100 \times 500 \text{ mm}$ 'lik kiriş numuneler üzerinde üç noktalı eğilme deneyi (Şekil 3.17) gerçekleştirildi. Standartta öngörülen 50 mm 'lik çentiğin yerine iri agregaların etkin alanda bulunmasını sağlamak amacıyla kiriş numuneler elmas testere ile kesilerek 40 mm 'lik bir çentik açıldı ve etkin kesit alanının $60 \times 100 \text{ mm}$ olması sağlandı. Kiriş numuneler yaklaşık 130. günde eğilme deneyine tabi tutuldu. Beton kiriş numunelere yük, maksimum kapasitesi 100 kN

olan Instron 5500R kapalı çevrimli deplasman kontrollü deney makinesi ile uygulandı. Yükleme hızı 0,5 mm'lik bir sehime kadar 0,0125 mm/dak., numune kırılıncaya kadar ise 0,025 mm/dak. sabit tutuldu. Böylece, her bir numune için deney yaklaşık 60-75 dakika sürdü. Kirişin ortasına yerleştirilen 1 adet LVDT ile sehim ölçüldü ve her bir kiriş numune için yük-orta noktadaki sehim eğrisi elde edildi. Eğilme deneyi kontrol ünitesi Ekler bölümündeki Şekil J.3'de, üç noktalı eğilme deney düzeneği ise Şekil J.4'de verilmektedir. Tipik olarak çentikli kiriş numune için eğilme deneyi düzeneği Şekil 3.17a'da, elde edilen yük-sehim eğrisi ise Şekil 3.17b'de gösterilmektedir.



Şekil 3.17. Üç noktalı eğilme deney düzeneği (a) ve elde edilen yük-sehim eğrisinin (b) şematik gösterimi.

Yük-sehim eğrisinin altındaki alan (W_0) yardımıyla betonun kırılma enerjisi RILEM TC 50-FMC'nin önerdiği denklem (3.14) ile hesaplanır:

$$G_F = \frac{W_0 + m \frac{S}{U} g \delta_0}{B(D-a)}, \text{ N/m veya J/m}^2 \quad (3.14)$$

Burada, B, D, a, m, S ve U sırasıyla, kiriş numunenin genişliği, derinliği, çentik uzunluğu, numunenin ağırlığı, mesnetler arası uzaklığı ve kirişin uzunluğudur. g yerçekimi ivmesi (9,81 m/san.²), δ_0 ise göçme anında açıklığın ortasındaki son sehimdir.

3.4.6.2 Net Eğilme Dayanımının Belirlenmesi

Net eğilme dayanımı, çentikli kiriş numune üzerinde yapılan üç noktalı eğilme deneyinden elde edilen en büyük yük kullanılarak aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır:

$$f_{net} = \frac{3PS}{2B(D-a)^2}, \text{ MPa} \quad (3.15)$$

Burada, P, S, B, D, ve a, sırasıyla, en büyük yük, mesnetler arası uzunluk, numunenin genişliği, numunenin yüksekliği, ve çentik uzunluğu olup, $a/D=0,4$ ve $S/D=4$ 'tür.

3.4.6.3 Basınç Deneyi ve Elastisite Modülünün Belirlenmesi

Basınç deneyi Şekil 3.11a'da gösterilen, çapı $\varnothing=100$ mm ve yüksekliği $h=200$ mm olan silindir numuneler üzerinde Avrupa Standardlarına (EN 206 ve EN 12390) ve tek eksenli basınç deney yöntemine göre yapıldı. 28 ve 130 günlük basınç dayanımının belirlenmesi için silindir numuneler deney gününden bir gün önce kür havuzundan çıkarılarak başlık yapıldı ve basınç deneyine tabi tutuldu. Basınç deneylerinde 500 ton kapasiteli yükleme makinesi kullanıldı ve yükleme hızı 0,3 ton/san.'de sabit tutuldu. Her 2,5 tonluk yüke karşı gelen yük ve düşey yer değiştirme değerleri okundu ve numunelerin kırılma (maksimum) yükleri kesit alanına bölünerek basınç dayanımları hesaplandı. Basınç dayanımı deney düzeneği ekte Şekil J.1a'da verilmektedir.

Silindir numuneler üzerine yerleştirilen komparatör yardımıyla basınç deneyi sırasında eksenel şekil değiştirmeler okunarak betonun gerilme-şekil değiştirme grafiği elde edildi ve elastisite modülü bulundu. Elastisite modülünün hesaplanması için gerilme-şekil değiştirme eğrisinde maksimum yükün 1/3'ü arasında kalan gerilme-şekil değiştirme değerleri kullanıldı. Betonlara ait gerilme-şekil değiştirme eğrilerinden elde edilen basınç dayanımı ve elastisite modülü değerleri Tablo 3.8'de verilmektedir.

3.4.6.4 Yarma Deneyi

Çapı $\varnothing=150$ mm ve yüksekliği $h=100$ mm olan (Şekil 3.11b) disk numuneler üzerinde 130. günde yapılan yarma deneyinden elde edilen en büyük yük kullanılarak yarma çekme dayanımı aşağıdaki gibi hesaplandı:

$$f_{st} = \frac{2P}{\pi h \varnothing}, \text{ N/mm}^2 \quad (3.16)$$

Burada, P , h , ve \varnothing , sırasıyla, en büyük yük, disk numunenin yüksekliği ve çapıdır. Yarma çekme dayanımı deney düzeneği ekte Şekil J.1b'de verilmektedir.

3.4.7 Deney Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Betonun mekanik ve kırılma özelliklerine agrega konsantrasyonunun etkisini incelemek amacıyla yapılan deneylerden elde edilen değerlerin ortalamaları Tablo 3.8'de verilmektedir. Herbir numune için basınç, yarma ve eğilme deneylerinden elde edilen değerler ve ortalama değerleri ise ekteki Tablo A.1.-Tablo A.8.'de ayrıntılı olarak verilmektedir.

3.4.7.1 Kırılma Enerjisi

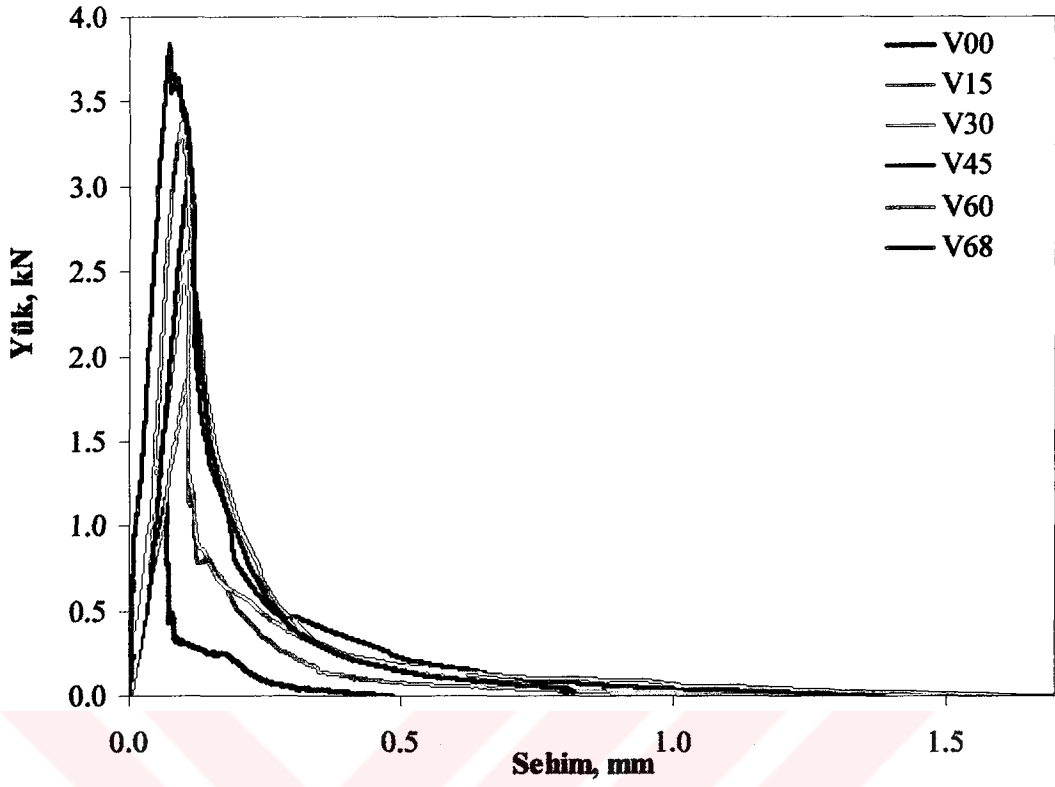
Şekil 3.18'de çimento hamuru ve farklı agrega konsantrasyonlarına sahip beton kırılgara ait tipik yük-sehim eğrileri verilmektedir. Şekil 3.18'den görüldüğü gibi agrega konsantrasyonu arttıkça eğri altında kalan alan, başka bir deyişle kırışın kırılmaya kadar yuttuğu enerji artmaktadır. Yük-sehim eğrisi altında kalan alan hesaplandıktan sonra denklem (3.14) kullanılarak kırılma enerjileri hesaplandı. Yük-sehim eğrisinin altında kalan alan (W_0) ve kırılma enerjisi (G_F) değerleri Tablo 3.8'de verilmekte ve sırasıyla, Şekil 3.19 ve Şekil 3.20'de gösterilmektedir. Ayrıca, Tablo 3.8'de kırışlere ait ortalama maksimum yük (P) ve maksimum sehim (δ_0) de verilmektedir. Şekil 3.18 - 3.20'den görüldüğü gibi yük-sehim eğrisi altında kalan alan ve kırılma enerjisi agrega konsantrasyonuna bağılı olarak belirgin biçimde artmaktadır. Tablo 3.8, Şekil 3.19 ve Şekil 3.20'den görüldüğü agrega konsantrasyonunun $0,00 \text{ m}^3/\text{m}^3$ 'den $0,68 \text{ m}^3/\text{m}^3$ 'e artmasıyla yük-sehim eğrisi altında kalan alan (W_0) ve kırılma enerjisi (G_F) sırasıyla, yaklaşık 4,8 ve 3,6 kat kadar artmaktadır. Agrega konsantrasyonu arttıkça betonun kırılma enerjisindeki belirgin artışın nedeni olarak kırılma süreci bölgesindeki mikroçatlakların gerilme konsantrasyonunu azaltması,

çatlakların agreganın içinden veya kenarından geçmeye zorlanarak agrega engelini aşması için daha fazla enerji sarfi etmesi, ve agrega konsantrasyonu arttıkça kırılma yüzeyinde daha çok agreganın bulunması gösterilebilir.

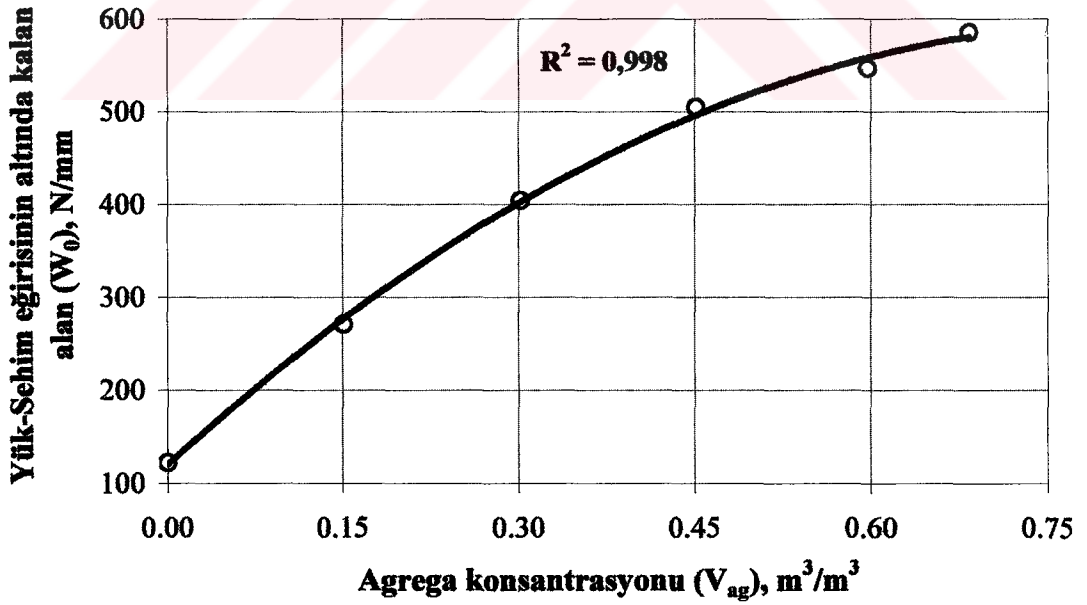
Tablo 3.8. Sertleşmiş betonun mekanik ve kırılma özellikleri.

| | V00 | V15 | V30 | V45 | V60 | V68 |
|---|------|------|------|-------|-------|-------|
| 28 günlük | | | | | | |
| Basınç dayanımı (f_c'), MPa | 72,8 | 55,6 | 56,1 | 60,1 | 71,1 | 66,8 |
| Elastisite modülü (E), GPa | 20,7 | 23,3 | 26,6 | 29,2 | 35,7 | 33,4 |
| 130 günlük | | | | | | |
| Basınç dayanımı (f_c'), MPa | 80,9 | 76,8 | 73,8 | 72,4 | 74,5 | 75,1 |
| Elastisite modülü (E), GPa | 23,2 | 24,9 | 28,7 | 32,6 | 38,8 | 41,8 |
| Yarma çekme dayanımı (f_{st}), MPa | 2,88 | 4,19 | 4,69 | 5,36 | 5,93 | 6,07 |
| Net eğilme dayanımı (f_{net}), MPa | 2,2 | 3,1 | 3,7 | 4,9 | 5,4 | 5,9 |
| Çimento hamurunun kırılma tokluğu (K_{IC}^{ch}), MPa \sqrt{m} | 0,33 | - | - | - | - | - |
| Eğilmede maksimum yük (P), kN | 1,3 | 1,8 | 2,2 | 3,0 | 3,2 | 3,5 |
| Maksimum sehim (δ_0), mm | 0,65 | 1,00 | 1,10 | 1,30 | 1,04 | 0,87 |
| Yük-sehim eğrisinin altında kalan alan (W_0), Nmm | 122 | 271 | 404 | 505 | 547 | 585 |
| Kırılma enerjisi (G_F), N/m | 30,8 | 61,1 | 84,5 | 103,3 | 109,7 | 113,1 |
| Karakteristik boy (l_{ch}), mm | 86 | 87 | 110 | 117 | 121 | 128 |

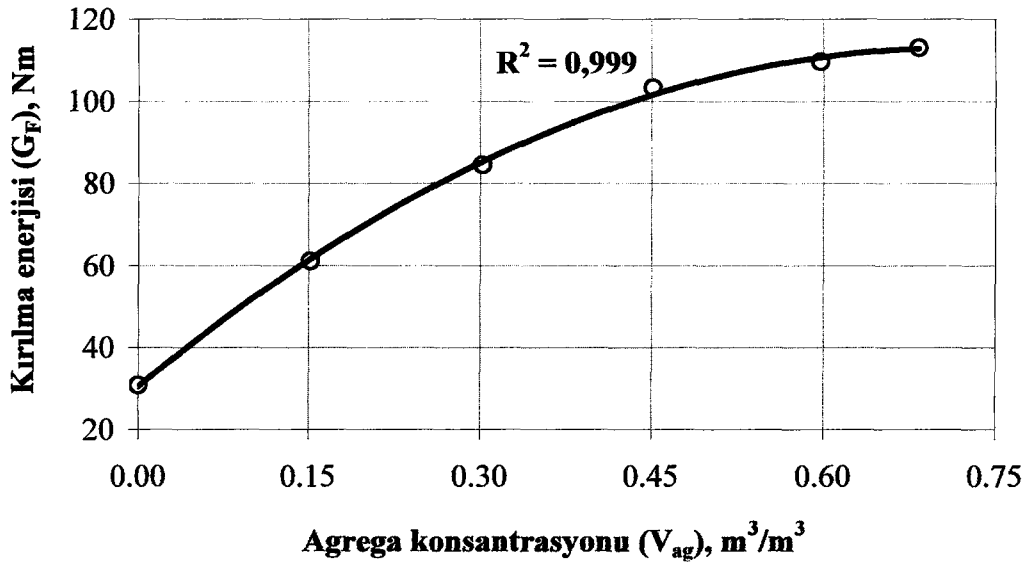
Kiriş numunelerin kırılıncaya kadar yaptıkları ortalama sehim değeri ise $V_{ag}=0,00$ m^3/m^3 'den $0,45$ m^3/m^3 konsantrasyonuna kadar $\delta_0=0,65$ mm'den $1,30$ mm'e artmakta, daha sonra ise agrega konsantrasyonu arttıkça $0,87$ mm'e kadar azalmaktadır. Bu azalmanın sebebi matris fazının yüksek agrega konsantrasyonlu betonlarda düşük oluşu, beton matrisinin yüksek mukavemetli olması, ve böylece, matris çatlakları agreganın kenarından geçmeyip içinden geçmesi ve agregaların kırılması ile açıklanabilir.



Şekil 3.18. Farklı agrega konsantrasyonuna sahip betonlara ait tipik yük-sehim eğrileri.



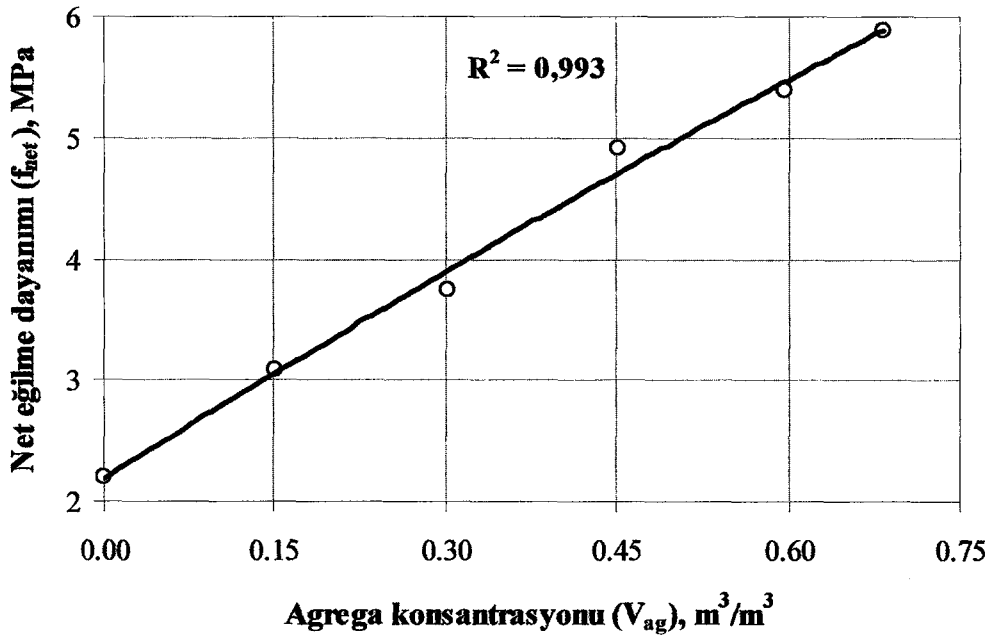
Şekil 3.19. Agrega konsantrasyonu (V_{ag}) - Yük-sehim eğrisi altında kalan alan (W_0) ilişkisi.



Şekil 3.20. Agrega konsantrasyonu (V_{ag}) – Kırılma enerjisi (G_F) ilişkisi.

3.4.7.2 Net Eğilme Dayanımı

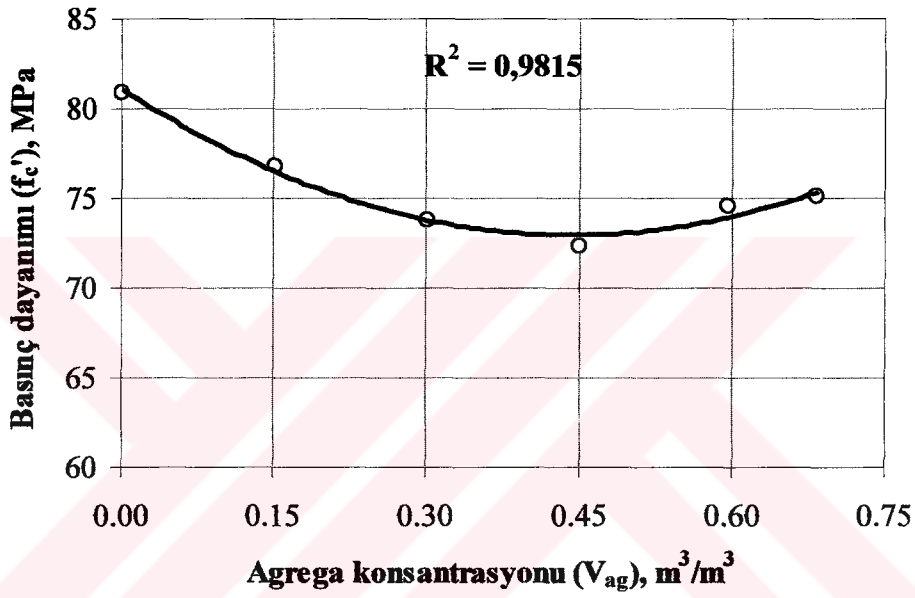
Kiriş deneyinden elde edilen net eğilme dayanımları Tablo 3.8’de verilmekte ve agrega konsantrasyonunun net eğilme dayanımına etkisi Şekil 3.21’de gösterilmekte olup agrega konsantrasyonu arttıkça net eğilme dayanımının da lineer olarak arttığı görülmektedir. Tablo 3.8 ve Şekil 3.21’den görüldüğü gibi agrega konsantrasyonunun $0,00 m^3/m^3$ ’den $0,68 m^3/m^3$ ’e artması net eğilme dayanımına yaklaşık %170’lik bir artış sağlamaktadır.



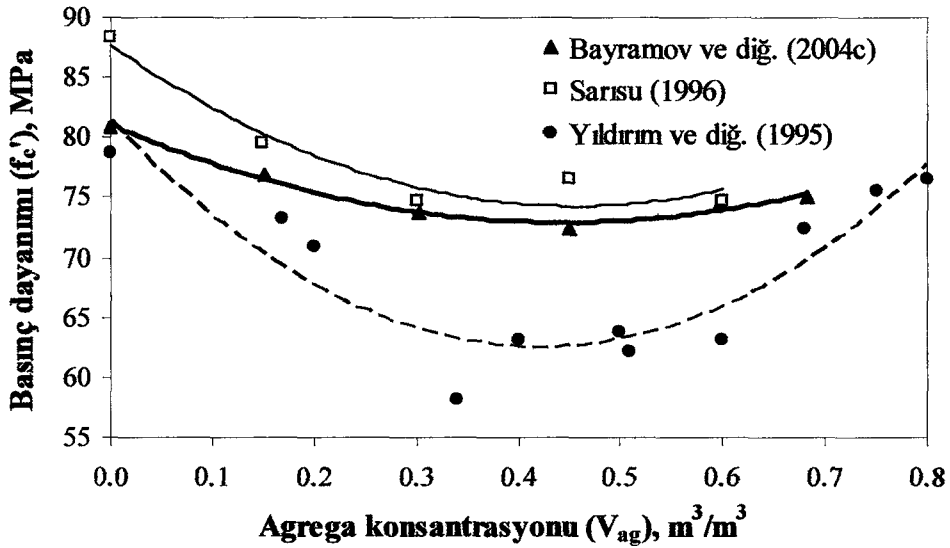
Şekil 3.21. Agrega konsantrasyonu (V_{ag}) – Net eğilme dayanımı (f_{net}) ilişkisi.

3.4.7.3 Basınç Dayanımı ve Elastisite Modülü

Silindir numuneler üzerinde yapılan basınç deneyi sonuçları Tablo 3.8’de verilmekte ve Şekil 3.22’de gösterilmektedir. Tablo ve şekilden görüldüğü üzere çimento hamurunun basınç dayanımı betonun basınç dayanımından yüksektir. Agrega konsantrasyonunun $0,00 \text{ m}^3/\text{m}^3$ ’den $0,45 \text{ m}^3/\text{m}^3$ ’e artmasıyla basınç dayanımı azalmakta, daha sonra $0,45 \text{ m}^3/\text{m}^3$ ’den $0,68 \text{ m}^3/\text{m}^3$ ’e kadar artmasıyla ise artmaktadır. Benzer sonuçlar, yani basınç dayanımının bir minimumdan geçmesi durumu Sarısu (1996) ve Yıldırım ve diğ. (1995) tarafından da elde edilmiştir (Şekil 3.23).



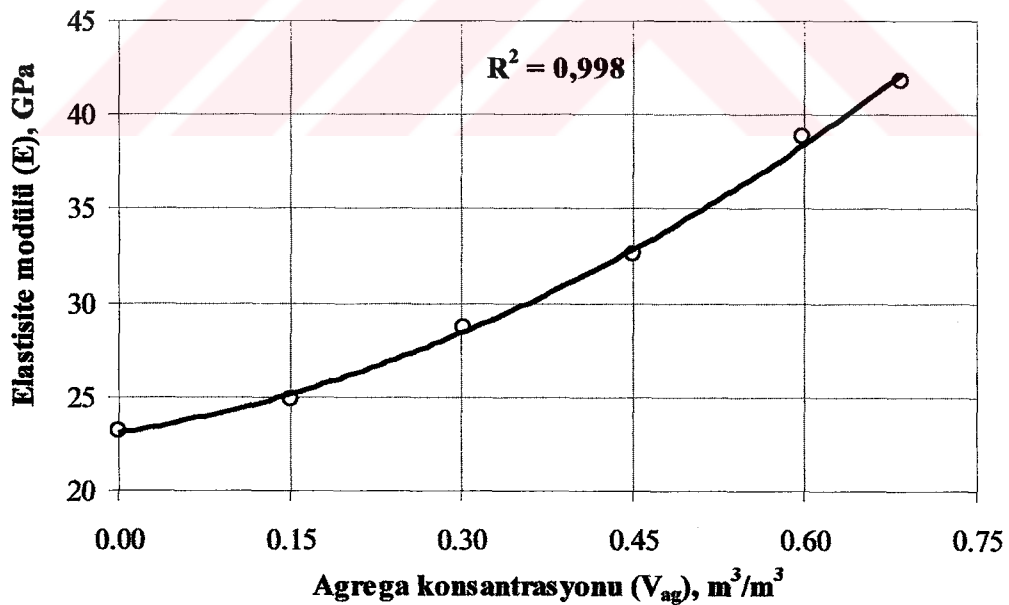
Şekil 3.22. Agrega konsantrasyonu (V_{ag}) – Basınç dayanımı (f_c') ilişkisi.



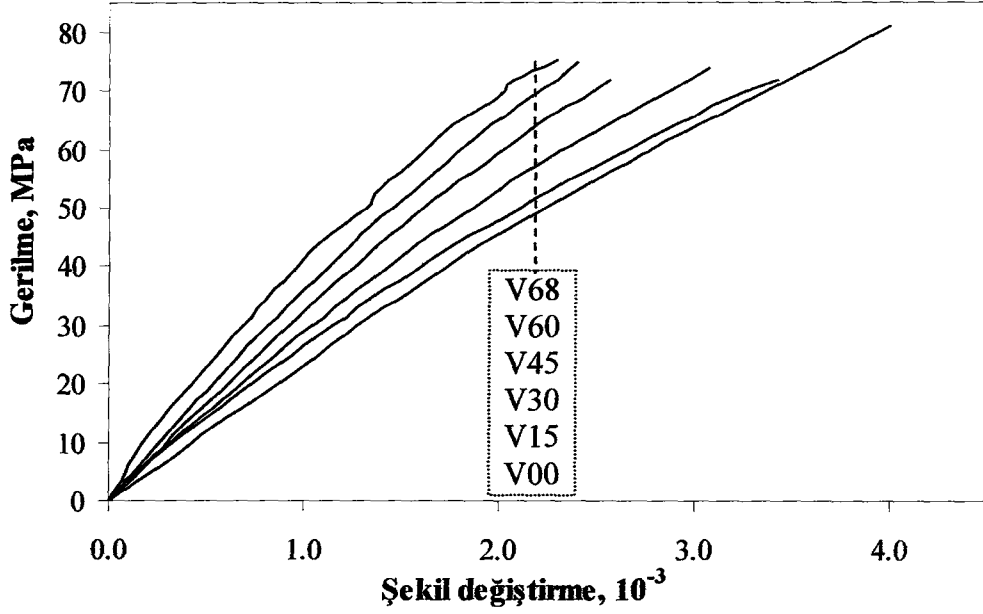
Şekil 3.23. Basınç dayanımının agrega konsantrasyonu ile değişimi ve literatürdeki değerlerle uyumu.

Çimento hamuruna katılan agrega basınç dayanımı bakımından ilk başta negatif rol oynar. Basınçta, yükleme doğrultusuna paralel, üç boyutlu halde çeşitli kırılma düzlemleri gelişebilir. V_{ag} arttıkça çimento hamuru/agrega arayüzeyinde gerilme konsantrasyonu da artar. Böylece, betonun basınç dayanımı azalır. Agrega konsantrasyonu $0,45 \text{ m}^3/\text{m}^3$ 'e vardığında dikey en kesit düzlemlerindeki kırılma sayısı yeterli düzeye ulaşır. Dikey çatlaklar agreganın içinden yayılmaya başlar. Agreganın çekme dayanımı matrisinkinden yüksek olduğundan V_{ag} arttıkça betonun basınç dayanımı da bir miktar artış gösterir.

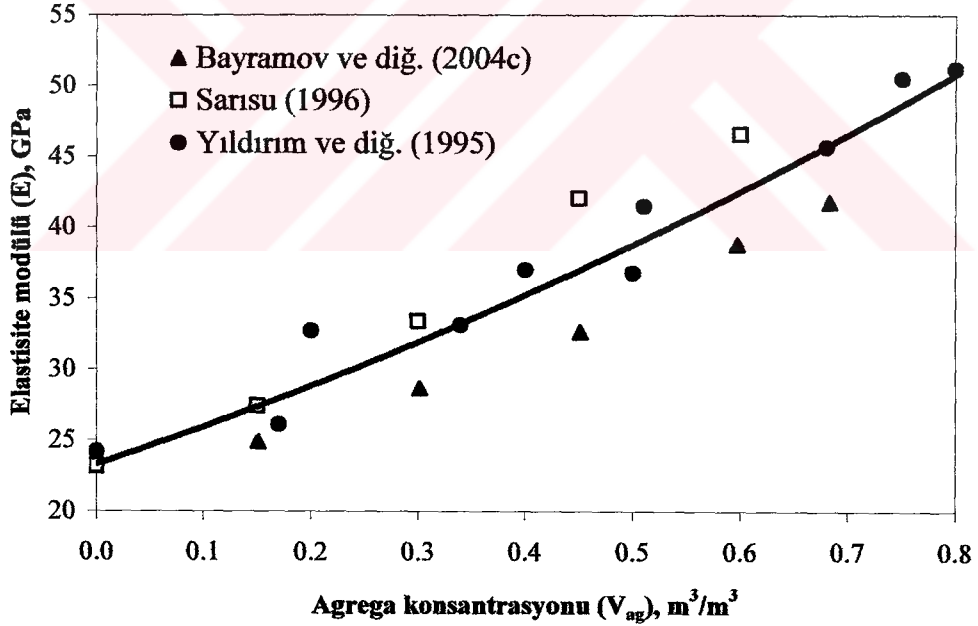
Agrega konsantrasyonunun betonun elastisite modülüne etkisi Şekil 3.24'de verilmektedir. Elastisite modülü agrega konsantrasyonundaki artışla ikinci dereceden bir eğri biçiminde artmakta olup, korelasyon katsayısı çok yüksektir. Elastisite modülünün agrega konsantrasyonu ile arttığı Şekil 3.25'de verilen tipik gerilme-şekil değiştirme eğrilerinden de açıkça görülmektedir. Bu tür artan eğilim Sarısu (1996) ve Yıldırım ve diğ. (1995) tarafından da gözlenmiştir (Şekil 3.26). Agreganın elastisite modülü çimento hamuru matrisin elastisite modülünden yüksek olduğundan agrega konsantrasyonu arttıkça betonun elastisite modülü de artar.



Şekil 3.24. Agregasyon konsantrasyonu (V_{ag})–Elastisite modülü (E) ilişkisi.



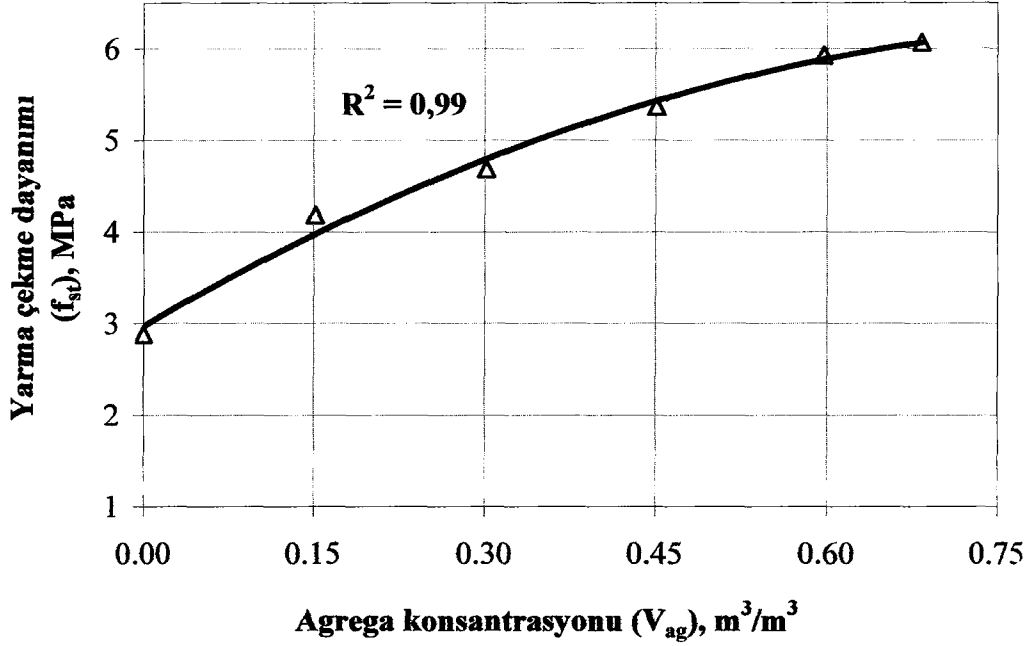
Şekil 3.25. Tepe noktası öncesi gerilme-şekil değiştirme eğrilerine agrega konsantrasyonunun etkisi.



Şekil 3.26. Elastisite modülünün agrega konsantrasyonu ile değişimi ve literatürdeki değerlerle uyumu.

3.4.7.4 Yarma Çekme Dayanımı

Disk numuneler üzerinde yapılan yarma çekme dayanımı deney sonuçları Tablo 3.8'de verilmekte ve Şekil 3.27'de gösterilmektedir.



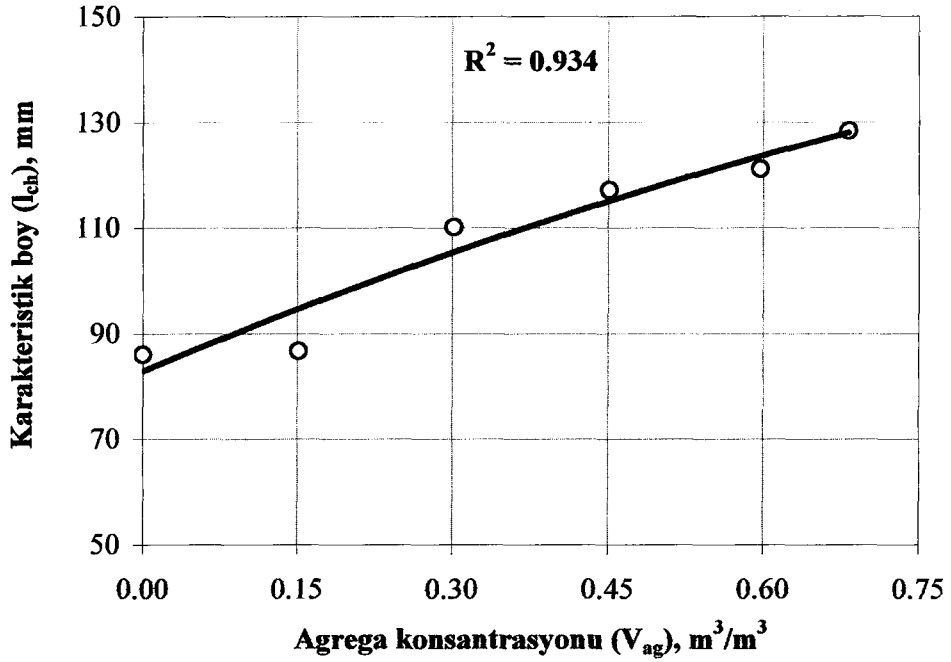
Şekil 3.27. Agrega konsantrasyonu (V_{ag}) –Yarma çekme dayanımı (f_{st}) ilişkisi.

Mekanik ve kırılma özellikleri tablosundan (Tablo 3.8) ve Şekil 3.27'den görüldüğü üzere betonun yarma çekme dayanımı sertleşmiş çimento hamurununkinden yüksektir. Agrega konsantrasyonunun $0,00 m^3/m^3$ 'den $0,68 m^3/m^3$ 'e artması yarma çekme dayanımlarında yaklaşık 2 kat artışa neden olmaktadır. Böyle bir artışın nedeni olarak, agreganın çekme dayanımının çimento hamuru matrisin çekme dayanımından yüksek oluşu ve kırılma yüzeyinde daha çok agreganın bulunması gösterilebilir.

3.4.7.5 Karakteristik Boy

Daha önce de belirtildiği gibi, sünekliğin bir ölçüsü olan karakteristik boy (l_{ch}) betonun elastisite modülü (E), kırılma enerjisi (G_F) ve tek eksenli çekme dayanımı (f_t') cinsinden ifade edilir: $l_{ch} = \frac{EG_F}{f_t'^2}$ (Hillerborg, 1977).

Bu çalışmada karakteristik boyun hesaplanmasında tek eksenli çekme dayanımının (f_t') yerine disk numunelerden elde edilen yarma çekme dayanımı (f_{st}) kullanıldı. l_{ch} değerleri Tablo 3.8'de verilmekte olup agrega konsantrasyonu ile değişimi Şekil 3.28'de gösterilmektedir; l_{ch} da agrega konsantrasyonundaki artışla belirgin biçimde artış göstermektedir.



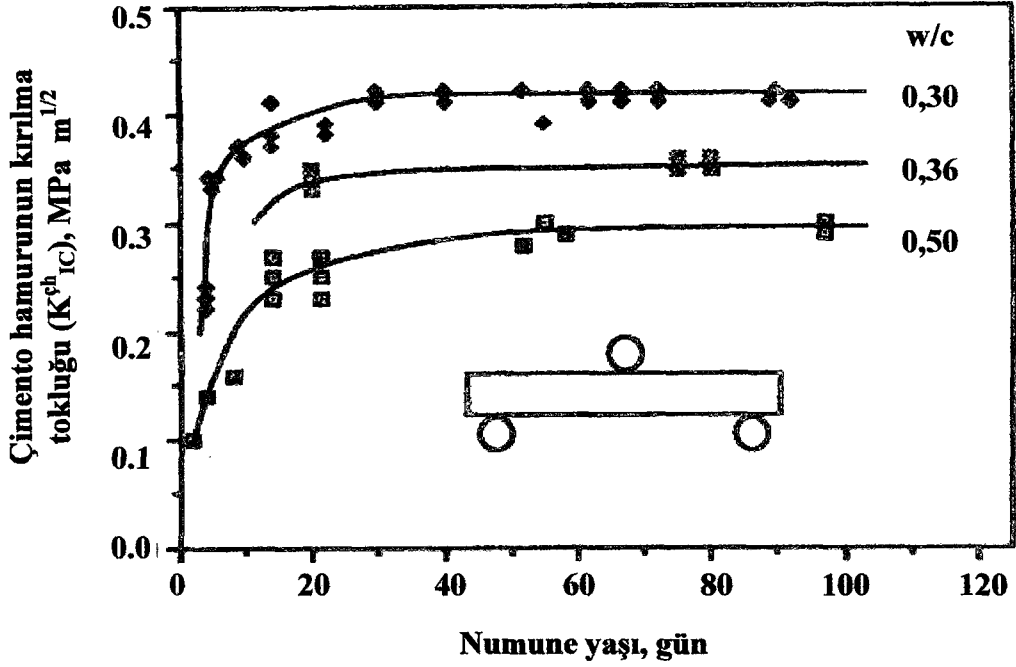
Şekil 3.28. Agreg a konsantrasyonu (V_{ag}) – Karakteristik boy (l_{ch}) ilişkisi.

3.4.7.6 Çimento Hamurunun Kırılma Tokluğu

Gevrek kırılmayı tanımlamak için sadece kırılma tokluğuna gerek duyulduğundan Bölüm 2’de bahsedildi. Sertleşmiş çimento hamurunun kırılma tokluğu (K_{IC}^{ch}) çentikli kiriş numunelerden üç noktalı eğilme deneyi ile belirlenebilmektedir (Şekil 2.2). Kiriş numune çatlak yayılmaya başlayıncaya kadar tedricen yüklenmektedir.

Maksimum yük elde edildikten sonra ($\frac{a}{D} = 0,4$) ve $0,2 < \frac{a}{D} < 0,6$ olduğundan çimento hamurunun kırılma tokluğu denklem (2.1) ile hesaplanmakta ve Tablo 3.8’de verilmektedir ($K_{IC}^{ch} = 0,33 \text{ MPa}\sqrt{m}$).

Çimento hamurunun kırılma tokluğu su/çimento oranına bağlı olup Nauss ve Lott (1969) ve Ohgishi ve diğ. (1986) tarafından deneysel verilere dayanarak geliştirilen $K_{IC}^{ch} = 0,6125 - 0,85w/c$ formülü ile de tahmin edilebilmektedir. Böylece, bu çalışmada $w/c = 0,36$ için $K_{IC}^{ch} = 0,34 \text{ MPa}\sqrt{m}$ olarak hesaplandı. Şekil 3.29’da Higgins ve Bailey (1976) üç noktalı kiriş numunelerin su/çimento oranı ve numune yaşına bağlı olarak K_{IC}^{ch} ’nin değişimini gösterdiler. Bu şekilden görüldüğü gibi, K_{IC}^{ch} su/çimento oranına sıkı bağlı olup, belli bir yaştan sonra numune yaşına bağlı değildir.



Şekil 3.29. Çimento matrisi tokluğunun (K_{IC}^{ch}) su/çimento oranı (w/c) ve numune yaşı ile değişimi (Higgins ve Bailey, 1976; Li ve Huang, 1990b).

3.5 Mezo-mekanik Modelleme

3.5.1 Elastisite Modülü

Çimento esaslı kompozit malzemelerin elastisite modülünü (E) hesaplamak için Nielsen (1990) tarafından geliştirilen model (denklem (3.17)) kullanılabilir. Bu modelde, çimento hamuru, harç ve beton gibi çimento esaslı kompozitler iki-fazlı sistem olarak kabul edilir.

$$E = E_m \frac{n + \Theta + V\Theta(n-1)}{n + \Theta - V(n-1)} \quad (3.17)$$

Burada, E_m sürekli fazın elastisite modülü, V , Θ ve n ise sırasıyla, dağılı fazın hacim oranı, geometri fonksiyonu ve dağılı fazın elastisite modülünün sürekli fazın elastisite modülüne oranıdır.

3.5.1.1 Çimento Hamurunun Elastisite Modülü

Bu çalışmada, su/çimento oranı (w/c) $< 1,2 \rho_c/\rho_s$, yani $0,316 < 0,382$ olduğundan çimento hamuru hidrate olmuş çimento jeli ve içinde dağılı biçimde bulunan hidrate olmamış çimento taneleri yığını gibi kabul edilir. Böylece, hidrate olmamış çimento tanelerinin hacmi aşağıdaki gibi hesaplanabilir:

$$V = \frac{1 - 0,83(w/c)(\rho_c / \rho_s)}{1 + (w/c)(\rho_c / \rho_s)} \quad (3.18)$$

Burada, ρ_s ve ρ_c sırasıyla, suyun ve hidrate olmamış çimento tanelerinin özgül ağırlığı olup $\rho_s=1000 \text{ kg/m}^3$ ve $\rho_c=3140 \text{ kg/m}^3$ 'tür.

Çimento hamurunun elastisite modülünü hesaplamak için denklem (3.17)'de $E=E_p$, $E_m=27,2 \times H$ (GPa) ve $H=0,75$ varsayılır. Burada, $E_u=75$ GPa, $E_m=27,2 \times H=27,2 \times 0,75=20,4$ GPa olup, E_u hidrate olmamış çimento tanelerinin (dağılı faz) elastisite modülü, E_m ve H ise hidrate olmuş çimento jelinin (sürekli faz) elastisite modülü ve hidratasyon derecesidir. Dağılı fazın elastisite modülünün sürekli fazın elastisite modülüne oranı (n) ise aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$n = \frac{E_u}{E_m} \quad (3.19)$$

$$\Theta = 0,5 \left[\eta_u \sqrt{1-V} (1-n) + \sqrt{\eta_u^2 (1-V)(1-n)^2 + 4n} \right] \quad (3.20)$$

Burada, η_u hidrate olmamış çimento tanelerinin biçim faktörü olup $\eta_u=1$ 'dir. Böylece, çimento hamurunun elastisite modülü (E_p) denklem (3.21)'deki gibi hesaplanır:

$$E_p = E_m \frac{n + \Theta + V\Theta(n-1)}{n + \Theta - V(n-1)} \quad (3.21)$$

3.5.1.2 Harcın Elastisite Modülü

Çimento hamurunun elastisite modülü bulunduktan sonra harcın elastisite modülü (E_r) hesaplanabilir. Bunun için denklem (3.17)'de $E=E_r$, $E_m=E_p$, $V=V_f^{\text{toplam}}$ kabul edilir ve n 'in değeri aşağıdaki gibi hesaplanır (Nielsen, 1993):

$$n = \frac{E_f}{E_p} \quad (3.22)$$

Burada, E_f ve V_f^{toplam} sırasıyla, ince agregaların elastisite modülü ve hacim oranıdır. Harç için Θ parametresi aşağıdaki gibi bulunur:

$$\Theta = \frac{1}{2} \left[q + \sqrt{q^2 + 4n} \right] \quad (3.23)$$

$$q = \eta_f(1 - V_f^{\text{toplamlam}}) + n\eta_f(V_f^{\text{toplamlam}} - 1) \quad (3.24)$$

$$\eta_f = \frac{3A_f(1 + A_f)}{1 + A_f + 4A_f^2} \quad (3.25)$$

Burada, A_f ve η_f sırasıyla, ince agregaların narinliği ve biçim faktörü olup $A_f=1$ 'dir. Böylece, harcın elastisite modülü (E_r) aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$E_r = E_p \frac{n + \Theta + V_f^{\text{toplamlam}} \Theta(n-1)}{n + \Theta - V_f^{\text{toplamlam}}(n-1)} \quad (3.26)$$

3.5.1.3 Betonun Elastisite Modülü

Çimento hamuru ve harcın elastisite modülleri hesaplandıktan sonra betonun elastisite modülünün (E) hesaplanması için denklem (3.17)'de $E_m=E_r$ ve $V=V_c$ kabul edilir. n parametresi ise aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$n = \frac{E_c}{E_r} \left(1 - \beta^{\frac{7.5 E_c}{5 + E_c/E_r}} \right) \quad (3.27)$$

Burada, E_c ve β sırasıyla, iri agregaların elastisite modülü ve kopan agrega tanesinin yüzey alanıdır. Beton için Θ , q ve η_c parametreleri ise aşağıdaki gibi yazılabilir:

$$\Theta = \frac{1}{2} \left[q + \sqrt{q^2 + 4n} \right] \quad (3.28)$$

$$q = \eta_c(1 - V_c) + n\eta_c(V_c - 1) \quad (3.29)$$

$$\eta_c = \frac{3A_c(1 + A_c)}{1 + A_c + 4A_c^2} \quad (3.30)$$

Burada, A_c ve η_c sırasıyla, iri agregaların narinliği ve biçim faktörü olup $A_c=1$ 'dir. Böylece, betonun elastisite modülü (E) aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$E = E_r \frac{n + \Theta + V_c \Theta(n-1)}{n + \Theta - V_c(n-1)} \quad (3.31)$$

Denklem (3.22) ve Denklem (3.27)'de kullanılan ince ve iri agreganın elastisite modülleri (E_f ve E_c) Muller-Rochholz'un önerdiği $E_{ag} = 8,1 \rho_{ag}^2$ formülü ile tahmin edilebilir. Burada, ρ_{ag} agreganın özgül ağırlığıdır (Lange-Kornbak ve Karihaloo, 1999). Denklem (3.18)-(3.31) kullanılarak betonun elastisite modülünün tahmini için oluşturulan akış diyagramı Şekil 3.30'da gösterilmektedir.

3.5.2 Tek Eksenli Çekme Dayanımı

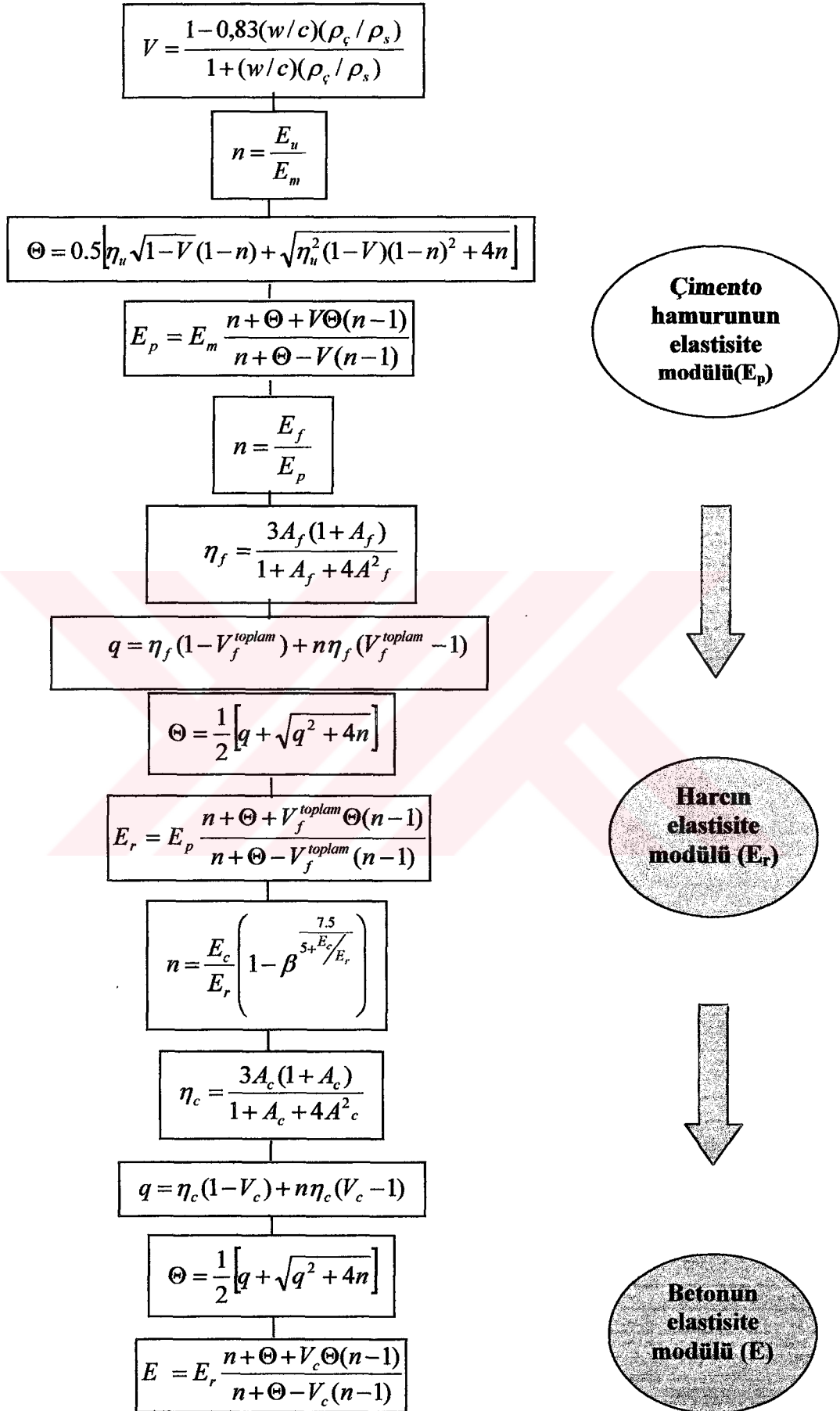
Karihaloo (1995) ve Huang ve Li (1989) tarafından incelenen tek eksenli çekme dayanımının maksimum agrega boyutu ve etkin kırılma tokluğu ile sıkı bir ilişkisi olduğu saptandı ve tek eksenli çekme dayanımının hesaplanması için aşağıdaki bağıntı önerildi:

$$f_t' = \frac{K_{IC}}{\sqrt{\pi g / 2}} \quad (3.32)$$

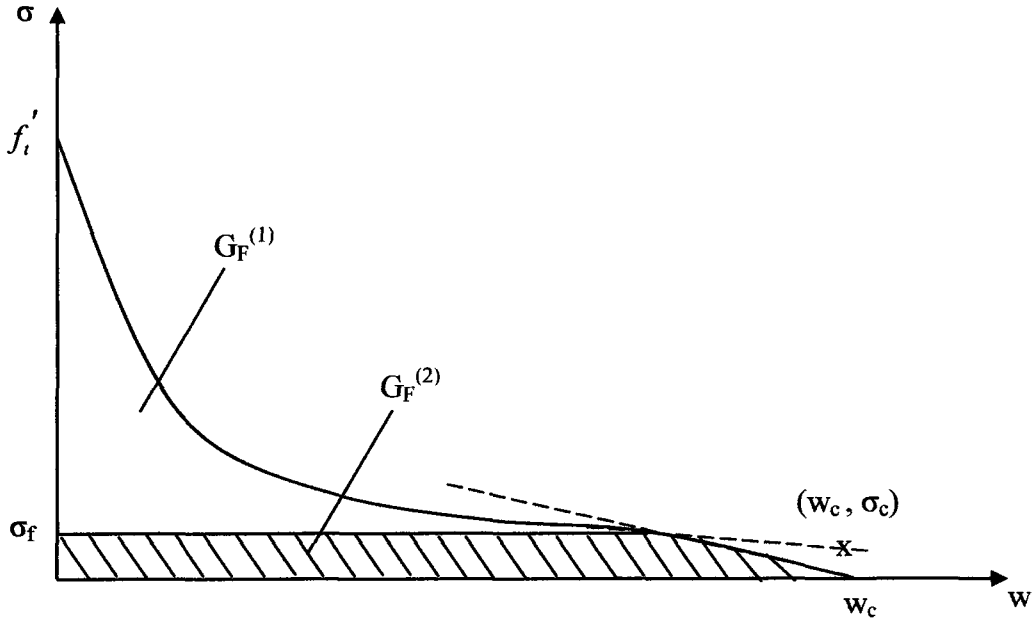
Burada, K_{IC} - etkin kırılma tokluğu olup etkin tokluk mekanizmalarına bağlıdır (Lange-Kornbak ve Karihaloo, 1996; Li ve Maalej, 1996).

3.5.3 Kırılma Enerjisi

Kırılma Mekaniği, kırılma enerjisi (G_F)'in hesaplanabileceği $\sigma(w)$ veya $w(\sigma)$ çekme-şekil değiştirme yumuşaması bağıntılarının kurulmasına olanak verir (Hillerborg, 1978). G_F için mezo-mekanik bağıntılar Huang ve Li (1989) ve Karihaloo (1995) tarafından geliştirildi. Sonra ise çekme-şekil değiştirme yumuşaması eğrisini iki ayrı eğriden oluştuğu belirtildi (Şekil 3.31). Bazı yazarlar tarafından bu eğrinin altında kalan alanın $0 \leq \sigma \leq \sigma_f$ aralığındaki değeri, yani $G_F^{(2)}$ ihmal edilse de (Huang ve Li, 1989) toplam kırılma enerjisinde $G_F^{(2)}$ ihmal edilmez değerdedir (Lange-Kornbak ve Karihaloo, 1996). Böylece, kırılma enerjisi denklem (3.33)'deki gibi hesaplanabilir.



Şekil 3.30. Betonun elastisite modülünün tahmini için akış diyagramı.



Şekil 3.31. Betonun tipik çekme-şekil değiştirme yumuşaması eğrisi (Huang ve Li, 1989; Lange-Kornbak ve Karihaloo, 1996).

$$G_F = \int_{\sigma=\sigma_f}^{f'_t} \omega(\sigma) d\sigma + \int_{\sigma=0}^{\sigma_f} \omega(\sigma) d\sigma = G_F^{(1)} + G_F^{(2)} \quad (3.33)$$

$$G_F^{(1)} = \frac{(K_{IC})^2 (1-\nu^2)}{E(1-V_{ag})} \times \left\{ \frac{1}{3} \left[\left(\frac{K_f}{\sqrt{2/\pi} K_{IC}} \right)^3 - 1 \right] - \ln \left(\frac{K_f}{\sqrt{2/\pi} K_{IC}} \right) \right\}$$

$$G_F^{(2)} = \int_{\sigma=0}^{\sigma_f} \left(\sqrt{\eta g} - \frac{g}{3\tau V_{ag}} \sigma \right) d\sigma = \sqrt{\eta} K_f - \frac{K_f^2}{6\tau V_{ag}}$$

Burada, E , ν , K_{IC} , V_{ag} , η , g ve τ sırasıyla, etkin elastisite modülü, etkin Poisson oranı ($\nu=0,2$), etkin kırılma tokluğu, toplam agrega konsantrasyonu, agreganın yüzey alanı parametresi ($\eta=10 \times 10^{-6} m$), maksimum agrega boyutu ve agrega-harç arayüzeyi kayma dayanımıdır ($\tau=2,5$ MPa) (Ping ve Beaudoin, 1992).

$K_f = \sqrt{g\sigma_f}$, σ 'nın en büyük değerine bağlı olarak değişmektedir. Eğer denklem (3.33)'de $G_F^{(2)}$ 'nin çözümü olmazsa, o zaman $K_f = K_c$ kabul edilir, $K_c = \sqrt{g\sigma_c}$ ve toplam kırılma enerjisi $G_F = G_F^{(1)} + \sqrt{\eta} K_c$ gibi hesaplanır. σ_c ise Huang ve Li (1989)'nin çekme-şekil değiştirme yumuşaması eğrisinde gerilme-çatlak açılması

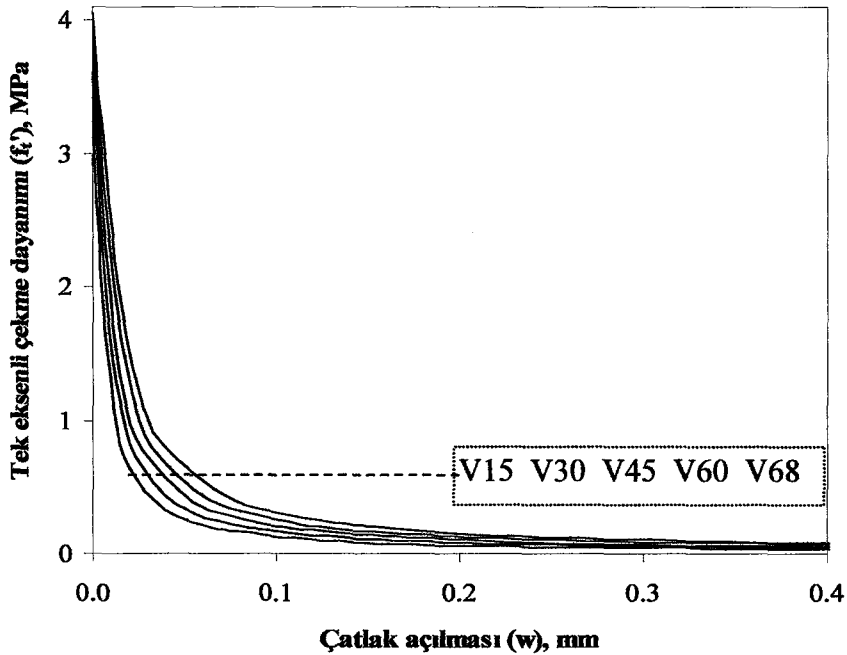
bağıntısı (denklem (3.34)) kullanılarak ve $w = w_c = \sqrt{\eta g}$ kabul edilerek hesaplanabilmektedir:

$$w = \frac{(K_{IC})^2}{E(1-\nu_{ag})} \cdot \frac{1}{f'_t(\sigma/f'_t)} \left(1 - \left(\frac{\sigma}{f'_t} \right)^3 \right) \quad (3.34)$$

Fiktif Çatlak Modelindeki (FÇM) (denklem (3.33)) kırılma enerjisinin hesaplanması için gerek olan denklemler ve K_f , σ_f , w_c , f'_t , E , ν , K_{IC} , ν_{ag} , η , g ve τ gibi parametreler kullanılarak hesaplanan kırılma enerjisi değerleri Tablo 3.9'da verilmekte ve elde edilen çekme-şekil değiştirme yumuşaması eğrisinin agrega konsantrasyonu ile değişimi Şekil 3.32'de gösterilmektedir.

Tablo 3.9. Mezo-mekanik bağıntılarla hesaplanan teorik kırılma enerjisi ve kritik çatlak açılması değerleri.

| | V00 | V15 | V30 | V45 | V60 | V68 |
|-------------------------------------|-----|------|------|------|-------|-------|
| w_c , mm | - | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 |
| σ_f , MPa | - | 0,03 | 0,04 | 0,05 | 0,06 | 0,08 |
| $G_F^{(1)}$, N/m | - | 53,5 | 66,6 | 79,7 | 93,5 | 108,1 |
| $G_F^{(2)}$, N/m | - | 5,6 | 10,6 | 14,4 | 18,3 | 21,6 |
| $G_F = G_F^{(1)} + G_F^{(2)}$, N/m | - | 59,1 | 77,2 | 94,1 | 111,8 | 129,7 |



Şekil 3.32. Çekme-şekil değiştirme yumuşaması eğrisinin agrega konsantrasyonu ile değişimi.

3.6 Deneysel ve Mezo-Mekanik Modelleme Sonuçlarının Karşılaştırılması

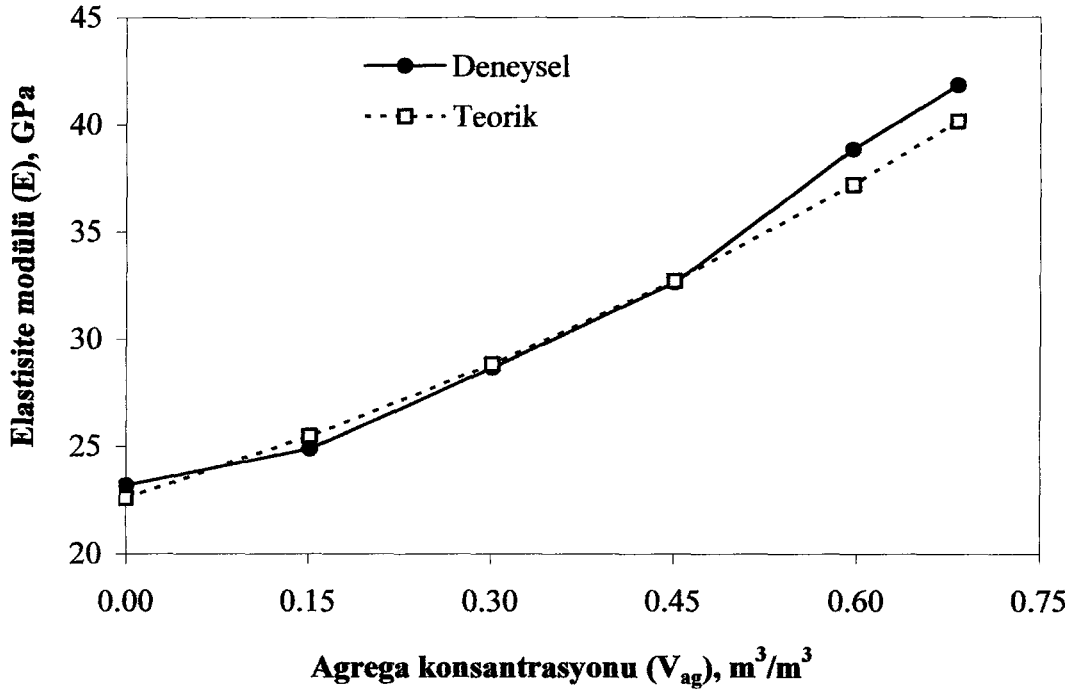
Mezo-mekanik denklemler (3.17)-(3.34) kullanılarak agrega konsantrasyonu ve diğer mikro yapısal parametrelere bağlı olarak elastisite modülü, kırılma enerjisi ve tek eksenli çekme dayanımı hesaplandıktan sonra bu mekanik özelliklerin deneysel elde edilen değerlere uygun olup olmadığını karşılaştırılmalı olarak görmek için teorik ve deneysel değerler bir arada Tablo 3.10'da verilmektedir. Hesaplamalarda, Poisson oranı $\nu=0,2$, ortalama agrega boyutu $g_{ort}=0,25$ g, agrega çekme dayanımı $f'_{t,a}=10$ MPa olarak kabul edildi, en büyük agrega boyutu ise $g=16$ mm'dir.

3.6.1 Elastisite Modülü

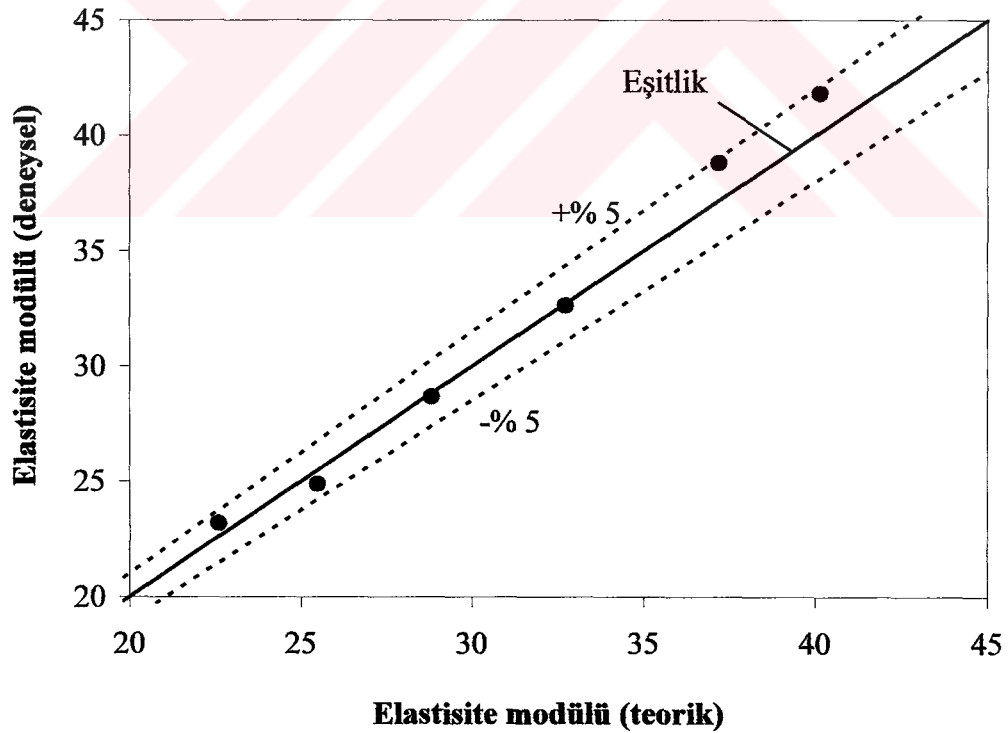
Nielsen'in önerdiği model (denklem (3.17-3.31)) kullanılarak hesaplanan teorik elastisite modülü değerleri deneysel elde edilen elastisite modülü değerleriyle Tablo 3.10 ve Şekil 3.33'de karşılaştırılmaktadır. Şekil 3.34'de ise teorik ve deneysel elastisite modülleri arasındaki eşitlik ve $\pm 5\%$ sınırı gösterilmektedir. Böylece, teorik ve deneysel değerler bir birine çok yakın olup tahmini hatasının 5% 'in altındadır.

Tablo 3.10. Farklı agrega konsantrasyonuna sahip betonların mekanik özelliklerinin mezo-mekanik modelleme ile hesaplanan değerlerinin deneysel olarak elde edilen değerleriyle karşılaştırılması.

| Mekanik Özellikler | | V00 | V15 | V30 | V45 | V60 | V68 |
|---|----------|------|------|------|-------|-------|-------|
| Elastisite modülü (E), GPa | Teorik | 22,6 | 25,5 | 28,8 | 32,7 | 37,2 | 40,1 |
| | Deneysel | 23,2 | 24,9 | 28,7 | 32,6 | 38,8 | 41,8 |
| Etkin kırılma tokluğu (K_{IC}), MPa \sqrt{m} | Teorik | 0,34 | 0,52 | 0,57 | 0,61 | 0,63 | 0,64 |
| | Deneysel | 0,33 | - | - | - | - | - |
| Kırılma enerjisi (G_F), N/m | Teorik | - | 59,1 | 77,2 | 94,1 | 111,8 | 129,7 |
| | Deneysel | 30,8 | 61,1 | 84,5 | 103,3 | 109,7 | 113,1 |
| Tek eksenli çekme dayanımı (f'_t) | Teorik | - | 3,31 | 3,66 | 3,86 | 3,99 | 4,05 |
| Yarma çekme dayanımı (f_{st}), MPa | Deneysel | 2,88 | 4,19 | 4,69 | 5,36 | 5,93 | 6,07 |
| Net eğilme dayanımı (f_{net}), MPa | Deneysel | 2,2 | 3,1 | 3,7 | 4,9 | 5,4 | 5,9 |



Şekil 3.33. Teorik ve deneysel elastisite modülü değerlerinin karşılaştırılması.



Şekil 3.34. Teorik ve deneysel elastisite modüllerinin eşitlik ve $\pm 5\%$ sınırına göre karşılaştırılması.

3.6.2 Etkin Kırılma Tokluğu

Betonun etkin kırılma tokluğunu hesaplamak için çimento hamuru matrisin kırılma tokluğu (K_{IC}^{ch}) hesaplandıktan sonra, betonda çalıştığı varsayılan toklaşma mekanizmalarının bağıl orantılarının ve çimento hamurunun kırılma tokluğunun çarpımı ($K_{IC} = K_{IC}^{ch} \cdot \left(\frac{K_{IC}^{vy}}{K_{IC}^{ch}} \right)$) şeklinde hesaplanır. Bu çalışmadaki betonlar yüksek dayanımlı (≈ 75 MPa) olduğundan, Li ve Huang (1990b)'ın yüksek dayanımlı betonlar

$$\text{için önerdikleri çatlak kapanı } \left(\frac{K_{IC}^k}{K_{IC}^{ch}} = \left\{ 1 - \frac{(1 - V_{ag})\pi / 4}{\ln \left[\frac{1 + \cos(\pi V_{ag} / 2)}{\sin(\pi V_{ag} / 2)} \right]} \right\}^{-1} \right) \text{ ve çatlak yüzü}$$

sıkıştırma (agrega köprülenmesi)

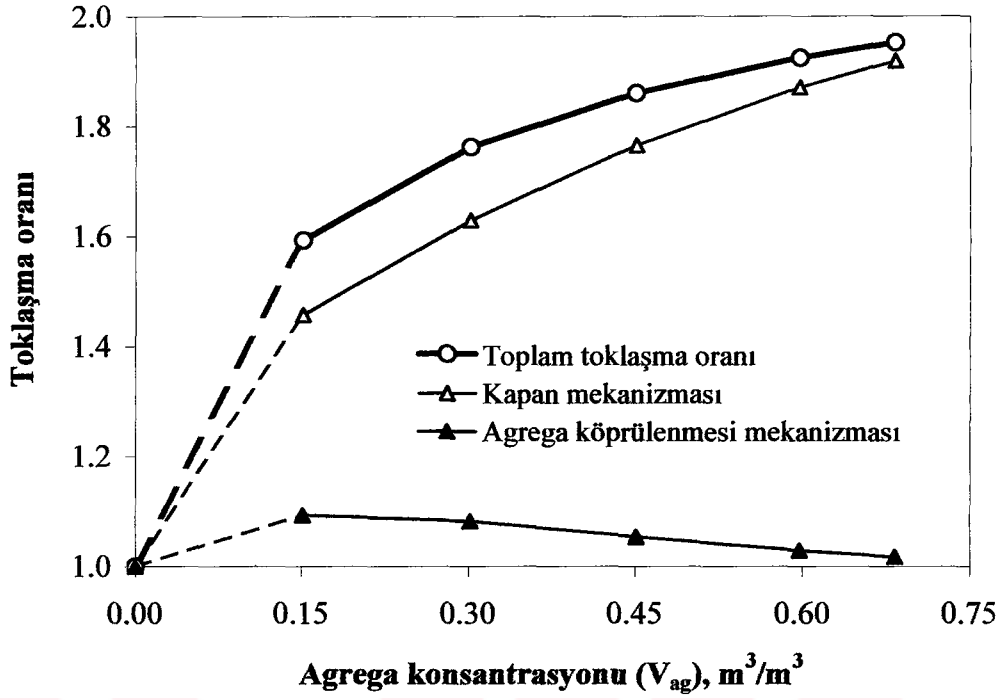
$$\left(\frac{K_{IC}^{vy}}{K_{IC}^{ch}} = \sqrt{\left(\frac{K_{IC}^k}{K_{IC}^{ch}} \right)^2 + \frac{E(\pi / 2) f_{t,a}^2 g_{ort} V_{ag} (1 - \sqrt{V_{ag}})(1 - V_{ag})(1 - \nu_m^2)}{E_m (1 - \nu^2)(K_{IC}^{ch})^2}} \right) \text{ gibi toklaşma}$$

mekanizmalarının çalıştığı varsayılmaktadır. Hesaplanan etkin kırılma toklukları Tablo 3.10 ve 3.11'de verilmekte ve Şekil 3.35 ve 3.36'da gösterilmektedir.

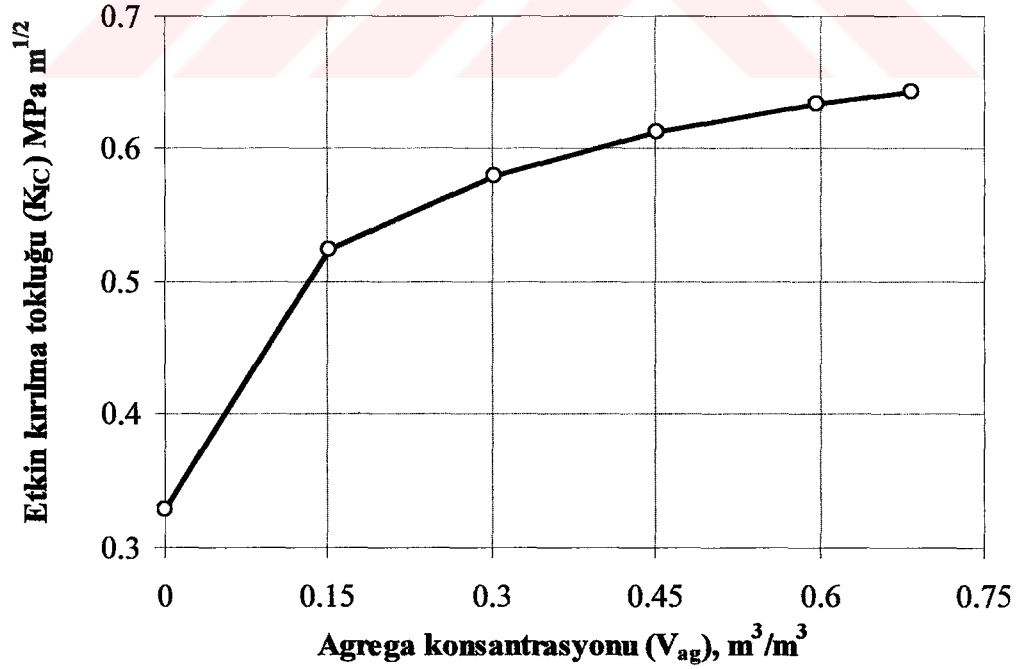
Tablo 3.11. Farklı agrega konsantrasyonuna sahip betonların kırılma tokluğunun matrisin kırılma tokluğuna oranı ve her bir toklaşma mekanizmasının katkısı.

| Toklaşma Oranı | V00 | V15 | V30 | V45 | V60 | V68 |
|--|------|------|------|------|------|------|
| Kapan mekanizmasının katkısı | 1,00 | 1,46 | 1,63 | 1,77 | 1,87 | 1,92 |
| Agrega köprülenmesi mekanizmasının katkısı | 1,00 | 1,09 | 1,08 | 1,05 | 1,03 | 1,02 |
| Toplam | 1,00 | 1,59 | 1,76 | 1,86 | 1,92 | 1,95 |

Betonun etkin kırılma tokluğunun (veya gerilme şiddet çarpanının) belirlenmesinde Lineer Elastik Kırılma Mekanizmasının (LEKM) uygulanamayacağı Şekil 3.35 ve 3.36'da görülmektedir.



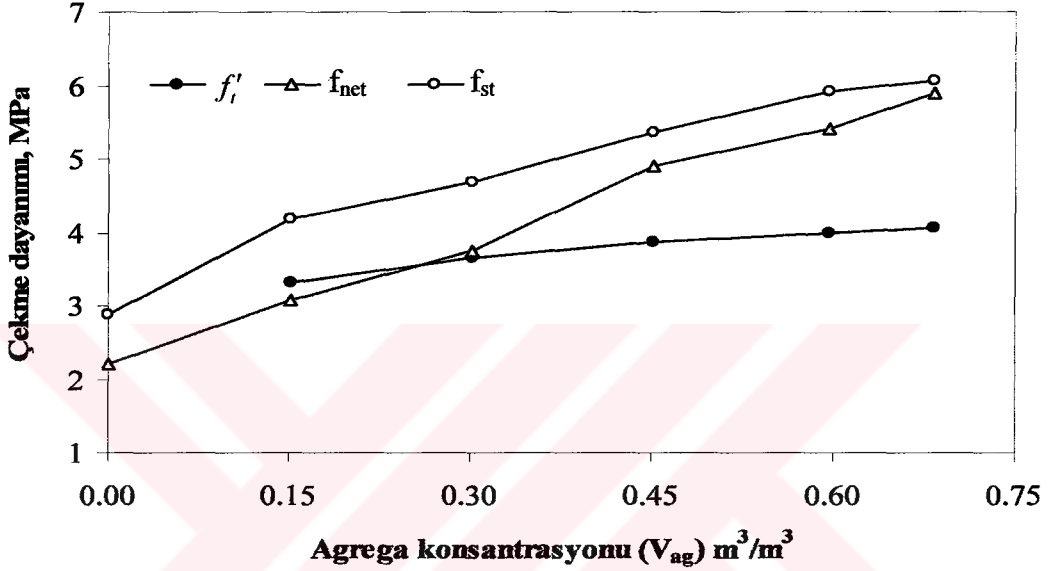
Şekil 3.35. Farklı agrega konsantrasyonuna sahip betonların kırılma tokluğunun çimento hamuru matrisin kırılma tokluğuna oranı ve herbir toklaşma mekanizmasının (çatlak kapanı ve agrega köprülenmesi) katkısı.



Şekil 3.36. Etkin kırılma tokluğu (K_{IC}) – Agregat konsantrasyonu (V_{ag}) ilişkisi.

3.6.3 Çekme Dayanımı

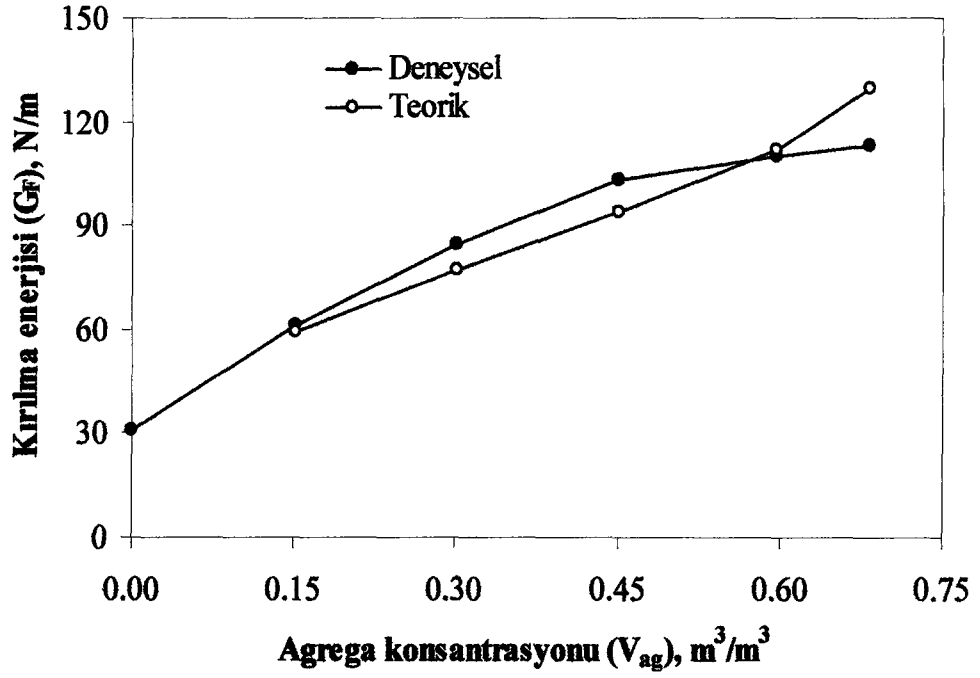
Deneysel olarak elde edilen Yarma çekme dayanımı (f_{st}) ve net eğilme dayanımı (f_{net}) ile denklem (3.32) kullanılarak hesaplanan tek eksenli çekme dayanımı (f'_t) değerleri Tablo 3.10 verilmekte ve Şekil 3.37'de karşılaştırılmaktadır. Bu şekilden görüldüğü üzere, deneysel ve teorik değerler agrega konsantrasyonundaki artışla artma eğilimi göstermektedir.



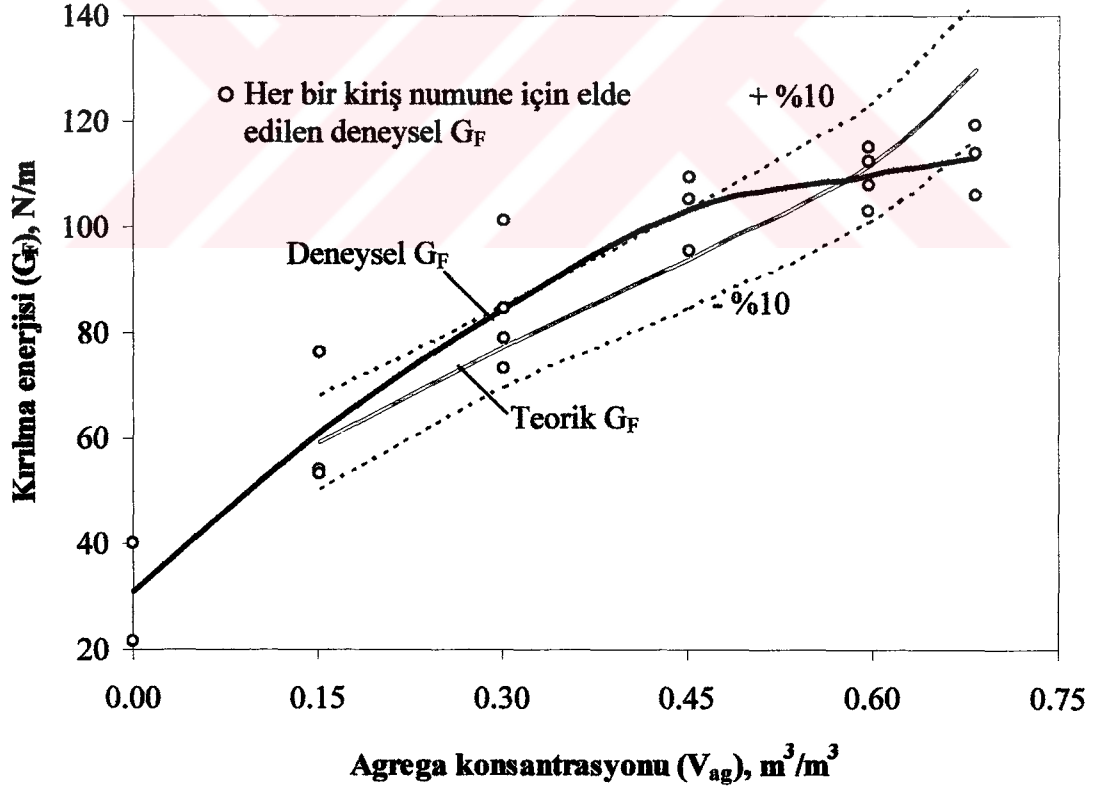
Şekil 3.37. Teorik tek eksenli çekme dayanımı (f'_t) ile deneysel yarma çekme dayanımı (f_{st}) ve net eğilme dayanımı (f_{net})'nin karşılaştırılması.

3.6.4 Kırılma Enerjisi

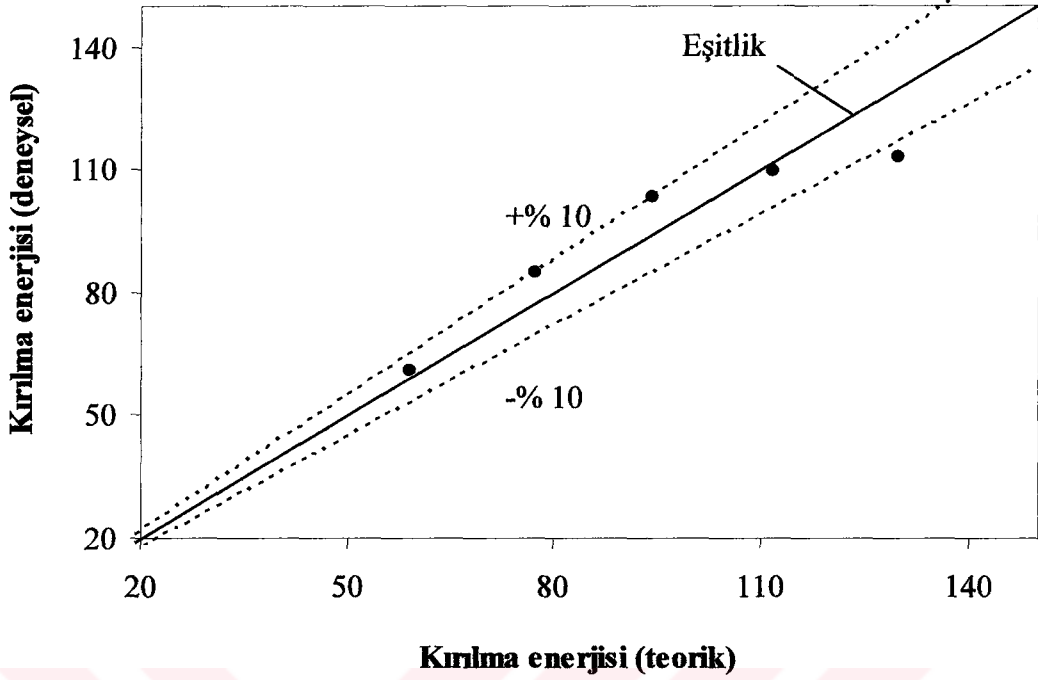
Mezo-mekanik modelleme ile (Denklem (3.33-3.34)) hesaplanan teorik kırılma enerjisi değerleri deneysel elde edilen değerlerle karşılaştırılmalı olarak Tablo 3.10 ve Şekil 3.38'de verilmektedir. Böylece, kırılma enerjisinin teorik değerlerinin agrega konsantrasyonunun 0,60 m^3/m^3 değerine kadar deneysel elde edilen değerlere çok yakın olduğu görülmektedir. Yüksek agrega konsantrasyonunda (0,68 m^3/m^3) ise beton içindeki agregaların fazlalığı çatlak kapanı ve köprülleme mekanizmalarının iyi çalışmasını engellediğinden ve hava boşluğunun fazlalığından dolayı deneysel elde edilen G_F değeri teorik değerden azdır. Şekil 3.39'da ortalama kırılma enerjileriyle birlikte her bir kiriş numuneden elde edilen deneysel G_F değerleri, teorik G_F ve $\pm \%10$ sınırı gösterilmektedir. Şekil 3.40'da ise teorik ve deneysel kırılma enerjileri arasındaki eşitlik ve $\pm \%10$ sınırı gösterilmektedir.



Şekil 3.38. Teorik ve deneysel kırılma enerjisi değerlerinin karşılaştırılması.



Şekil 3.39. Teorik ve her bir kiriş numuneden elde edilen deneysel kırılma enerjisi değerlerinin karşılaştırılması.



Şekil 3.40. Teorik ve deneysel elastisite modüllerinin eşitlik ve \pm %10 sınırına göre karşılaştırılması.

3.7 Sonuçlar

Agrega konsantrasyonunun betonun kırılma parametrelerine etkisiyle ilgili varılan sonuçlar aşağıdaki gibi özetlenebilir:

- Agreg a konsantrasyonu arttıkça betonda elastisite modülü, yarma çekme dayanımı, net eğilme dayanımı, etkin kırılma tokluğu, kırılma enerjisi ve karakteristik boy gibi mekanik ve kırılma parametreleri önemli derecede artış göstermektedir. Şöyle ki, agreg a konsantrasyonunun $V_{ag}=0,00 \text{ m}^3/\text{m}^3$ 'den (sertleşmiş çimento hamuru) $0,68 \text{ m}^3/\text{m}^3$ 'e (gerçek beton) artmasıyla yük-sehim eğrisi altında kalan alan (W_0), kırılma enerjisi (G_F), elastisite modülü (E), yarma çekme dayanımı (f_{st}) sırasıyla, yaklaşık 4,8; 3,6; 1,8 ve 2,0 kat kadar artış göstermektedir. Net eğilme dayanımında (f_{net}) ise artış 2,7 katdır. V_{ag} arttıkça betonun mekanik ve kırılma parametreleri değerlerindeki belirgin artışın nedeni agreganın elastisite modülünün, çekme dayanımının çimento hamurununkine oranla yüksek olması, kırılma yüzeyinde daha fazla agreg a bulunması ve çatlakların agreganın içinden veya kenarından geçmeye zorlanarak agreg a engelini aşması için daha fazla enerji sarfi etmesi ile izah edilebilir.

- 130 günlük basınç dayanımı ise dar bir aralıkta değişerek çimento hamurundan (80,9 MPa) agregaya konsantrasyonunun 0,45 m³/m³ değerine kadar azalmakta (72,4 MPa), V_{ag}=0,68 m³/m³ olduğunda ise az da olsa artma eğilimi göstermektedir (75,1 MPa).
- Betonun kırılmasında toklaşma mekanizmaları çok önemli olup, kırılma parametrelerinin saptanmasında göz önüne alınması gerekir. Böylece, agregaya konsantrasyonu, su/çimento oranı, en büyük agregaya boyutu ve diğer agregaya özellikleri (agreganın çekme dayanımı, elastisite modülü v.s.) gibi mikroyapısal parametreler kullanılarak betonun kırılma tokluğu, tek eksenli çekme dayanımı, kırılma enerjisi ve elastisite modülü tahmin edilebilir.
- Toklaşma mekanizmalarından herhangi birinin çalışması diğerlerinin mevcudluğuna veya etkinliğine etki edebilir; Çatlak sapması mekanizmasının işlenmesi kapan mekanizmasının çalışmasını önleyebileceği olasıdır. Matristeki mikro çatlakların varlığı ise mikro çatlak kalkanına yol açsa da, çatlak sapması mekanizmasını olumsuz etkileyebilmektedir.
- Eğilme deneyinden sonra beton kırışların kırılan yüzeyleri incelenerek kırılmanın agregaların içinden gerçekleştiği görüldü. Bu tür kırılmanın nedeni betonların yüksek dayanımlı (≈ 75 MPa) olması ve güçlü agregaya/matris arayüzeyi gösterilebilir. Böylece, bu betonlarda çatlak sapması ve arayüzeylerin çatlaması mekanizmalarının çalışmadığı ve çatlak kapanı ve çatlak yüzü sıkıştırma (agregaya köprülenmesi) gibi toklaşma mekanizmalarının çalıştığı sonucuna varılmaktadır.
- Sertleşmiş çimento hamuru ve betonun mekanik özelliklerinin deneysel elde edilen değerlerinin, mezo-mekanik modelleme ile tahmin edilen değerleriyle iyi bir uyum içinde olduğu görülmektedir. Kırılma enerjisinin deneysel değerlerinin çoğunlukla tahmin değerinin $\pm \%10$, elastisite modülünün deneysel değerlerinin ise tahmin değerinin $\pm \%5$ sınırı içinde kaldığı sonucuna varılmaktadır. Böylece, mezo-mekanik bağıntıların bağıl tahmin hatası mühendislik amaçlar için kabul edilebilir düzeydedir.
- Belirli bir su/çimento oranına sahip hamura granülometrisi belli agregaya katarak gevrek bir matrisin sünek bir kompozite (betona) dönüştüğü ve bu sünekliğin agregaya konsantrasyonu arttıkça da arttığı deneysel ve mezo-mekanik modelmeden elde edilen sonuçlara dayanarak söylenebilir.

4. YENİ ÇİMENTO ESASLI KOMPOZİTLER VE ÇELİK TEL DONATILI BETONLAR

4.1 Giriş

Yüksek ve ultra yüksek dayanımlı yalın betonlarda yutulan bağıl enerji düşük olduğundan bu malzemelere kısa kesilmiş çelik teller eklenerek sünek davranış elde edilmektedir. Böylece, son yıllarda basınç dayanımları 200 MPa'ı aşan yeni çimento esaslı sünek kompozitler geliştirildi. Bu malzemeler düşük geçirimsizlik, geliştirilmiş dürabilite, sınırlı rötre ve korozyon dayanımının artırılması gibi diğer yüksek performans özelliklerini de sağlar.

Son yıllarda, beton teknolojisinde önemli gelişmeler kaydedildi. Sadece 40 yıl önce, betonarme yapılarda kullanılan betonun basınç dayanımı en fazla 40 MPa idi (Alexander, 1993). Böyle bir beton, küp basınç dayanımları 200-800 MPa arasında, çekme dayanımları 25-150 MPa arasında ve kırılma enerjileri ise yaklaşık 30000 J/m² olan yüksek performanslı modern betonlarla kıyaslandığında, şu anda gerçekten oldukça düşük dayanımlı malzeme olarak kabul edilebilir (Walraven, 1999). Beton teknolojisinde söz konusu yüksek dayanımlı bu malzemeler Reaktif Pudra Betonları (RPB) olarak adlandırılırlar ve dikkate değer eğilme dayanımına ve oldukça yüksek sünekliğe sahiptirler. Süneklikleri normal betona kıyasla yaklaşık 300 kat daha fazladır (Bonneau ve diğ., 1997; Richard ve Cheyrezy, 1995; Dugat ve diğ., 1996). Düşük porozite değerleri bu betonlara önemli dürabilite ve düşük geçirimsizlik özellikleri kazandırır. Bunlar, çeşitli iklim koşullarının etkisindeki bazı yapılar için potansiyel olarak uygun bir malzeme niteliği sağlar (Feylessoufi ve diğ., 1996; Matte ve Moranville, 1999).

Çimento hamuru ve agrega taneleri arasındaki temas yüzeyi betonda en zayıf halkadır. Silis dumanı gibi ultra incelikteki tanelerin kullanımı, yoğunluğun artırılması dolayısıyla boşlukların azaltılması taze betonun stabilitesinin geliştirilmesi için önemlidir. Böylece dürabilite iyileştirilir ve dayanım yükseltilir. Silis dumanı veya diğer bir deyişle mikrosilika, silis ve ferrosilis endüstrilerinin bir

yan ürünüdür; 1950'lerden beri betonun özelliklerini iyileştirmek için kullanılmaktadır. Bu tanelerin etkili olabilmesi için, beton içinde iyi bir dağılıma gereklidir ve bunu da bir süperakışkanlaştırıcı ile sağlamak olasıdır (Taşdemir ve diğ., 1998; Taşdemir ve diğ., 1999). Bununla birlikte, reaktif pudra betonlarının iç yapısına yönelik olarak maksimum yoğunluğu sağlamak için karışımdaki tüm tanelerin boyut dağılımı hassas biçimde optimum yapılabilmektedir. Bunun için, RPB'nin granülometri eğrisi süreksiz olmalıdır. Ayrıca, çok yüksek dayanımlara erişmek için karışımdaki su miktarını azaltmak gerekmekte, sünekliği attırmak için ise kısa kesilmiş çelik teller eklenmekte ve sıcaklık yükseltilerek basınç altında sertleştirme süreci uygulanmaktadır.

Yüksek performanslı çimento esaslı kompozitler üstün mekanik özelliklere ve yüksek sünekliğe sahip olup darbe etkilerine dayanıklılık gerektiren silah depoları, diğer askeri amaçlı yapılar ile nükleer ve endüstriyel atıkların depolanması ve bazı prefabrik elemanların üretimi alanlarında kullanılacak niteliktedirler. Ayrıca yüksek mekanik performanslarının yanında ultra-yoğun mikroyapıları nedeniyle üstün dırabilite özelliklerine de sahiptirler, bundan dolayı zararlı ortamlara karşı yüksek dayanıklılık sağlayan yeni çimento esaslı kompozit malzemelerdir. Söz konusu olan yeni yüksek performanslı betonların iç yapı ve mekanik davranış bakımından incelenmesine yönelik çabalar giderek artmaktadır.

Geleneksel ÇTDB'lar çimento esaslı kompozit malzemeler olup rasgele yönlü ve üniform dağılılı kısa kesilmiş süreksiz teller içermektedir. ÇTDB'ların performansına çelik telin tipi, içeriği, narinliği, çekme dayanımı, beton içindeki dağılımı ve matris özellikleri etki etmektedir. Beton teknolojisindeki hızlı gelişmelerden sonra geleneksel karışım tasarımı ve olağan malzemelerle basınç dayanımı 100 MPa' aşan betonlar üretilebilmektedir (Balaguru ve diğ., 1992). Yüksek dayanımlı betonların esas sorunu ise artan dayanımla gevrekliğin de artması olup çekmede zayıf ve gerekli olan yüksek tokluk ve süneklikten de yoksun olmasıdır. Bilindiği gibi, basınç dayanımı arttıkça süneklik azalmaktadır. Bu iki özeliğin birbiriyle ters orantılı olması önemli bir sakınca sayılmaktadır. Bununla birlikte, az bir miktardaki çelik telin betona katılmasıyla gevreklik sorunu en aza indirilebilmektedir. Bundan dolayı betonun sünekliğinin iyileştirilmesi çok önemlidir. Çelik telin gevrek matrise eklenmesiyle malzemenin tokluğu, kırılma enerjisi, çekme dayanımı, eğilme dayanımı, çarpma dayanıklılığı, depreme karşı dayanıklılık, çatlamaya karşı direnç

ve süneklik gibi mekanik ve kırılma özelliklerinde de büyük artışlar sağlanmaktadır. Ankraj mekanizmasından dolayı, çelik tellerin kancalı uçlu ve kısa kesilmiş olması ile bu artışlar daha da belirgin olmaktadır. ÇTDB yalnız betonla karşılaştırıldığında yüksek enerji yutma kapasitesinden dolayı kırılmadan önce daha çok enerji yutmaktadır. Beton yapıların kırılma davranışını daha iyi anlamak için, malzemenin çatlama sonrası davranışı ile ilgili bilgiler önemlidir. ÇTDB’da beton matris çatladıktan veya gevrek türden kırıldıktan sonra sünek çelik teller yükü diğer tellere aktarmaya ve taşımaya devam ederek, malzemenin yapısal bütünlük ve kohezyonunun devam etmesine yardımcı olurlar. Rasgele dağılı ve kısa kesilmiş teller, matrisin çatlamasından sonra mikro çatlakların önünü keserek bu çatlakları köprüleyerek çatlak yayılmasını kısıtlarlar. Çelik tellerin sıyırılması ise, daha çok enerji gerektirmekte ve malzemenin tokluğuna, tekrarlı ve dinamik yüklemelere karşı direncine büyük artışlar sağlamaktadır (Barros ve Figueiras, 1999).

Bu bölümün ilk kısmında, stratejik yapılar ve benzeri uygulamalarda olası kullanımlar için bazı yeni çimento esaslı kompozit malzemelerin performansları sergilenmekte ve homojen dağılı ultra incelikteki taneleri içeren yoğunlaştırılmış sistemler (DSP), büyük kusurlarından arındırılmış (MDF) çimento, reaktif pudra betonları (RPB) gibi ultra yeni çimento esaslı kompozitler ve yüksek oranda çelik tel içeren çimento bulamacı (Slurry Infiltrated Fibered Concrete (SIFCON))’nın mekanik davranışı üzerine genel bir değerlendirme yapılmaktadır.

Bölümün ikinci kısmı geleneksel ÇTDB’larla ilgili kısımdır. Bu kısımda önce, betonun çelik tellerle güçlendirilmesinden, ÇTDB’un mekanik davranışına ve performansına etki eden etkenlerden, ÇTDB’ların yalnız betona göre sahip oldukları üstün özelliklerinden ve yapı elemanlarının üretiminde kullanılan ÇTDB’lardan söz edilmekte, daha sonra ASTM C1018 (1997) Standardında belirtilen tokluk indisleri ve kalıcı dayanım faktörlerinden, Japon Standardı (JCI, 1984), Alman ve İskandinav gibi kiriş deney yöntemlerinden bahsedilmektedir. Bu kısım, çelik tel narinliği ve içeriğinin ÇTDB’ların tokluğu, özgül kırılma enerjisi ve diğer mekanik özellikleri üzerindeki etkisini de içermektedir.

4.2 Yeni Çimento Esaslı Kompozitler

Yaklaşık yirmi yıl önce, homojen dağılı ultra incelikteki taneleri içeren yoğunlaştırılmış sistemler (DSP) ve büyük boşluklarından arındırılmış (MDF)

çimento gibi yeni malzemeler geliştirildi. İlki (DSP) sıkıştırılmış taneli yapıya sahip matris içeren beton olup çimento, süperakışkanlaştırıcı, silis dumanı ve kalsine olmuş boksit veya granit gibi ultra sert agregalar kullanılarak üretilir. İkincisi (MDF çimento) ise 150 MPa'lık veya daha yüksek çekme dayanımına sahip alüminli çimentolarla üretilmiş olan bir polimer hamurudur (Bache, 1981). Yüksek dayanımlı betonlarda olduğu gibi bu malzemelerin sünekliği düşük olduğundan, sünekliklerini arttırmak için çelik teller kullanılmaktadır. SIFCON gibi ürünler ise çelik tellerle kalıbın doldurulması ve bir akıcı harç bulamacının enjeksiyonu ile üretilirler.

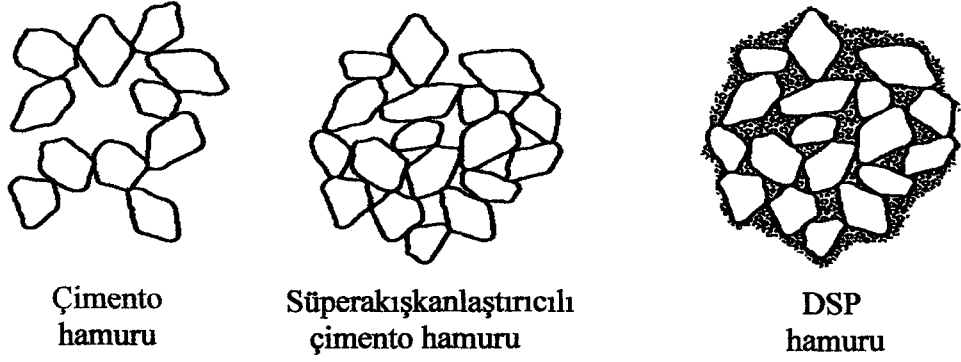
Reaktif pudra betonları Fransa'da yaklaşık yedi yıl önce geliştirildi. Bu ultra yüksek dayanımlı sünek betonların basınç dayanımları 200 MPa'dan 800 MPa'a kadar değişmekte ve kırılma enerjileri 40000 J/m²'ye varmaktadır (Richard ve Cheyrezy, 1995).

Yeni çimento esaslı kompozitleri üretmekle betonda en zayıf halka olarak bilinen agrega-çimento hamuru arasındaki boşluklar ve matristeki kusurlar azaltılmakta ve gevrek davranışa sahip bu çok yüksek dayanımlı betona kısa kesilmiş ince çelik tellerin katılmasıyla sünek davranış özeliği kazandırılmaktadır.

Bu yeni kompozit malzemeler ile kayma donatısı veya pasif donatı kullanmadan öngerilmeli betonarme kirişler yapılabilir, sünekliği yüksek olan yüksek performanslı betonlar ile dürabilite bakımından olumlu çözümler elde edilir. Ayrıca bu malzeme takviye ve montaj işlerinde de güvenle kullanılabilir.

4.2.1 Homojen Dağılı Ultra İncelikteki Taneleri İçeren Yoğunlaştırılmış Sistemler (DSP)

Çimentolu malzemelerin bu yeni sınıfı Danimarka'daki Aalborg Portland Çimento fabrikası tarafından üretilmiştir (Bache, 1981; Karhaloo, 1995). DSP bağlayıcılar Şekil 4.1'de gösterildiği gibi çimento taneleri arasında kalan boşluklarda homojen olarak dağıtılan ultra incelikteki silis dumanını içerirler. Mümkün olan en yoğun dizilişi elde etmek için, karıştırma ve döküm sırasında çimento ve silis dumanının topaklanmasını önlemek için süperakışkanlaştırıcılar kullanılır. Bu DSP esaslı kompozitler Densit adı altında söz konusu firma tarafından uygulayıcılara sunulmaktadır.



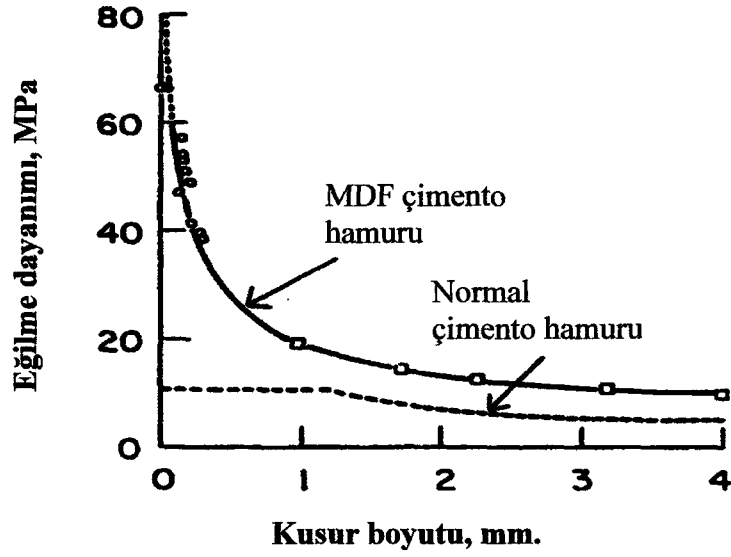
Şekil 4.1. Homojen dağılı ultra incelikteki taneleri içeren yoğunlaştırılmış sistemler (DSP) (Bache, 1981).

16 mm'lik kırılmış granit agregasına sahip normal DSP'nin basınç dayanımı yaklaşık 130 MPa'dır. Eğer kalsine olmuş boksit gibi dayanımı yüksek agregalar kullanılırsa basınç dayanımı 270 MPa'a kadar ulaşabilir. DSP esaslı malzemeler ise çok gevrek olup normal Portland çimentosu hamurundan da gevreklerdir (Bache, 1981; Karihaloo, 1995).

4.2.2 Büyük Kusurlarından Arındırılmış (MDF) Çimento

MDF çimentolu malzemeler Portland veya Yüksek Alüminli çimentoların yüksek moleküler kütleli suda çözünen bir polimer ile birleştirilmesiyle oluşturulan kompozitlerdir. Polimer, çimento tanelerinin topaklanmasını önler, düşük su/katı oranındaki karışımın viskozitesi artar.

Yıllar önce Birchall ve diğ. (1981) Griffith yaklaşımını kullanarak "büyük kusurlardan arınmış (MDF)" çimentolarını geliştirdiler. Bu araştırmacılara göre, normal çimentolarda, yaklaşık 1mm'lik kusur boyutuna kadar Griffith eğrisiyle iyi bir uyum sağlandı. Bu kusur boyutunun altında dayanımlar aynı kaldı. Daha sonra, büyük boşlukları yok etmek için özel bir proses tekniğini kullanarak çimentolar hazırladılar. Bu çimentolarda çok yüksek eğilme dayanımlarına erişildi ve gözlenen en büyük boşlukların çapı yaklaşık 90 µm oluncaya dek Griffith eğrisi uygulandı. Sonuçlar Şekil 4.2'de gösterilmektedir (Alexander, 1993; Birchall ve diğ., 1981).



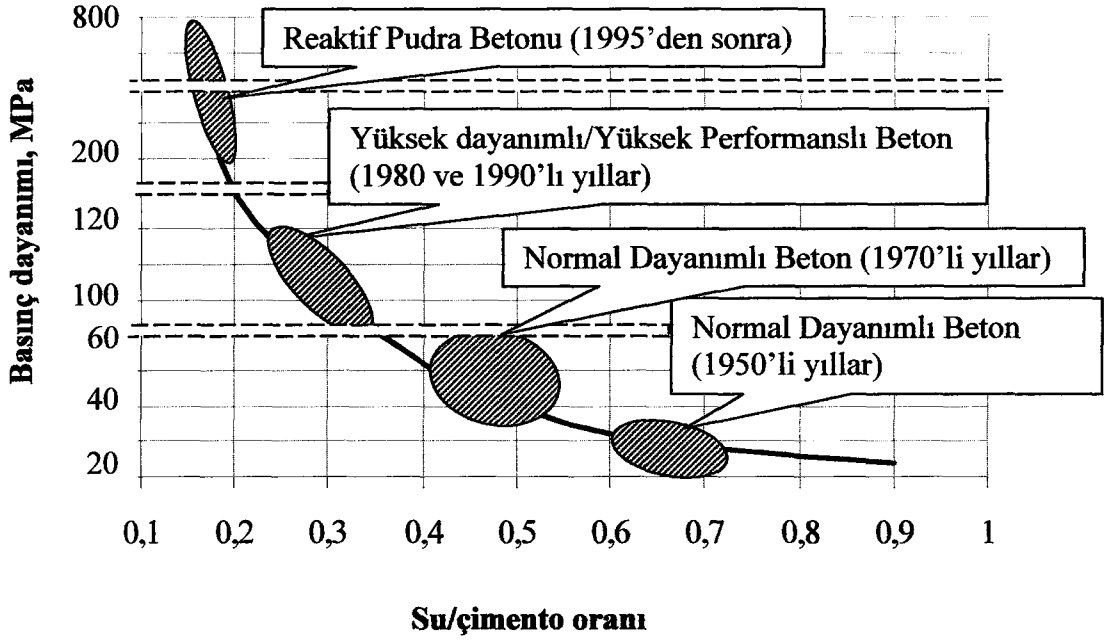
Şekil 4.2. MDF ve normal çimento hamurunun eğilme dayanımı (Alexander, 1993; Birchall ve diğ., 1981).

4.2.3 Reaktif Pudra Betonunu (RPB)

Reaktif pudra betonunda en büyük yük, ilk çatlak yükünü belirgin biçimde aşmakta olup, ilk çatlak yükü ile tepe yükü arasında şekil değiştirme sertleşmesi sergilenmektedir (Naaman ve Reinhardt, 1995).

RPB ileri mekanik özelliklere, üstün fiziksel karakteristiklere, mükemmel sünekliliğe ve aşırı derecede düşük geçirimsizliğe sahip ultra yüksek dayanımlı çimento esaslı kompozitlerdir (Walraven, 1999; Matte ve Moranville, 1999). Bu malzemeler, ilk kez 1990'lı yılların başlarında Paris'te Bouygues'in laboratuvarlarındaki araştırmacılar tarafından geliştirildi. Reaktif pudra betonları küp basınç dayanımları 200 ve 800 MPa arasında, çekme dayanımları 25 ve 150 MPa arasında ve kırılma enerjileri yaklaşık 30000 J/m^2 ve birim ağırlıkları $2500\text{-}3000 \text{ kg/m}^3$ aralığında değişen yeni kuşak betonları temsil etmektedir (Richard ve Cheyrezy, 1994).

1980'li yıllardan itibaren betonda süperakışkanlaştırıcıların ve silis dumanı gibi ultra incelikteki mineral katkıların birlikte kullanılması dayanımlarda çok yüksek artışlar sağladı (Şekil 4.3). Reaktif pudra betonunun iç yapısı daha sıkı tane düzenine sahip olup, mikroyapısı yüksek performanslı betonlara kıyasla en kuvvetli çimentolu hidrate ürünlerin varlığıyla güçlendirilmektedir.



Şekil 4.3. Betonun evrimi kapsamında basınç dayanımı-su/çimento ilişkisi (Taşdemir ve Bayramov, 2002)

Bu dikkate değer özelliklere aşağıdaki aşamalarla erişilmektedir:

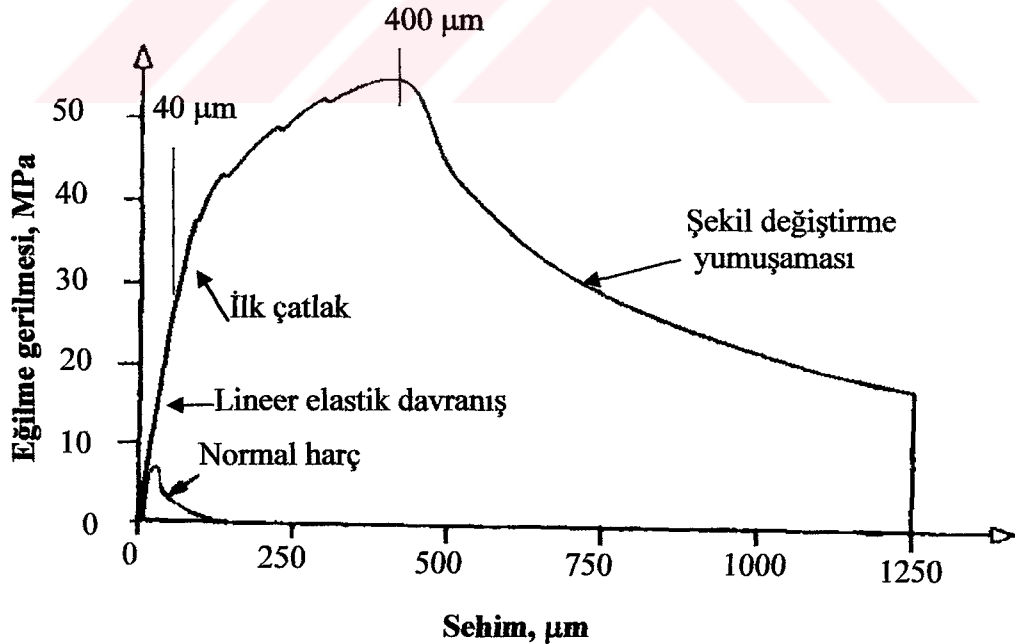
- Optimum yoğunluktaki matrise varmak için karışımdaki bütün tanelerin dağılımının hassas biçimde ayarlanması,
- Betonun homojenliği için agrega tanelerinin en büyük boyutunun azaltılması,
- Betondaki su miktarının azaltılması,
- Yüksek inceliğe sahip silis dumanının puzolanik özelliklerinin yoğun biçimde kullanımı,
- Bütün bileşenlerin optimum bileşimi,
- Süneklik için kısa kesilmiş çelik tellerin kullanımı,
- Çok yüksek dayanımlara erişmek için basınç altında ve yükseltilmiş sıcaklık koşullarında sertleştirme (Walraven, 1999, Richard ve Cheyrezy, 1994).

RPB'larda kullanılan agregaların boyutları çimentonunkilere yakındır. Bu, hidrate olmamış çimento tanelerinin de tane iskeletine uygun olması ve malzemenin dayanımına katkıda bulunması demektir. Bu betonlarda su/çimento oranı çok düşük olup 0,15 mertebesinde. İşlenebilme, fazla miktarda süperakışkanlaştırıcı kullanımı ile sağlanmaktadır. İstenilen dayanımlara erişmek için, hem bileşen malzemelerin özellikleri hem de bunları mikserde karıştırma sırası önemlidir. Normal ve yüksek dayanımlı betonlar ile reaktif pudra betonlarına ait bir karşılaştırma Tablo 4.1'de yapılmaktadır.

Tablo 4.1. Normal dayanımlı beton (NDB), yüksek dayanımlı beton (YDB) ve reaktif pudra betonuna (RPB) ait bazı mekanik özelliklerin karşılaştırılması.

| Mekanik Özellikler | NDB | YDB | RPB |
|------------------------------|---------|---------|---------------|
| Basınç dayanımı (MPa) | 20-60 | 60-115 | 200-800 |
| Elastisite modülü (GPa) | 20-30 | 35-40 | 60-75 |
| Eğilme dayanımı (MPa) | 4-8 | 6-10 | 50-140 |
| Kırılma enerjisi (J/m^2) | 100-120 | 100-130 | 10000 – 40000 |

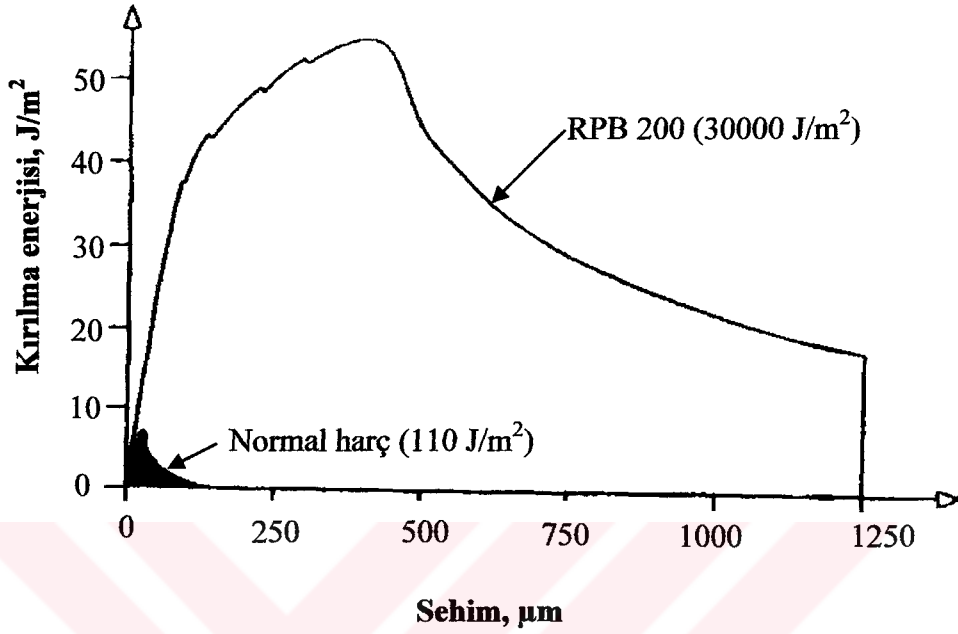
Bu tabloda görüldüğü gibi çelik tellerin eklenmesiyle 50-140 MPa arasında değişen eğilme dayanımları elde edilmektedir. Bu betonların kırılma enerjileri ise $10000 J/m^2$ 'den $40000 J/m^2$ 'ye kadar değişmektedir. Eğilme dayanımlarında ve kırılma enerjilerindeki değişme eklenen çelik tellerin yüzdeleriyle orantılıdır (Richard ve Cheyrezy, 1994). Deneylerde çentikli kiriş numuneleri kullanılmış olup, Şekil 4.4 normal bir harcın ve RPB 200'ün basit kiriş halindeki mekanik davranışını göstermektedir. Reaktif pudra betonunun büyük bir şekil değiştirme sertleşmesi sergilediği görülmektedir. Eğilme dayanımı ilk çatlama gerilmesinin iki katı kadar yüksektir. Maksimum gerilmedeki deplasman ilk çatlaktaki deplasmandan yaklaşık 10 kat daha büyüktür (Richard ve Cheyrezy, 1994).



Şekil 4.4. Normal harç ve tel donatılı RPB 200'ün eğilme davranışını (Richard ve Cheyrezy, 1994).

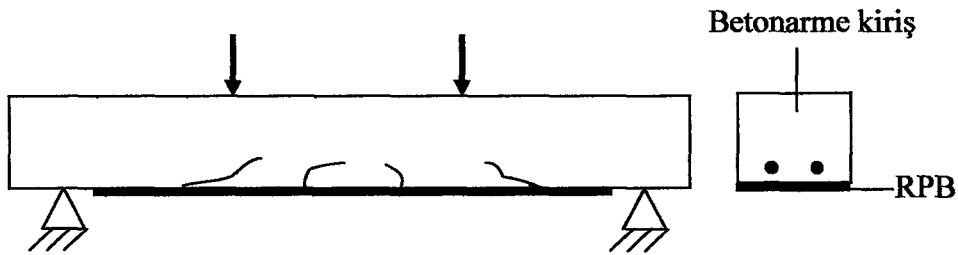
Kırılma enerjisi gerilme-açıklığın ortasındaki şehim eğrisi altında kalan alanın hesaplanmasına dayanmaktadır. Şekil 4.5'de gösterildiği gibi kırılma enerjisi RPB

için 1250 μm 'e kadar sehimde 30000 J/m^2 ve normal harç için ise toplam 110 J/m^2 'dir (Richard ve Cheyrezy, 1994). Böylece, reaktif pudra betonunun kırılma enerjisinin normal harcınınin yaklaşık 300 katı kadar olduğu sonucuna varılabilir.



Şekil 4.5. Normal harcın ve RPB 200'ün kırılma enerjilerinin karşılaştırılması (Richard ve Cheyrezy, 1994).

Reaktif Pudra Betonu stratejik yapılarda ve onarım-güçlendirme için de kullanılabilir. Şekil 4.6'da görüldüğü gibi eğilme etkisinde çatlatılmış bir betonarme kirişin çekme bölgesi klasik çelik plaka yerine reaktif pudra betonundan yapılmış bir levha ile güçlendirilmiştir.



Şekil 4.6. Çatlamış betonarme kirişin reaktif pudra betonuyla güçlendirilmesi (Karihaloo, 2000; Alaei ve diğ., 2001).

Kullanılan reaktif pudra betonunun hacmen %6'ya varan oranda kısa kesilmiş 0,15 mm çapında 6 mm ve 13 mm boyunda çelik teller kullanılmıştır. Levhalar çatlamış kirişe polimer esaslı yapıştırıcılar ile yapıştırılmaktadır. Kiriş tekrar yüklendiğinde çok yüksek dayanımlara erişilmiştir (Karihaloo, 2000; Alaei ve diğ., 2001). Bu tür güçlendirme kayma bölgesinde de yapılmaktadır (Alaei, 2002).

4.2.4 Yüksek Oranda Çelik Tel İçeren Çimento Bulamacı (SIFCON)

SIFCON; çimento, su, süperakışkanlaştırıcı, silis dumanı ve çok ince kumdan oluşan bir bulamacın sertleşmesiyle oluşan bir matris içinde hacmen % 20'ye varan oranda çelik tel içeren sünek bir betondur. Çelik tel donatılı betonlarda çelik tel içeriğinin %2 - %3 olduğu düşünülürse yaklaşık 10 kat fazla donatılan malzeme sünekliğinin mertebesi daha iyi anlaşılmaktadır.

Fritz tarafından kancalı uçlu çelik tel (çap=0,5 mm, uzunluk= 30 mm) kullanılarak üretilen SIFCON üzerinde tek eksenli çekme altında elde edilen deney sonuçları Tablo 4.2'de verilmiştir. Bu tablonun incelenmesinden görüldüğü üzere SIFCON'un kırılma enerjisi su/çimento oranına bağlı olarak değişmekte olup normal betonun kırılma enerjisinin yaklaşık 1340 katına varan değerler elde edilebilmektedir.

Tablo 4.2. Tek eksenli çekme halinde SIFCON üzerinde elde edilen değerler (Fritz, 1991).

| Su/çimento oranı (w/c) | Tel içeriği, % | Çekme dayanımı, N/mm ² | Sehim, mm | Kırılma enerjisi, J/m ² |
|------------------------|----------------|-----------------------------------|-----------|------------------------------------|
| 0,45 | 8,5 | 9,2 | 19,0 | 30500 |
| 0,35 | 8,5 | 12,5 | 14,1 | 57100 |
| 0,45 | 13,5 | 14,1 | 34,9 | 134100 |

Şengül (2002), SIFCON kiriş numuneler üzerinde yük-sehim davranışını incelediği çalışmada elde ettiği kırılma enerjisi normal betona göre yaklaşık 650 kat daha yüksektir. Tablo 4.3'de normal dayanımlı beton (NDB), çelik tel donatılı beton (ÇTDB) ve SIFCON'a ait bazı mekanik özelliklerin karşılaştırılması yapılmaktadır.

Tablo 4.3. Bazı tel donatılı betonların yapısal özellikleri (Li, 2002).

| | Çelik tel içeriği, % | Çekme dayanımı, MPa | Elastisite modülü, GPa | Kırılma enerjisi, J/m ² | Karakteristik boy, m |
|--------|----------------------|---------------------|------------------------|------------------------------------|----------------------|
| NDB | 0 | 2-5 | 15-30 | 100-200 | 0,25 -0,4 |
| ÇTDB | 1 | 4,5 | 32,5 | 5000 | 8 |
| SIFCON | 4 - 20 | 6-32 | 30-70 | 20000 - 30000 | 2-17 |

Tablo 4.3'den görüldüğü gibi %1 oranında çelik telin betona eklenmesi kırılma enerjisini normal betonunkine (NDB) kıyasla yaklaşık 25-50 kat, karakteristik boyu

ise 20-32 kat artırmaktadır. SIFCON'un kırılma enerjisinde normal betonun kırılma enerjisinin yaklaşık 300 katına, karakteristik boyda ise yaklaşık 70 katına varan değerler elde edilebilmektedir. Ayrıca SIFCON'un çekme dayanımı da normal betonun çekme dayanımının yaklaşık 15 katına, ÇTDB'un çekme dayanımının ise yaklaşık 7 katına varmaktadır.

4.3 Çelik Tel Donatılı Betonlar

Geçmişte, gevrek malzemelerin donatılması için birçok tel çeşidi kullanıldı. Eski Mısırlılar güneşte pişirilmiş tuğlaların üretiminde, tavan sıvalarında ve bunun gibi birçok uygulamada saman, at saçı gibi donatılar kullandılar. Son zamanlara kadar, çatı kaplama levhaları gibi Portland Çimento ürünlerinin takviyesi için asbest lifler kullanılmakta idi. Çağımızda ise, çelik ve polipropilen teller betonda uygulanılmaya başlandı.

Çelik tel donatılı beton (ÇTDB) 1874 yılında ilk defa patentli olarak kullanıldı. O tarihten itibaren, ÇTDB çok geniş bir uygulama alanında, hatta II Dünya savaşında hava pistlerindeki bomba çukurlarının yamanmasında, uçak hangarlarının bombalardan korunmasında da kullanıldı. 1970'lerden sonra bu malzemenin ticari amaçla kullanımı, özellikle Avrupa'da, Japonya'da ve ABD'de büyük bir hız kazandı (ACIFC, 1999).

Endüstriyel zeminler ve yol döşemeleri ÇTDB'ların en yaygın kullanıldığı uygulama alanlarıdır. Bundan başka, yağmur suyu kolektörleri, atık su ve atık madde tankları, atık depolama kutuları, cephe ve bölme duvar elemanları, kanalizasyon boruları, demiryolu sınır taşları, su drenaj blokları, santral kabinleri, prekast banyo kabinleri, çatı elemanları ve otobüs durakları gibi prefabrik elemanlar, köprü güverteleri, tüneller, duvar kaplamaları, yüzme havuzu, barajlar, kanallar, onarım ve güçlendirme alanları, hidrolik ve deniz yapıları ve diğer inşaat mühendisliği projeleri gibi yapısal uygulamalarda da ÇTDB'lar yaygın olarak kullanılmaktadır (Barros ve Figueiras, 1999; Taşdemir ve diğ., 2002a). ÇTDB'ların diğer uygulamaları ise püskürtme betonları, ön gerilmeli elemanlar ve sıcağa dayanıklı betonlardır. Endüstriyel kaynaklara dayanarak, dünyada kullanılan çelik tellerin son yıllardaki miktarı ise yılda 300000 tona varmaktadır. Bununla birlikte, her yıl inşaat endüstrisinde kullanılan toplam betonun sadece küçük bir kısmı ÇTDB'lardan oluşmaktadır (Li, 2002).

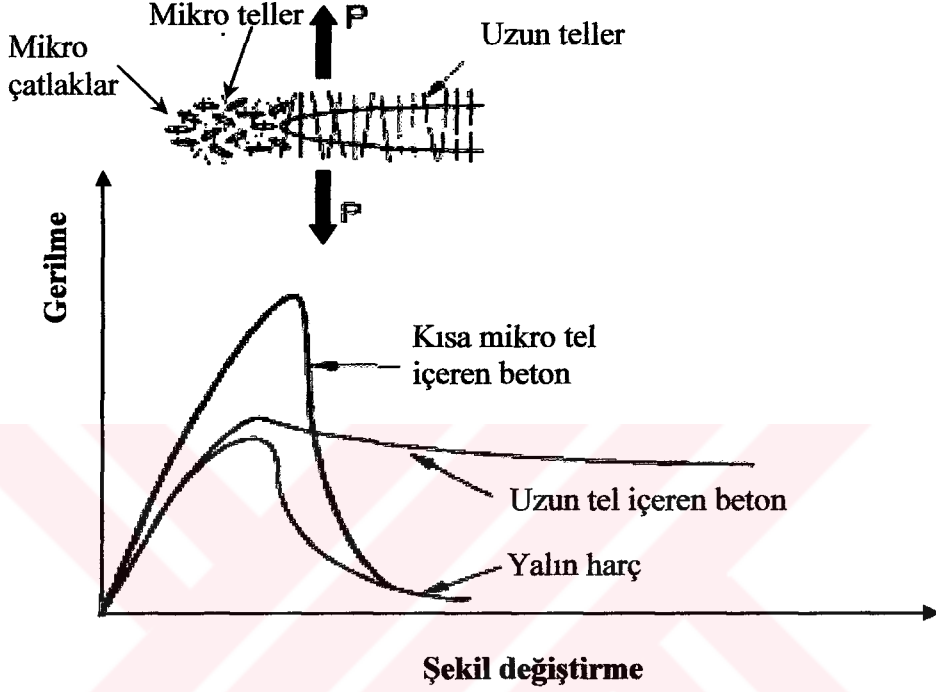
Çelik telin betona katılması ne özel bir alet ve işçilik gerektirir, ne de betonun işlenebilirliğini ve üretimini önemli ölçüde etkiler. Buna karşılık, sertleşmiş betonun performansında artış gerçekleşir. ÇTDB yüksek çekme dayanımına, sünekliğe ve eğilme performanslarına sahiptir. ÇTDB'ların mekanik davranışının daha iyi anlaşılması için malzemenin gerilme-şekil değiştirme ilişkisini incelemek ve yapıdaki davranışı ile ilişki kurmak gerekir. Çelik tellerin betona katılması gevrek olan betonun çekme şekil değiştirme kapasitesini arttırarak yarı-sünek bir davranış kazandırır. Böylece, çatlama dayanımında ve tokluk özelliklerinde iyileşme beklenebilir. ÇTDB'ların analizinde en önemli parametreler çekme ve eğilme dayanımları ve kırılma enerjisidir, çünkü bu parametreler malzeme davranışını temsil eder (Taşdemir ve diğ., 2002a).

Çelik teller betonun mekanik özelliklerini belirgin biçimde arttırmasına karşın maliyeti de arttırmaktadır. Bununla birlikte, çelik telin kullanılmasıyla artan maliyet geleneksel hasır donatının montajı ve yerleştirilmesi için gereken maliyetten sağlanan kazanç ile dengelenebilir. Yapı elemanın kalınlığının azaltılması ile tasarruf sağlanabilmektedir. Beton karışımının optimum tasarımı yapılarak mekanik özelliklerle birlikte maliyeti de kontrol etmek mümkündür. Ayrıca, hasır donatının montaj ve işçilik hataları da ortadan kalkmaktadır. Betonun çelik tellerle donatılmasından elde edilen esas kazanç ise yapının uzun süreli servis ömrüdür. Çelik tel donatılı elemanlarda, elemanın her bölgesinde çekme gerilmeleri çelik teller yardımıyla karşılandığından taşıma ve montaj sırasında köşelerde ve birleşim yerlerinde çatlak oluşumu en aza indirilir. ÇTDB ile; i) yüksek süneklik, ii) yapı elemanları kenarlarının kırılmalara karşı dayanıklılığının arttırılması, iii) beton rötresinde azalma, iv) geleneksel donatı ile oluşabilecek hataların ortadan kaldırılması, v) daha kısa inşaat süresi, vi) bütün doğrultularda eşit çekme ve eğilme dayanımlarının arttırılması, vii) kolay çatlak kontrolü ve matris kırılmasından sonra yutulan enerjide büyük artış gibi üstünlükler sağlanmaktadır (ACIFC, 1999).

4.3.1 Betonun Çelik Tellerle Güçlendirilmesi

Son yıllarda yapı elemanlarının üretimi için giderek daha değişik yüksek dayanımlı çimento esaslı kompozitler üretilmekte, böylece betonda en zayıf halka olarak bilinen agrega-çimento hamuru arasındaki boşluklar ile matristeki kusurlar minimum yapılabilmektedir. Ayrıca, gevrek davranışa sahip bu yüksek dayanımlı betona mikro düzeydeki polimer esaslı teller, kancalı çelik teller ve kısa kesilmiş ince çelik teller

ile sünek davranış özeliği kazandırılmaktadır. Şekil 4.7’de görüldüğü gibi mikro tellerin çimento hamurunu, mezo tellerin (kısa kesilmiş çelik teller) harç fazını ve uzun çelik tellerin ise betonu güçlendirdiği söylenebilir. Bundan dolayı betonda kırılma enerjisinin artırılmasında uzun çelik tellerin narinliğinin de önemli katkısı vardır.

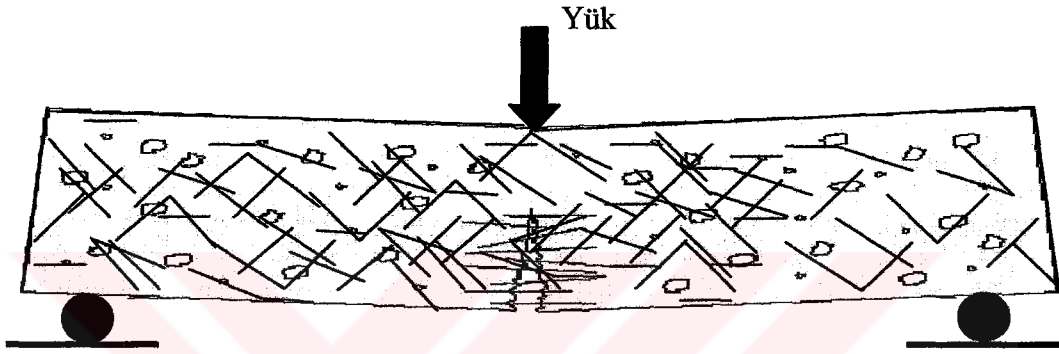


Şekil 4.7. Çatlak köprülenmesine farklı tel boyutlarının etkisi (Betterman ve diğ., 1995).

Çelik teller, betonda erken plastik rötre ve uzun süreli kuruma rötresinden doğan çatlakların oluşması ve gelişmesini azaltabilir ve çatlama-sonrası yük taşıma kapasitesini veya ilk çatlaktan sonra yük taşıma yeteneğini artırabilir. Bilindiği gibi, çelik teller beton içinde süreksiz bir biçimde ve rasgele dağılmaktadır. Matris çatlaklarının dağılımı da rasgele olduğundan yük uygulandığında beton matrisi içinde iyi dağılmış ve çok sayıda olan çelik teller matristeki çatlak oluşumunu ve yayılmasını azaltmakta, başka bir deyişle mikro çatlakların makro çatlaklara dönüşmesi veya katılması eğilimini durdurmaktadır. Ayrıca, beton matrisi çelik telleri bir arada tuttuğundan teller aracılığıyla gerilme transferi de yapılmaktadır.

Beton çatladıktan sonra, kullanılan telin özeliği ve içeriğine bağlı olarak çatlakın genişlemesi önlenmekte ve kalıcı yük-taşıma kapasitesinde artış sağlanmaktadır. Betonda matrisle yeterli bağı olan uzun ve düz teller çatlakları köprülemektedir.

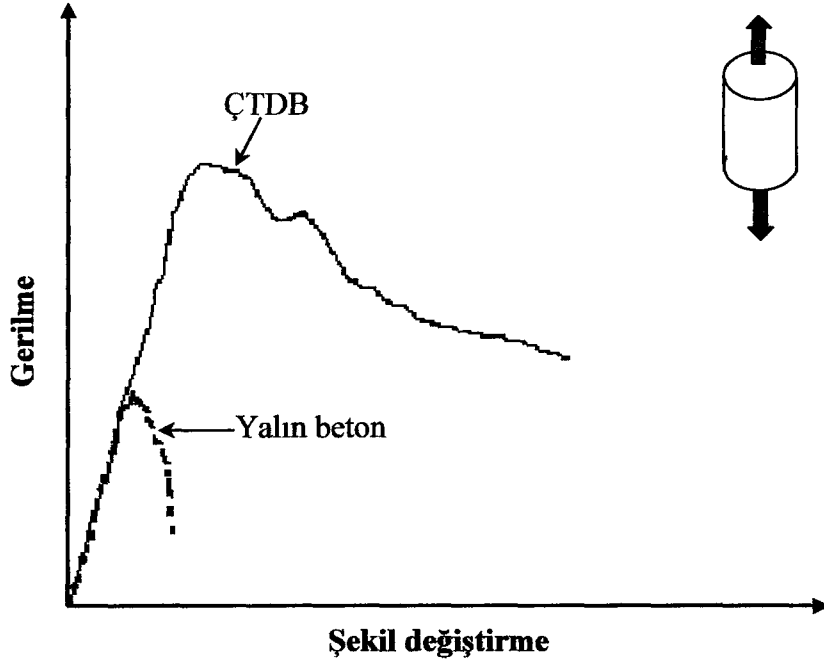
Genelde, en kesit, biçim ve deformasyonlarına göre çeşitlendirilen çelik teller uzun tellerdir. Çelik tellerin sıyrılmaya karşı dayanıklılığını arttırmak için kancalı uçlu ve uzun teller tercih edilmektedir. Çelik tellerin sıyrılmaya dayanımı betonun çatlama-sonrası çekme dayanımını önemli ölçüde arttırmaktadır. Tipik olarak Şekil 4.8’de görüldüğü gibi, ÇTDB kiriş numuneye yük uygulandığında çelik teller çatlakları köprülemektedir. Böyle köprüleme davranışları ÇTDB’lara daha büyük çarpma dayanıklılığı, eğilme ve çekme dayanımları, süneklik, ve kırılma tokluğu sağlamaktadır (Gebman, 2001).



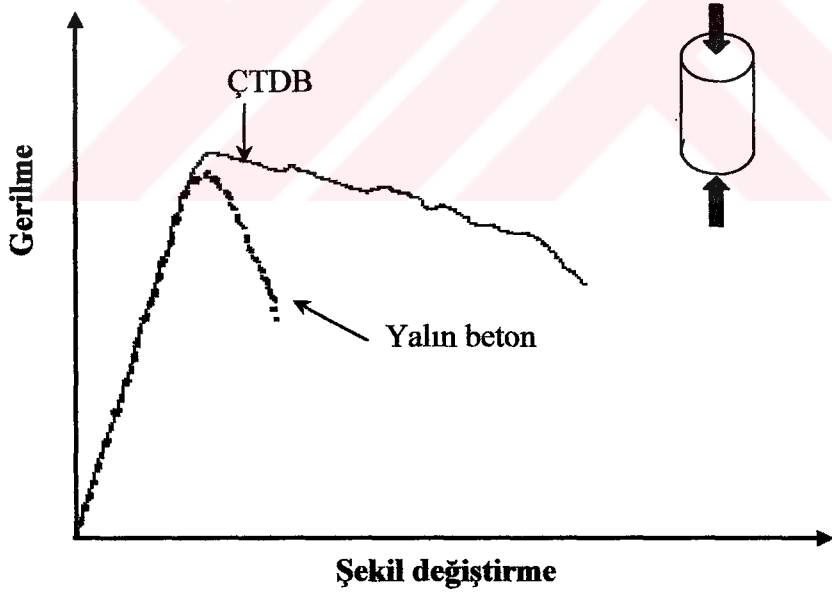
Şekil 4.8. Çelik tellerin köprüleme özeliği.

4.3.2 ÇTDB’ların Mekanik Özellikleri

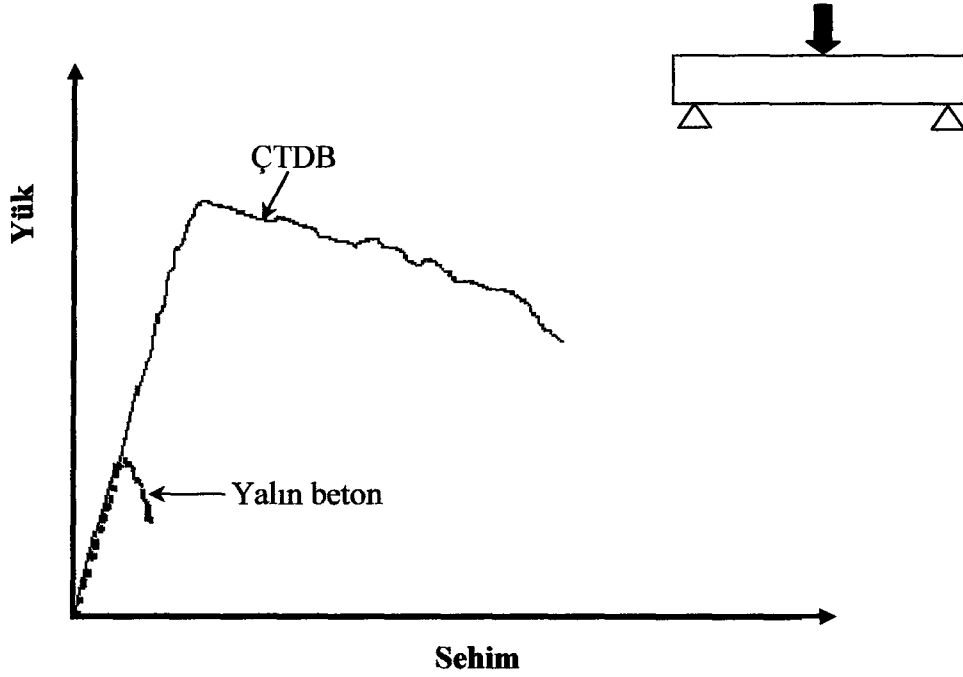
Çelik teller mikro çatlakların yolunu keserek betonun bazı mekanik özelliklerini önemli derecede geliştirmektedir. Şekil 4.9, Şekil 4.10 ve Şekil 4.11’de tipik olarak ÇTDB ile yalın betonun sırasıyla, tek eksenli çekmede gerilme - şekil değiştirme, tek eksenli basınçta gerilme-şekil değiştirme ve eğilmeye yük-sehim eğrileri karşılaştırılmaktadır. Bu şekillerden görüldüğü gibi, betona çelik tellerin eklenmesi betonun basınç dayanımını fazla artırmamakta (Şekil 4.10), buna karşın tek eksenli çekme dayanımını (Şekil 4.9), tokluğunu ve sünekliğini (Şekil 4.11) önemli derecede arttırmaktadır. Yalın betona kıyasla ÇTDB’un basınç dayanımında önemli bir değişiklik olmasa da eğilme dayanımı belirgin biçimde artmakta, asıl büyük artış ise yutulan enerjide olmaktadır. ÇTDB’un basınç dayanımı betonun matris fazının dayanımı ile kontrol edilmektedir. Yalın beton için yüksek basınç dayanımı gerektiğinde, betona silis dumanı gibi mineral katkıların ilave edilmesi ve karışım suyu azaltıcı hiperakışkanlaştırıcıların kullanılması yoluna gidilmektedir.



Şekil 4.9. Yalın ve ÇTDB’da tek eksenli çekme altında tipik gerilme-şekil değiştirme eğrileri.



Şekil 4.10. Yalın ve ÇTDB’da basınç altında tipik gerilme - şekil değiştirme eğrileri.



Şekil 4.11. Yalın ve ÇTDB’da eğilmede tipik yük - sehim eğrileri.

Yalın betonla karşılaştırıldığında, kullanılan çelik telin tipine ve içeriğine bağlı olarak ÇTDB’ların sahip olduğu bazı üstün özellikleri ve sağladıkları diğer avantajları Tablo 4.4’deki gibi özetlenebilir (ACIFC, 1999).

Tablo 4.4. Yalın betonla karşılaştırıldığında ÇTDB’ların sahip olduğu bazı üstün özellikleri ve sağladıkları diğer avantajları (ACIFC, 1999).

| Özellik | Yorumlar |
|-----------------------------------|--|
| Aşınma dayanıklılığı | ÇTDB’ların çarpma aşınmasından dolayı oluşan mikro çatlamları kontrol etme yeteneği vardır. |
| Yorulma dayanıklılığı | Düşük tel içeriğinde bile 1,25 - 2 kat gelişme kaydedilmektedir. |
| Donma-çözülme dayanıklılığı | Donma-çözülme çevrimlerinden dolayı oluşan hasar azaltılabilmektedir. Hava sürükleyici katkı önerilmektedir. |
| Çarpma dayanıklılığı | 2 – 20 kat arttırılabilir. |
| Kopma modülü | 20-50 kg/m ³ tel içeriklerinde ilk çatlak dayanımı az değişmektedir. |
| Kısıtlanmış rötre | Düşük tel içeriğinde bile, gerilmelerin daha iyi yayılması çatlak genişliklerini %70’e kadar azaltabilir. |
| Kayma dayanımı | Düşük tel içeriğinde bile 1,25- 2 kat arttırılabilir. |
| Termik darbeye karşı dayanıklılık | Düşük tel içeriğinde bile, önemli artış görülmektedir. |
| Basınç dayanımı | Az değişme görülmektedir (dar bir aralıkta artıp azalabilir). |
| Tokluk | Düşük tel içeriğinin kullanılması halinde bile önemli tokluk artışı elde edilmektedir. |

4.3.3 ÇTDB'ların Performansına Etki Eden Çelik Tellerle İlgili Etkenler

Son gelişmelerden sonra çelik tellerin çekme dayanımı geleneksel hasır donatı çubuklarınınkinin 2-4 katına varmaktadır. Geleneksel donatı çubuklarıyla karşılaştırıldığında, beton matrisi ile daha güçlü bağ oluşturan çelik teller çok daha fazla yüzey alanına sahiptir. 180⁰'ye kadar kırılmaksızın eğilme yeteneği olan sünek çelik tellerin elastisite modülleri ise 210 GPa'a varmaktadır.

ÇTDB'ların performansına etki eden çelik tellerle ilgili etkenler aşağıdaki gibi sıralanabilir:




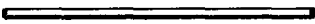

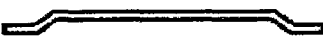





- Çelik telin tipi (ankraj mekanizması),
- Çelik tel içeriği,
- Çelik tel narinliği (boy/çap),
- Çelik telin çekme dayanımı.

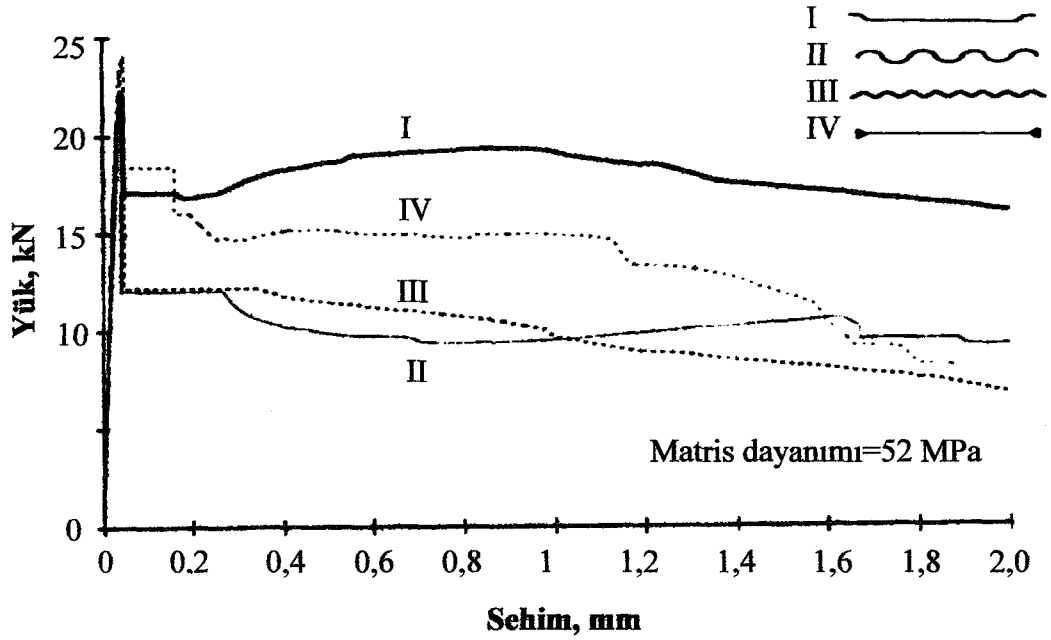
4.3.3.1 Çelik Tel Tipi

Sertleşmiş ÇTDB'un özelliklerini belirleyen esas etkenlerden biri de çelik telle matris arasındaki bağ dayanımıdır. Bu mekanik bağın güçlendirilmesine ilişkin araştırmalar yapılmaktadır. Bağ dayanımının artırılması için çeşitli biçim ve deformasyonlarda çelik teller üretilse de, yuvarlak ve düz tellerle kıyaslandığında bu tip tellerin mekanik biçim bozulması ile ilgili sakıncaları da vardır (Hannant, 1978). Bununla birlikte, yarı gevrek bir malzeme olan betonun donatılmasında değişik amaçlar için farklı fonksiyonlara sahip çeşitli tip çelik teller kullanılmaktadır. Çelik teller farklı şekil ve boyutlarda olup, tel özelliklerinin tipik örnekleri ve tanımlanması Tablo 4.5'deki gibi özetlenebilir.

Çelik tel tipinin betonun performansına etkisi ile ilgili literatürde bazı bulgular vardır. Banthia ve Trottier (1995)'in çelik tel tipinin ÇTDB'un performansına etkisinin incelendiği çalışmalarında deforme edilmiş ve farklı geometrilerde dört tip çelik tel kullanılmıştır (Şekil 4.12). 40 kg/m³ tel içeren ve matris basınç dayanımları 42 MPa, 52 MPa ve 85 MPa olan üç farklı tip ÇTDB'un tokluk ölçümleri Amerikan (ASTM C1018) ve Japon Standardlarına göre değerlendirilmiştir. 40 kg/m³ gibi düşük bir tel içeriğinin basınç ve elastisite modülüne fazla etkisinin olmadığı anlaşılmıştır. Matris dayanımı 52 MPa olan betonda, 2 mm'lik bir sehime kadar olan yük-sehim eğrilerinden görüldüğü gibi kancalı uçlu çelik tel (I) ile daha iyi tokluk elde edilmiştir. Yani, daha fazla enerji yutulmuştur (Şekil 4.12). Ayrıca, matris dayanımının tel geometrisine bağlı olarak tokluğa etkisi belirgin olup, yüksek matris dayanımında ilk çatlaktan sonra yük taşıma kapasitesinde ani bir düşüş gözlenmiştir.

Tablo 4.5. Farklı çelik tel tipi örnekleri (Hannant, 1978; ACIFC, 1999; Gebman, 2001; Bayramov ve diğ., 2004b).

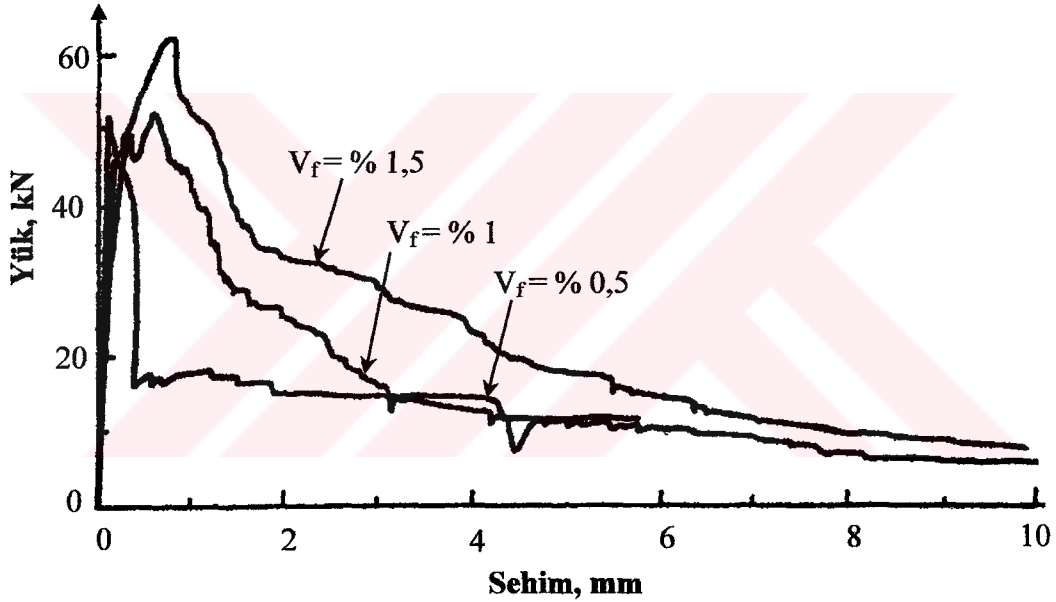
| | | |
|-------------------------|--------------------|--|
| En kesit | Yuvarlak |  |
| | Yassı |  |
| | Yarı yuvarlak |  |
| Biçim ve deformasyonlar | Düz |  |
| | Dalgalı |  |
| | Kancalı uçlu |  |
| | Genişletilmiş uçlu |  |
| | Çarpık |  |
| | Yassı uçlu |  |
| | Deforme edilmiş |  |
| | Zikzak biçimli |  |



Şekil 4.12. ÇTDB'da tel tipinin (biçim ve şeklinin) yük-sehim eğrisine etkisi (Banthia ve Trottier, 1995).

4.3.3.2 Çelik Tel İçeriği

Wafa ve Ashour (1992) tarafından yapılan bir çalışmada kısa kesilmiş kancalı uçlu çelik tel içeriğinin artmasıyla yük-sehim eğrisi altında kalan alanın arttığı, dolayısıyla tokluğun arttığı görülmektedir (Şekil 4.13). İşlenebilirlik probleminin ortaya çıkmadığı bu çalışmada karıştırma ve mastarlama süresi ise yalın betona oranla bir miktar artmıştır. Yalın betona %1,5 çelik telin eklenmesiyle basınç dayanımında %4,6'lık, yarma çekme dayanımında ise %160'lık artış elde edilmiştir. ASTM C1018 Standardına göre hesaplanan I_5 , I_{10} ve I_{30} gibi tokluk indisleri yalın beton için 1,0 olduğu halde, %1,5 çelik telin eklenmesiyle bu indisler sırasıyla 3,8; 14,8 ve 18,7 olmuştur.

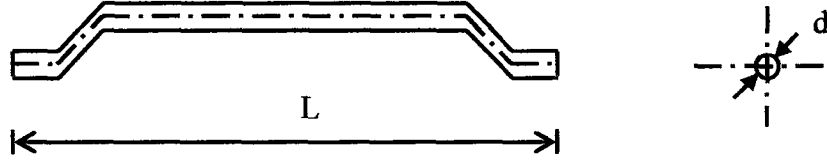


Şekil 4.13. ÇTDB'da tel içeriğinin yük-sehim eğrisine etkisi (Wafa ve Ashour,1992).

Kullanılan çelik tel içeriği narinliğe bağlı olarak optimum bir değer üzerine çıkmamalıdır. Çelik tel içeriğinin yüksek olması durumunda karıştırma ve yerleştirme problemleri ortaya çıkmakta ve çelik teller beton içerisinde topaklanmaktadır. Böyle sorunların oluşmaması ve tellerin karışıma kolay katılması için çelik teller 30-50'şer adedi suda çözülebilen tutkalla bir birine yapışmış olarak demetler halinde üretilmektedir.

4.3.3.3 Çelik Tel Narinliği

Çelik telin performansının en belirgin göstergesi tel narinliğidir. Şekil 4.14’de şematik olarak gösterildiği gibi narinlik (L/d) çelik telin geometrisi ile ilgili olup telin uzunluğunun (L) çapına (d) oranıdır.

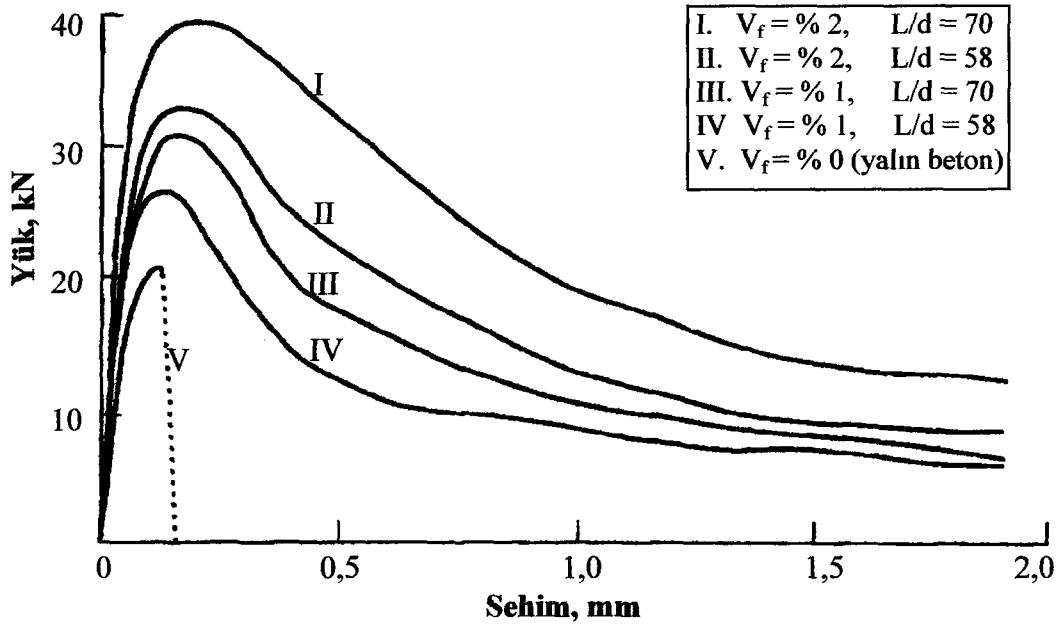


Şekil 4.14. Tipik bir kancalı uçlu kısa kesilmiş çelik telin boyu ve çapının görünüşü.

Narinlik 30 - 100, uzunluk ise 6 - 60 mm arasında değişmektedir. Genelde, yüksek tel narinliğinde yüksek verimlilik elde edilse de betonun işlenebilirliğini, dolayısıyla performansını büyük ölçüde etkiler. Narinliğin artması karıştırma ve yerleştirmede sorunlar çıkarmakta, tellerin beton içinde homojen dağılmasını engelleyerek topaklanmalara yol açmakta ve matris içerisinde zayıf bölgelerin oluşmasına neden olmaktadır. İşlenebilirlik problemi ile karşılaşmamak için tel narinliğinin 100, tel içeriğinin ise %2 ile sınırlandırılması önerilmektedir (Gebman, 2001).

Uygulamada, en çok kullanılan tel tipleri; yüksek çekme dayanımı ve yüksek narinliğe sahip uzun (50-60 mm) ve deforme edilmiş teller, ve yüksek sünekliğe, düşük çekme dayanımına ve düşük narinliğe sahip kısa (20-25 mm) ve dalgalı tellerdir. Uzun ve yüksek narinlikli tellerin kullanılmasıyla daha iyi çatlama-sonrası tokluk ve kalıcı dayanım elde edilmektedir. Tekil çelik telin ankraj yeteneği çelik telin uzunluğu ve çapına da bağlıdır. İyi ankraj mekanizmasına sahip uzun çelik teller olası kırılma biçimi eğilme olan elemanlarda kullanılmaktadır. Kısa teller ise çatlak yayılmasının kontrol edilmesinde, özellikle çekme halinde, uzun teller kadar verimli değildir (ACIFC, 1999).

Gao ve diğ. (1997)’nin yüksek dayanımlı, hafif betonlarla ilgili yaptıkları çalışmada da hem çelik telin içeriğinin hem de narinliğinin artmasıyla yük-sehim eğrisi altında kalan alanın arttığı görülmüştür (Şekil 4.15). Çelik tel içeriğinin (V_f) % 0’dan % 2’ye artmasıyla yarma çekme dayanımı 4,95 MPa’dan 8,8 MPa’a çıkarak % 78, eğilme dayanımı ise 6,2 MPa’dan 9,6 MPa’a çıkarak % 90 artmıştır. Basınç dayanımında ise hafifçe artış gözlenmiştir.



Şekil 4.15. ÇTDB'da tel içeriği ve tel narinliğinin yük-sehim eğrisine etkisi (Gao ve diğ., 1997).

Grünewald ve Walraven (2002) tarafından yapılan çalışmada, narinliği $L/d=80$ olan yüksek dayanımlı çelik telin uzunluğunun $L=30$ mm'den 60 mm'e artmasıyla 30 mm'lik bir sehime karşılık gelen özgül kırılma enerjisinde %80'lik bir artış görülmüştür.

4.3.3.4 Çelik Telin Çekme Dayanımı

Genellikle, yüksek dayanımlı çelik tellerin kullanılmasıyla yüksek dayanımlı kompozitlerin elde edildiği kabul edilmektedir. Bununla birlikte, bu davranış sadece telin yüksek kırılma dayanımına bağlı değildir, çünkü; teller çoğunlukla sıyrılmakta ve bağ dayanımı da kritik bir etken olarak etkilemektedir. Bu nedenle söz konusu etki yüksek akma gerilmesiyle ilişkili olabilir. Yüksek akma değerine sahip çelik tel daha fazla enerji yutar. Herbir tekil çelik telin çekme dayanımı 295 GPa ile 2367 GPa arasında değişmektedir (Hannant, 1978). Son yıllarda akma dayanımı 2000 MPa ve elastisite modülü 210 GPa olan çok yüksek dayanımlı çelik teller üretilmektedir. Yüksek dayanımlı bu tellerin kullanılmasının sağladığı üstünlük şu şekilde açıklanabilir: Betonun dayanımı arttıkça, tel ile aderansı daha yüksek olacağından çatlak oluştuğunda tellerin betondan sıyrılmaları güçleşir ve sıyrılarak ayrılma yerine kopma ayrılması oluşur. Böylece, yüksek dayanımlı betonda, yüksek dayanımlı teller kullanılması ile tepe yükü sonrasındaki davranış büyük ölçüde iyileştirilebilir (Vandewalle, 1996).

Grünwald ve Walraven (2002) tarafından yüksek dayanımlı kendiliğinden yerleşen ÇTDB'larla ilgili yapılan bir çalışmada, üç farklı matris dayanımına sahip ÇTDB'larda farklı çekme dayanımı, narinliği ve içeriği olan çelik tellerin betonların mekanik özelliklerine etkisi araştırılmıştır. Yüksek dayanımlı betonlarda çelik tellerin kopmasını önlemek için 2000 MPa çekme dayanımına sahip yüksek dayanımlı çelik teller kullanılmıştır. Aynı tel içeriğine sahip, basınç dayanımları 54 MPa, 75,1 MPa, ve 116,6 MPa olan ÇTDB'larda matris dayanımı arttıkça çelik telin çekme dayanımı yüksek olduğundan 30 mm'lik bir sehime karşılık gelen özgül kırılma enerjisi de artarak sırasıyla, 19,97 N/mm, 23,53 N/mm ve 35,78 N/mm olmuştur. Ayrıca, yarma çekme ve eğilme dayanımları da benzer mertebelerde artmıştır. Aynı matris dayanımına sahip betonda, çelik telin çekme dayanımı 2000 MPa, narinliği 80, tel içeriği 60 kg/m³ olan karışımda elde edilen özgül kırılma enerjisi çelik telin çekme dayanımı 1000 MPa, narinliği 65 ve tel içeriği 100 kg/m³ olan karışımdakinden %72 daha fazla olduğunu da belirtmek gerekir.

4.3.4 Yapı Elemanları Üretimi için ÇTDB'lar

Çelik telleri endüstriyel yapılarda betonlarında kullanmanın başlıca beş yararı vardır:

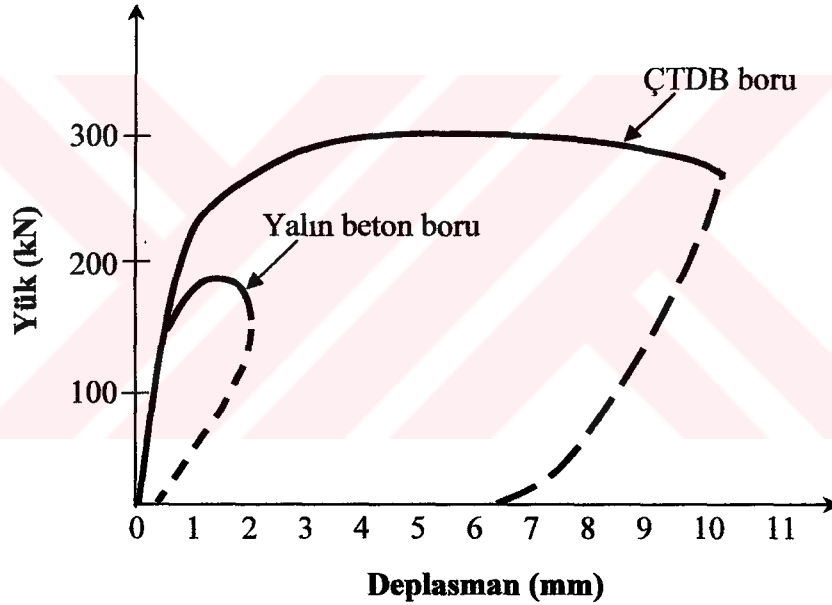
1. Yüksek taşıma kapasitesi,
2. Düzgün beton yüzeyinin elde edilmesi ile donatı korozyonunun önlenmesi,
3. Etkin çatlak kontrolü,
4. Dayanıklılık,
5. Donatı işçiliğinde belirgin azalma.

Betonun sertleşmesi sırasında, hidratasyon süreci malzeme içinde sayısız küçük boşluklara ve çatlaklara neden olur. Çelik teller beton içinde yüzey ve kenarlar da dahil olmak üzere homojen biçimde dağılarak çekme gerilmelerinin rastlantısal doğasına karşı koyarlar; rötne çatlakları oluşmadan, şekillenmeden ve daha fazla büyümeden önlenir.

Geleneksel çelik teller endüstriyel zemin betonları ve tünel uygulamalarında kullanıldığı gibi aşağıda belirtilen prefabrik elemanların üretiminde de yaygın biçimde kullanılmaktadır:

Muayene bacaları, yağ ayırıcıları, transformatör kabinleri, yağmur suyu kollektörleri, atık su tankları, atık madde tankları, cephe ve bölme duvar elemanları, kanalizasyon boruları, tünel segmanları, monoblok garajlar, demiryolu sınır taşları, su drenaj blokları, atık depolama kutuları, ev mahzenleri, kablo kanalları, yalıtılmış duvar panelleri, santral kabinleri, prekast banyo kabinleri, çatı elemanları, öngerilmeli çatı olukları, otobüs durakları, yiyecek kilerleri, tren tünellerindeki saklanma yerleri, baca elemanları, birleştirilmiş kanallar ve bakım yolu, demiryolu traversleri, demiryolu taban döşemesi, refrakter prekast elemanlar, istinat duvar elemanları, temel blokları, prekast banka kasaları ve kanaletler.

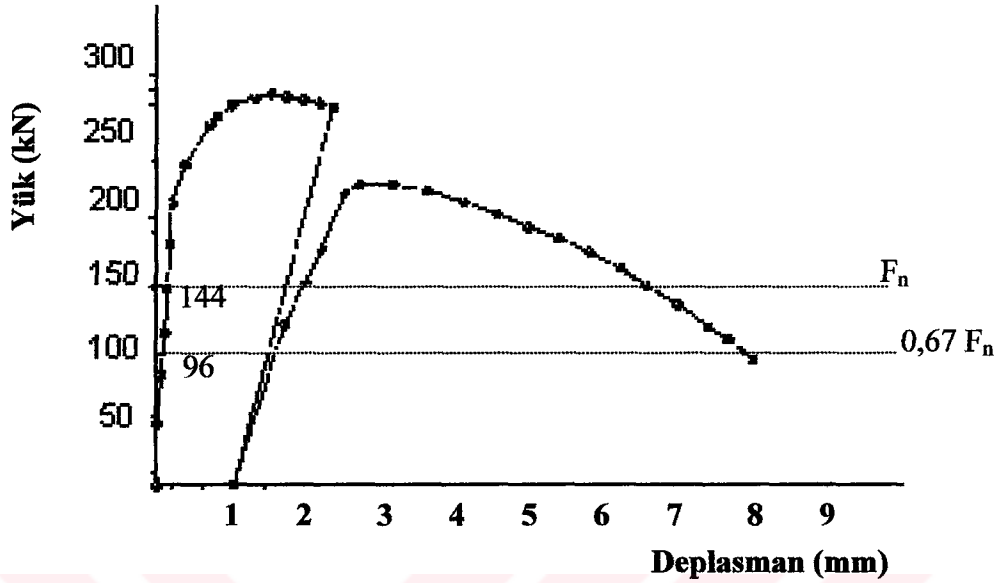
Şekil 4.16'da görüldüğü gibi çelik tel kullanarak üretilen bir beton boruya üstün süneklik yeteneği kazandırılmaktadır (Taşdemir ve diğ., 2002a).



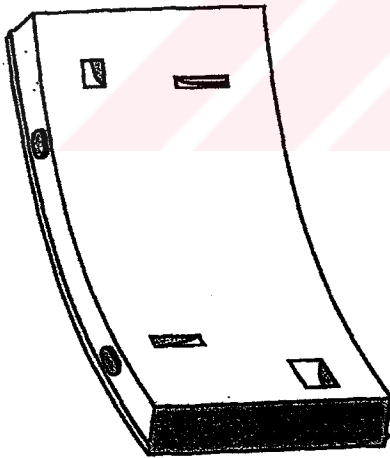
Şekil 4.16. Çapı 1000 mm ve boyu 2000 mm olan yalın beton boru ile aynı boyuttaki ÇTDB (40 kg/m³ kanca uçlu çelik tel içeren) borunun yük-deplasman eğrilerinin karşılaştırılması (Taşdemir ve diğ., 2002a).

Çapları 300 mm'den 1200 mm'ye kadar değişen düşük çaplı beton borularda çelik teller yaygın olarak kullanılmaktadır. Çelik tel donatılı beton boruda ilk çatlak yükü belirgin biçimde gecikmekte ve beton boruların sünekliği artmaktadır. Şekil 4.17'de görüldüğü gibi beton borunun sünekliği en büyük yüke erişildikten sonra daha belirgin görülebilir; tepe noktası aşıldıktan sonra yük sıfıra indirilirse boru dayanımını bütünüyle kaybetmemektedir. Şekil 4.17'deki gibi borunun nominal göçme yükünün %67'sine kadar yüklemek olasıdır ve herhangi bir göçme riski olmadan belirli bir süre yük taşıyabilir.

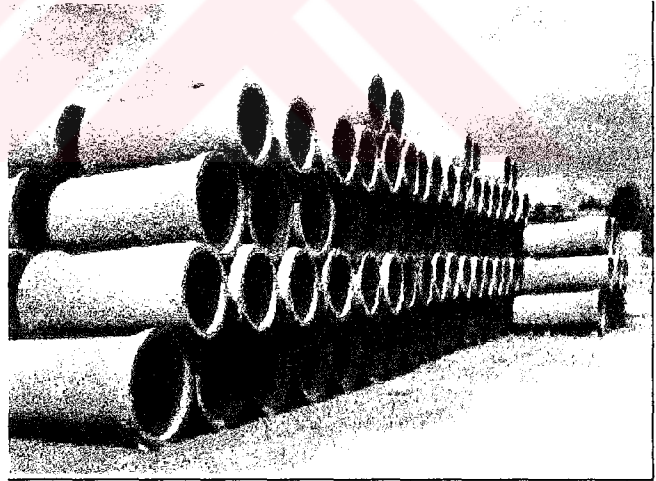
Şekil 4.18’de çelik tel donatılı bazı prefabrik beton ürünlerine ait örnekler verilmektedir.



Şekil 4.17. Çapı 800 mm, boyu 2000 mm, yük sınıfı 90 ($F_n=144$ kN) ve kancalı uçlu çelik tel içeriği 30 kg/m^3 olan ÇTDB boruda yük-deplasman eğrisi (Taşdemir ve diğ., 2002a).



a) Tünel segmanı



b) Beton borular

Şekil 4.18. Bazı çelik tel donatılı prefabrik beton elemanları (Taşdemir ve diğ., 2002a).

4.3.5 Çelik Tel Donatılı Betonlar için Kiriş Deneyleri ve Tokluk Ölçümü

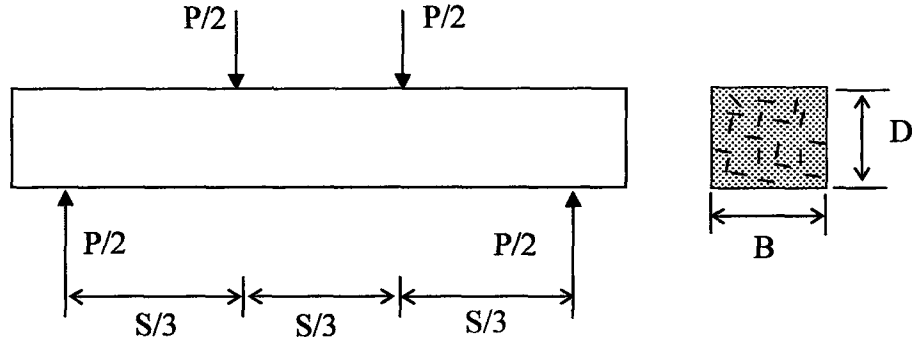
ÇTDB’ların eğilme veya çekme halinde yük-sehim eğrisi özellikleri yalın betona göre önemli derecede farklılık gösterir, kırılmadan önce çelik tellerin sağladığı büyük şekil değiştirme gözlenir. ÇTDB’lar sünek davranışla, yani daha iyi çatlama-sonrası

dayanım ve enerji yutma kapasitesi veya tokluk ile tanımlanır (Jeng ve diğ., 2002). Plastik tasarım yöntemlerine göre, tokluk ÇTDB'larda önemli bir özelliktir. Tokluk artışı çelik telin betona sağladığı en önemli katkılardan biridir. Tokluk veya enerji yutma kapasitesi yük-sehim eğrisinin altında kalan alan olup, yapı elemanlarının enerji yutma özelliklerinin ölçüsünü ve tepe noktası sonrası davranışını göstermekte kullanılır. Tokluk, genelde çentiksiz numuneler üzerinde yapılan dört noktalı eğilme deneyinden elde edilmektedir (Gopalaratnam ve Gettu, 1994). Değişik yaklaşımlar tokluğu farklı yöntemlerle belirlemektedirler: i) Amerikan Standardı ASTM C 1018 (1997)'da tokluk, belirli sehime kadar yük-sehim eğrisinin altında kalan alana eşit olan enerji ile tanımlanır, ii) Japon Beton Enstitüsü (Japon Standardı JCI, 1984) ise tokluğu, ÇTDB kirişin ortasındaki sehimin giriş açıklığının 1/150'ine kadar olan enerji ile tanımlamaktadır.

Çalışmanın, bu kısmında, ASTM C1018 (1997) Standardında belirtilen tokluk indisleri ve kalıcı dayanım faktörlerinden, Japon Standardı, Alman ve İskandinav gibi kiriş deney yöntemlerinden bahsedilmektedir. Çalışma, tel narinliği ve içeriğinin ÇTDB'ların tokluğu, kırılma enerjisi ve diğer mekanik özellikleri üzerindeki etkisini içermektedir. Çelik tel narinliği ve içeriği ÇTDB'ların tepe noktası sonrası davranışını önemli derecede etkilemekte ve toklukta da büyük rol oynamaktadır. Deneysel sonuçlar, çelik telin narinliği ve içeriğinin artmasıyla ÇTDB'un tokluğunun da arttığını göstermektedir. Çalışmalarda kullanılan çelik teller kısa kesilmiş ve kancalı uçlu olup, ÇTDB'un matrisi ise normal dayanımlıdır.

4.3.5.1 Amerikan Standardı Deney Yöntemi (ASTM C 1018)

ASTM C 1018 standardı deney yöntemi, dört noktadan yük uygulanan ÇTDB kirişte ilk çatlak ve sehim için gereken enerjinin ve daha sonra ilk çatlağa karşı gelen sehimin birkaç katı kadar olan sehimler için gereken enerjinin belirlenmesine dayanmaktadır. Kiriş numuneler üzerinde ASTM C 1018'e göre yapılan standart eğilme deneyinin düzeneği Şekil 4.19'daki gibidir.

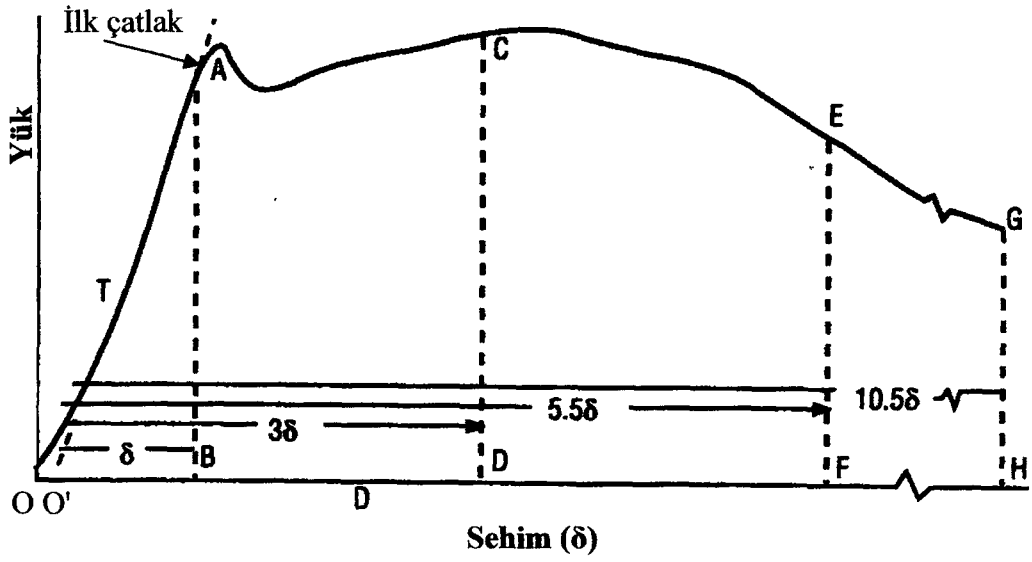


Şekil 4.19. ÇTDB kiriş numunesinde eğilme deney düzeneği (ASTM, 1997).

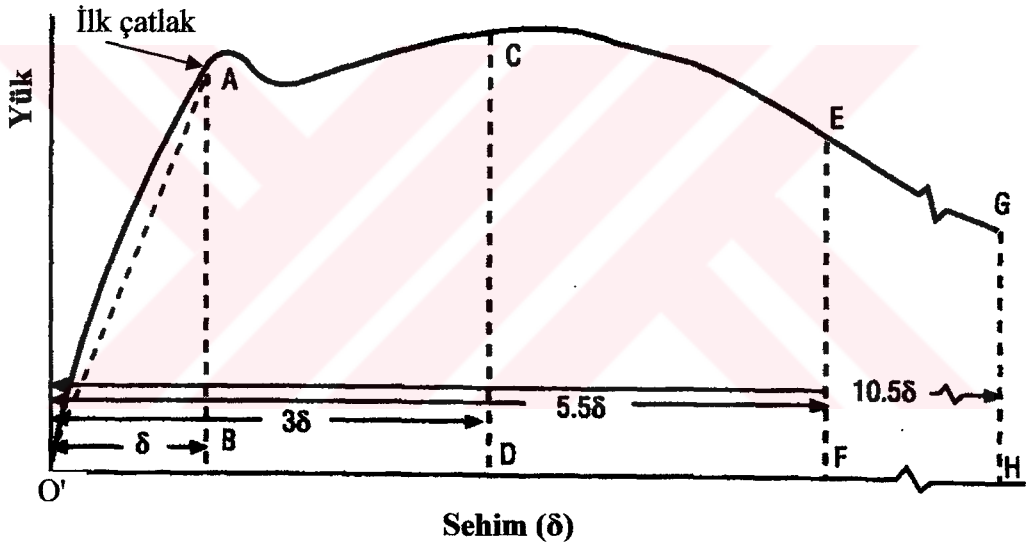
Bu deney yöntemine göre, ilk çatlak yük-sehim eğrisinde eğrinin yükselen kısmının lineerlikten saptığı nokta ile belirlenmektedir. Şekil 4.20’de yük-sehim eğrisinde yükselen kısımda eğriliğin yukarı veya aşağı doğru olması durumuna göre ilk çatlak tokluğu belirlenir.

- Yük-sehim eğrisinin lineer bölümden ilk kez ayrıldığı nokta (Şekil 4.20’deki A noktası) tanımlanarak ilk çatlak belirlenir. Dış etkileri düzeltmek için deney eğrisinden ayrıldığı T noktasından itibaren yük-sehim eğrisinin lineer bölümünü temsil eden düz çizgi AT, O’ noktasında yeni bir merkeze yerleştirilir. Böylece O’ TA çizgisi alan hesaplamalarında OTA yerine kullanılır.
- Yük-sehim eğrisinde ilk çatlak karşılık gelen yükü kullanarak ilk çatlama oluşturulan gerilme N/mm^2 cinsinden hesaplanır.
- İlk çatlama sehim $O' B$ uzunluğuna karşılık gelen sehim (δ) olarak belirlenir.
- İlk çatlak sehimine kadar, yük-sehim eğrisinin altındaki alan belirtilir. Bu alan $O' AB$ üçgen alanı ilk çatlak tokluğudur.
- İlk çatlak sehiminin 3 katına (3δ) kadar yük-sehim eğrisinin altındaki alan belirlenir. Bu alan Şekil 4.20’deki $O' ACD$ alanıdır. $O' D$ ilk çatlak sehiminin 3 katına eşittir. Bu alan, ilk çatlak sehimine kadar olan alana bölünür, bulunan sayıya I_5 indisi denir. Böylece, hesaplanan I_5 indisine benzer biçimde diğer indisler (I_{10} , I_{20} ve diğ.) aşağıdaki gibi yazılabilir:

$$I_5 = \frac{A(O'ACD)}{A(O'AB)}, \quad I_{10} = \frac{A(O'AEF)}{A(O'AB)}, \quad \text{ve} \quad I_{20} = \frac{A(O'AGH)}{A(O'AB)} \quad (4.1)$$



(a) İlk çatlağa kadar eğrilik yukarı doğru.



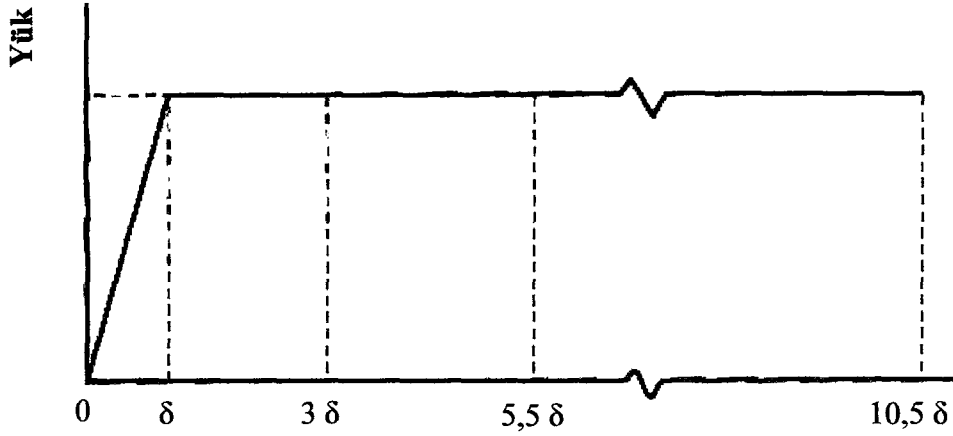
(b) İlk çatlağa kadar eğrilik aşağı doğru

Şekil 4.20. ÇTDB' a ait yük-sehim eğrisinin önemli karakteristikleri (ASTM, 1997).

Tam elasto-plastik bir malzeme için, yani ilk çatlaktan sonra elasto-plastik davranış durumunda I_j tokluk indisi j değerine eşittir. Böylece, I_5 , I_{10} ve I_{20} tokluk indislerindeki 5, 10 ve 20 değerleri Şekil 4.21'de de görüldüğü gibi, ilk çatlağa kadar olan lineer elastik kısma ve ondan sonra tam plastik sehimplere uygun gelmektedir.

Tokluk indisi değerlerinin düşük oluşu, çatlama sonrası dayanımdaki hasarın büyük, enerji yutma yeteneğinin ise az olduğunu göstermektedir. Çelik telin tipi, içeriği, narinliği ve matris parametrelerinin uygun seçilmesi ile tokluk indislerinin 5, 10 ve

20 gibi değerlere ulaşması ve hatta aşılması da mümkündür. Böylece, tokluk indisleri çelik telin tipi, miktarı ve uzunluğuna bağlıdır (Vondran, 1991).



Sehim

Şekil 4.21. Tam elasto-plastik malzemenin yük-sehim eğrisi.

Çatlama-sonrasındaki farklı aşamalarda hasarın derecesi kalıcı dayanım faktörleri ile de gösterilebilir. ASTM C 1018'e göre kalıcı dayanım faktörleri aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır:

$$R_{5,10} = 20 (I_{10} - I_5) \quad (4.2)$$

$$R_{10,20} = 10 (I_{20} - I_{10}) \quad (4.3)$$

$R_{5,10}$ ve $R_{10,20}$ gibi kalıcı dayanım faktörleri, ölçülen ilk çatlak dayanımının yüzdesi olarak ilk çatlaktan sonra belirli sehim ortalama kalıcı dayanımı göstermektedir. Kiriş deneyinden elde edilen yük-sehim eğrisinde ilk çatlak oluşuktan sonra malzemenin yük sehim eğrisi tam plastik davranış gösterirse $R_{5,10}$ ve $R_{10,20}=100$, yumuşama eğilimi gösterirse $R_{5,10}$ ve $R_{10,20}<100$ olmaktadır. Yalın betonda ise kalıcı dayanım faktörleri sıfırdır ($R_{5,10}$ ve $R_{10,20}=0$). ÇTDB'lar kalıcı dayanım faktörlerine göre Tablo 4.6'daki gibi sınıflandırılmaktadır.

Tablo 4.6. ÇTDB'ların kalıcı dayanım faktörlerine göre sınıflandırılması.

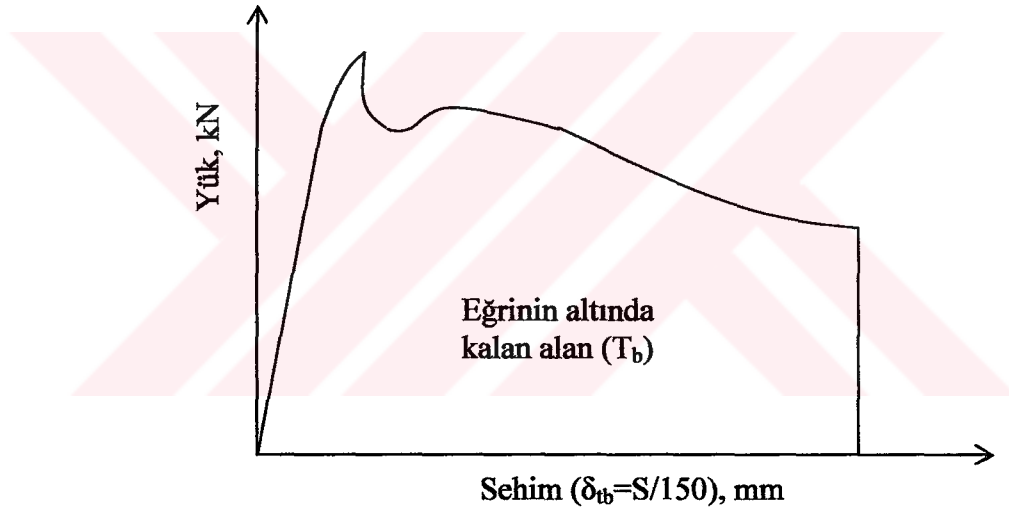
| Sınıf | Değerlendirme | Kalıcı Dayanım Faktörü |
|-------|---------------|------------------------|
| I | Zayıf | < 40 |
| II | Orta | 40-60 |
| III | İyi | 60-80 |
| IV | Mükemmel | 80-100 |

4.3.5.2 Japon Standardına Göre Deney (JCI)

Japon Standardı da çentiksiz kirişler üzerinde 4 noktalı eğilme deneyini öngörmektedir. Bu standarda göre kirişin en kesiti 150mm x 150mm, açıklığı (S) ise 450 mm'dir. Bu standarda göre, Şekil 4.22'de gösterildiği gibi kiriş açıklığının 1/150'sine kadar olan sehim için alan hesaplanmakta, böylece, hesaplanan tokluğa dayanarak eşdeğer eğilme dayanımı (f_e) denklem (4.4)'deki gibi hesaplanmaktadır:

$$f_e = \frac{T_b}{\delta_{tb}} \cdot \frac{S}{BD^2} \quad (4.4)$$

Burada, δ_{tb} ve T_b sırasıyla, kiriş açıklığı (S)'nin 1/150'ne kadar olan sehim ve alan, B ve D ise sırasıyla, kiriş numunenin genişliği ve derinliğidir.

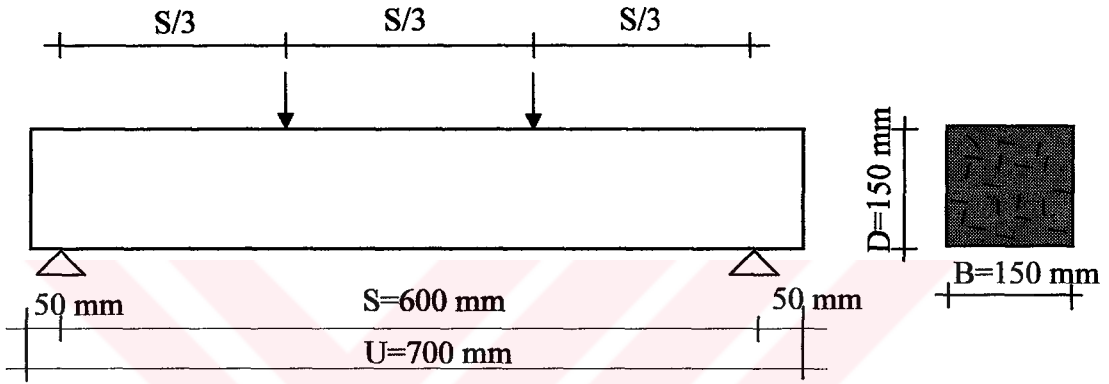


Şekil 4.22. Japon Standardına göre eşdeğer eğilme dayanımının bulunması (JCI, 1984).

Japon Standardına göre açıklığının 450 mm olması halinde 3 mm'lik bir sehim elde edilmektedir. Bu da ASTM Standardına kıyasla çok daha fazla bir sehime karşı gelmektedir. Böylece Japon Standardında çelik telin katkısı daha iyi değerlendirilmekte ve donatılı beton daha rasyonel kullanılmış olmaktadır. Yeni hazırlanan Avrupa Standardlarında da Japon Standardına benzer bir yöntem önerilmektedir.

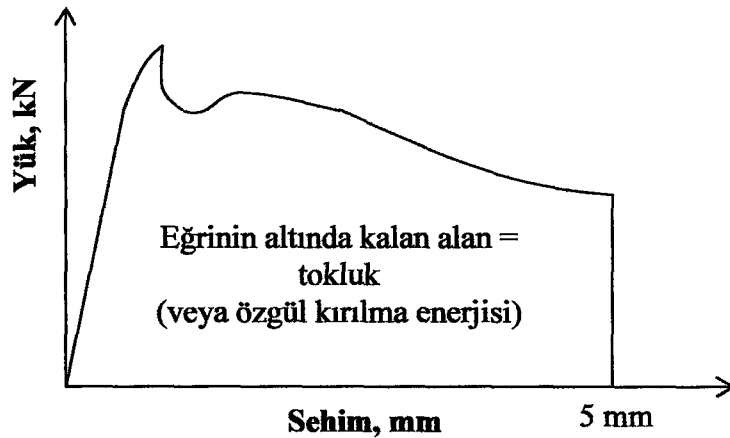
4.3.5.3 Alman Deney Yöntemi

Çalışmanın bu kısmı, Falkner ve diğ. (1999) tarafından yapılmış bazı deney sonuçlarının Bayramov ve diğ. (2004b) tarafından özgül kırılma enerjisi bakımından değerlendirilmesi ile elde edilen bazı sonuçları içermektedir. Falkner ve diğ. (1999) tarafından yapılan araştırmaya ait eğilme deney düzeneği Şekil 4.23’de verilmektedir. Şekilde şematik olarak gösterilen 150x150x700 mm boyutundaki çentiksiz numuneler üzerinde dört noktalı eğilme deneyi yapılmıştır.



Şekil 4.23. ÇTDB kiriş numunelerinin dört noktalı eğilme deney düzeneği (Falkner ve diğ., 1999).

Şekil 4.24 ise ÇTDB kiriş eğilme deneyinden elde edilen yük-sehim eğrisinin altında kalan alanı (malzemenin tokluğunu veya özgül kırılma enerjisini) ve izin verilen sehimi (5mm) göstermektedir.



Şekil 4.24. ÇTDB’larda yük-sehim eğrisinin şematik gösterimi.

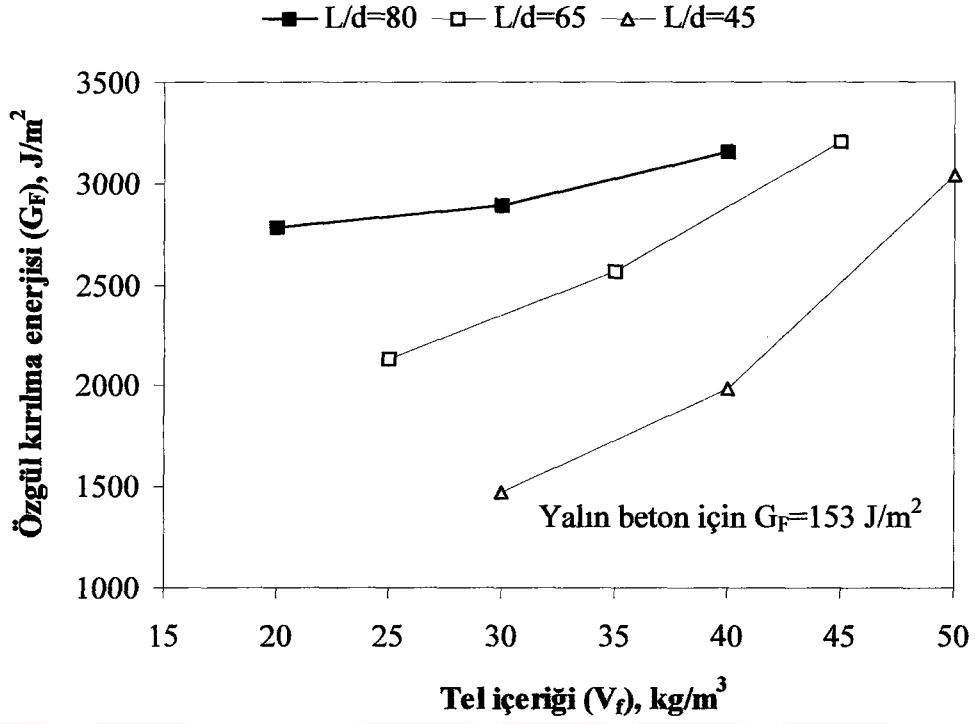
Tablo 4.7’de tel içeriği ve tel narinliğinin özgül kırılma enerjisine etkisi verilmektedir. Bu tablodan görüldüğü gibi, yük-sehim eğrisi 5mm’de kesilse de

kirişin enerji yutma kapasitesi yeterlidir. Belirli hacim oranında kancalı uçlu çelik telin betona eklenmesi ve tel narinliğinin artması özgül kırılma enerjisini önemli ölçüde artırmaktadır. Benzer sonuçlar ACI Committee 544 (1988) tarafından da elde edilmektedir. Özgül kırılma enerjisi, Falkner ve diğ. (1999) tarafından yapılan ve üç seriden oluşan eğilme deneyinin sonuçlarına dayanarak hesaplanmaktadır. Daha fazla açıklama ve farklı tip çelik tellerle donatılmış betonların karşılaştırılması yine Falkner ve diğ. (1999) tarafından yapılmaktadır. Tablo 4.7’de belirtilen karışımlar için yük-sehim eğrileri EK D’de verilmektedir (Şekil D.1.-D.10.).

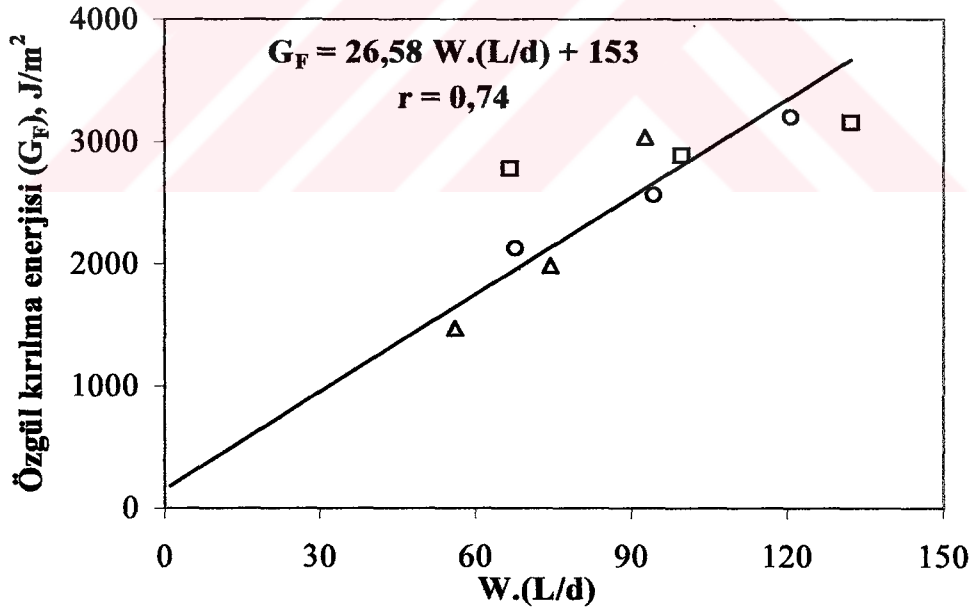
Tablo 4.7. ÇTDB’un özgül kırılma enerjisine çelik tel narinliği ve içeriğinin etkisi (Falkner ve diğ.,1999; Bayramov ve diğ., 2004b).

| Tel narinliği (L/d) | Tel içeriği, (V _f), kg/m ³ | Özgül kırılma enerjisi (G _F), J/m ² (veya N/m) |
|---------------------|---|---|
| - | - | 153 |
| 80 | 20 | 2780 |
| | 30 | 2889 |
| | 40 | 3158 |
| 65 | 25 | 2127 |
| | 35 | 2563 |
| | 45 | 3200 |
| 45 | 30 | 1468 |
| | 40 | 1983 |
| | 50 | 3035 |

5 mm’lik bir sehim için yük-sehim eğrisi altındaki alandan hesaplanmış olan özgül kırılma enerjisinin tel narinliği ve tel içeriği ile değişimi Şekil 4.25’de verilmektedir. Tablo 4.7 ve Şekil 4.25’den görüldüğü gibi çelik telin narinliği ve içeriğinin artmasıyla yüksek özgül kırılma enerjisi ve sonuçta yüksek süneklik elde edilmektedir. Tel içeriği 30 kg/m³ olduğunda narinliğin 45’den 80’e artmasıyla özgül kırılma enerjisi yaklaşık 2 kat artış göstererek 1468 N/m’den 2889 N/m’e artmaktadır. Ayrıca, ÇTDB’ların sünekliği normal betonunkine oranla yaklaşık 25 kat daha fazla olduğu Tablo 4.7’den görülebilir. Tel içeriği ve tel narinliğindeki artışla özgül kırılma enerjisinin artmasının nedeninin; kırılma sürecinde tellerin sıyrılmasından, çok sayıda ve rasgele dağılı tellerin çatlakların birleştirilmesinde bir köprü rolü oynamasından ve böylece dolaylı çatlak yayılmasından kaynaklandığı söylenebilir (Bayramov ve diğ., 2002; Bayramov ve diğ., 2004a).



Şekil 4.25. Farklı narinliğe (L/d) sahip çelik tellerle donatılmış betonların özgül kırılma enerjisinin (G_F) tel içeriği (V_f) ile değişimi (Bayramov ve diğ., 2004b).



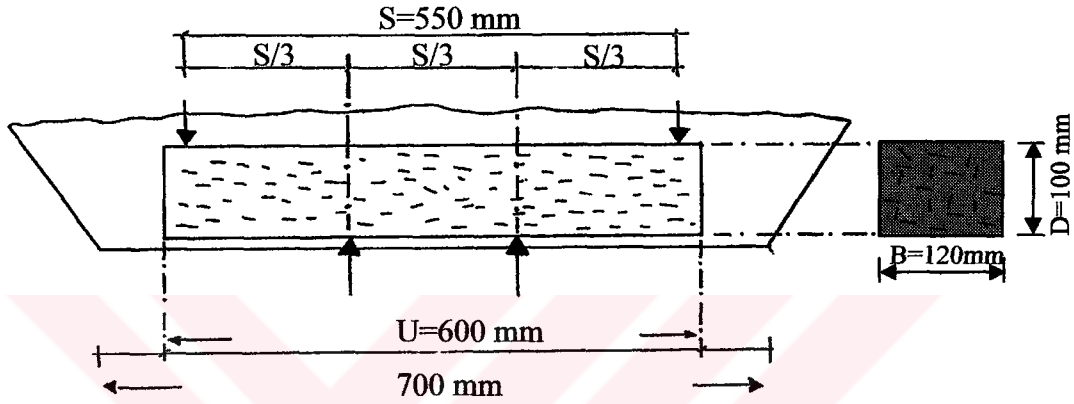
Şekil 4.26. Özgül kırılma enerjisi (G_F) - $W \cdot (L/d)$ ilişkisi.

Özgül kırılma enerjisi $W \cdot (L/d)$ değişkeni ile de ifade edilebilmektedir (Taşdemir ve diğ., 2002b). Burada, $W = (\text{çelik telin ağırlığı} \times 100) / (\text{betonun ağırlığı})$ ve L/d ise tel narinliğidir. Özgül kırılma enerjisi $W \cdot (L/d)$ değişkeni ile $G_F = 26,58 W \cdot (L/d) + 153$ gibi ifade edilebilir. Deneysel verilerden elde edilen bu doğrusal fonksiyonun korelasyon

katsayısı ise 0,74 olup özgül kırılma enerjisi 153 J/m^2 (yalın beton) ile 3200 J/m^2 arasında değişmekte ve Şekil 4.26'da verilmektedir.

4.3.5.4 İskandinav Deney Yöntemi (Nor-Test)

Norveç'te Nor-Test grubu tarafından ASTM C 1018 standardının öngördüğü yöntemde düzenleme yapılarak kiriş açıklığı 450 mm'den 600 mm'e çıkartıldı. İskandinav deney düzeneği Şekil 4.27'de gösterilmektedir (Skurdal, 1989).



Şekil 4.27. İskandinav deney yöntemi düzeneği (Skurdal, 1989).

İskandinav deney yöntemi uygulanan kiriş numunelerin yük-sehim eğrilerinden Tablo 4.8'de verilen ilk çatlak değerleri hesaplanmaktadır:

δ : ilk çatlak yüküne karşı gelen sehim, mm,

P : ilk çatlak yükü (maksimum yük), kN,

$\sigma_{eğ}$: eğilme dayanımı, MPa.

$$\sigma_{eğ} = \frac{P \cdot U}{B D^2} \quad (4.5)$$

burada, U, B, D ve S sırasıyla, kirişin uzunluğu, genişliği, derinliği ve mesnet açıklığıdır.

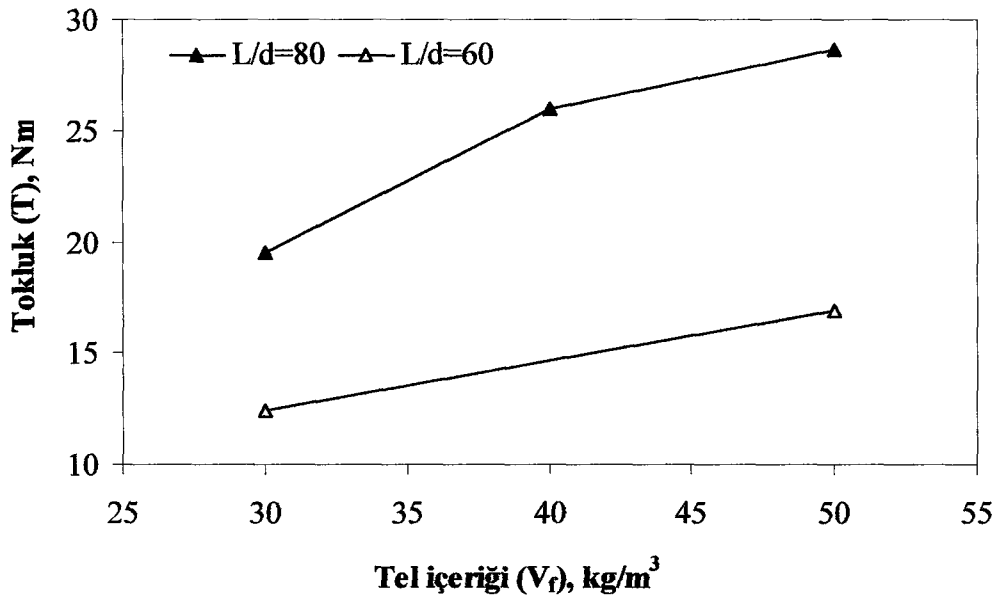
Sunulan deney serisi, tel narinliği $L/d=60$ ve 80 , tel içeriği ise $V_f=30 \text{ kg/m}^3$, 40 kg/m^3 ve 50 kg/m^3 olmak üzere 5 karışımdan oluşmaktadır. Bu betonlara ait ilk çatlak değerleri, ASTM C 1018'e göre hesaplanan tokluk değerleri (Şekil 4.28, Şekil 4.29), I_5 , I_{10} ve I_{20} tokluk indisleri (Şekil 4.30, Şekil 4.31, Şekil 4.32) ve $R_{5,10}$ ve $R_{10,20}$ kalıcı dayanım faktörleri (Şekil 4.33 ve Şekil 4.34) Tablo 4.8'de verilmektedir. Söz konusu ÇTDB'larda kullanılan çelik teller kancalı uçlu ve kısa kesilmiştir

(Skurdal, 1989). Tablo 4.8'deki karışımlar için yük-sehim eğrileri Ek E'de verilmektedir (Şekil E.1-E.5).

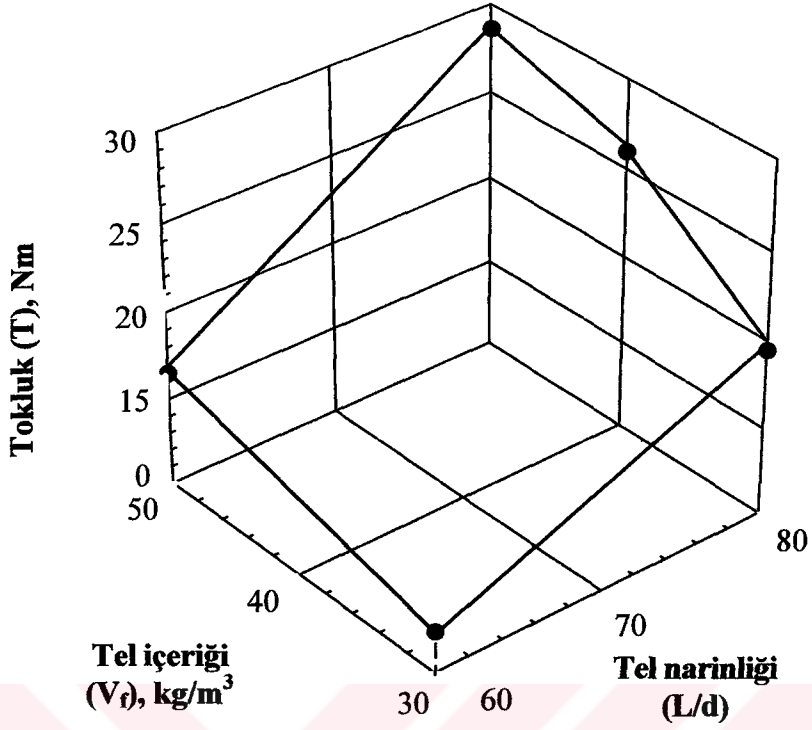
Tablo 4.8. ÇTDB'lara ait tokluk, ilk çatlak değerleri, tokluk indisleri ve kalıcı dayanım faktörleri (Skurdal, 1989).

| Tel narinliği (L/d) | Tel içeriği (V_f), kg/m^3 | Tokluk (T), Nm | İlk çatlak değerleri | | | Tokluk indisleri | | | Kalıcı dayanım faktörleri | |
|---------------------|--|----------------|----------------------|-------|-----------------------------|------------------|----------|----------|---------------------------|-------------|
| | | | δ , mm | P, kN | $\sigma_{e\check{g}}$, MPa | I_5 | I_{10} | I_{20} | $R_{5,10}$ | $R_{10,20}$ |
| 80 | 50 | 28,7 | 0,23 | 14,4 | 6,4 | 4,29 | 8,53 | 17,03 | 84,9 | 85,0 |
| 80 | 40 | 26,0 | 0,21 | 13,8 | 6,1 | 4,21 | 8,32 | 16,54 | 82,1 | 82,3 |
| 80 | 30 | 19,5 | 0,29 | 14,8 | 6,6 | 3,67 | 6,23 | 11,23 | 51,2 | 50,0 |
| 60 | 50 | 16,9 | 0,23 | 11,5 | 5,1 | 3,65 | 6,63 | 12,59 | 59,5 | 59,6 |
| 60 | 30 | 12,4 | 0,28 | 11,9 | 5,4 | 3,28 | 5,30 | 9,07 | 40,3 | 37,7 |

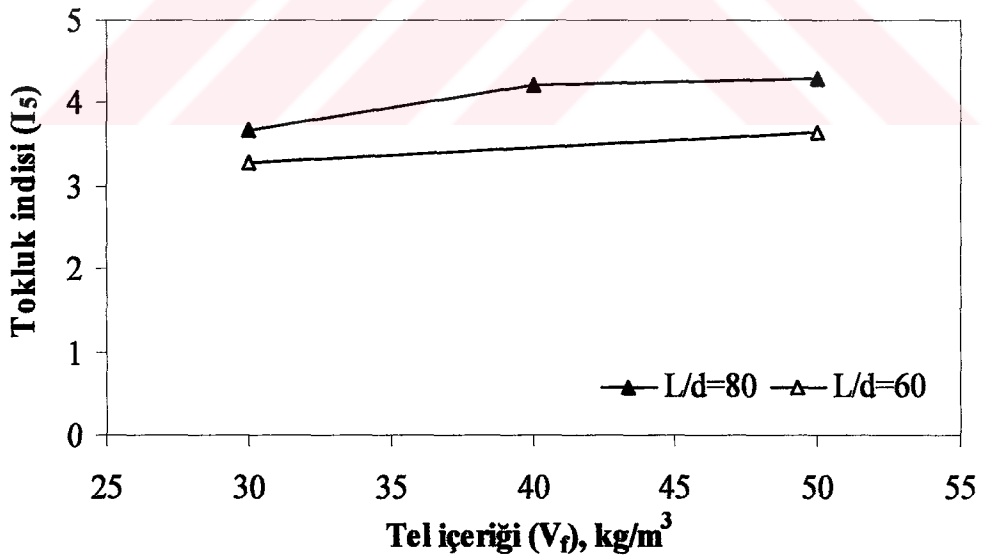
Tablo 4.8, Şekil 4.28 ve Şekil 4.29'dan görüldüğü üzere tel narinliğinin 60'tan 80'e artmasıyla 30 kg/m^3 ve 50 kg/m^3 tel içeriği için tokluk artışı sırasıyla %58 ve %70'dir. Aynı şekilde, tel içeriğinin 30 kg/m^3 'ten 50 kg/m^3 'e artmasıyla 60 ve 80 tel narinliği için tokluk artışı sırasıyla %47 ve % 36'dır. Böylece, çelik tel içeriği ve narinliğinin ÇTDB'ların tokluğuna etkisi belirgindir. Ayrıca, normal betona oranda ÇTDB kiriş daha fazla enerji yutma yeteneğine sahiptir. Şekil 4.30, 4.31 ve 4.32 ise çelik tel narinliği ve içeriğinin betonun tokluk indislerine etkisini sergilemektedir.



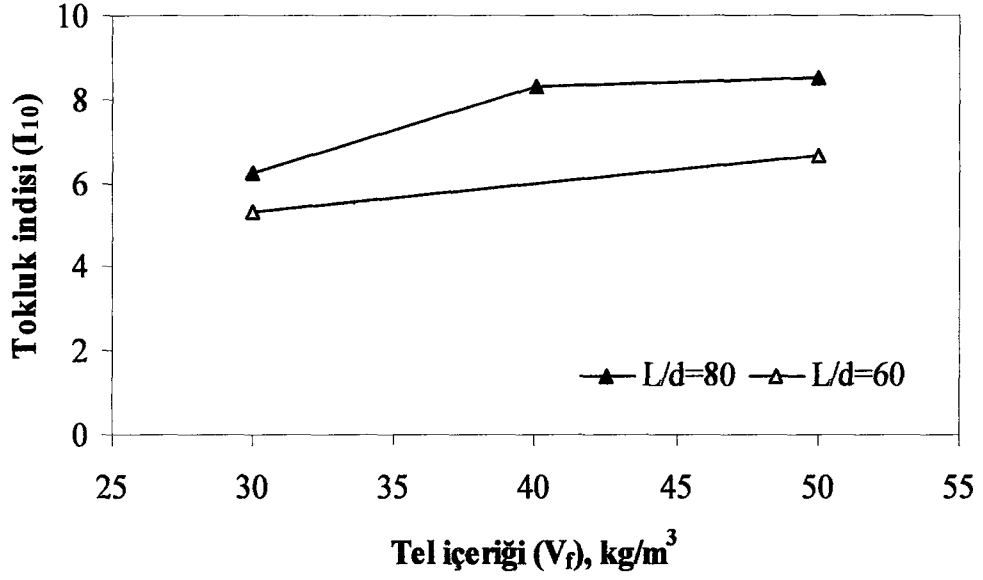
Şekil 4.28. Tokluk (T) - tel içeriği (V_f) ilişkisi.



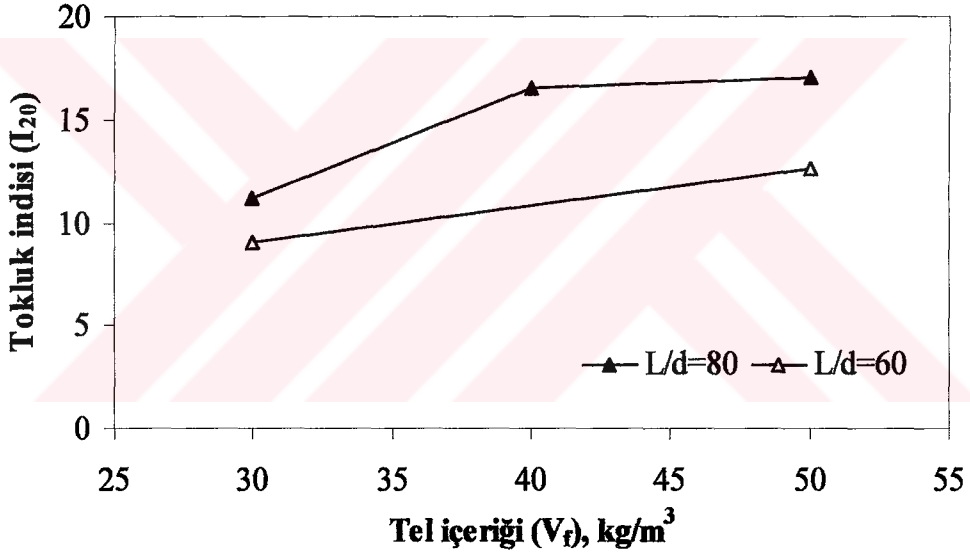
Şekil 4.29. Tokluk (T) –tel narinliği (L/d)–tel içeriği (V_f) ilişkisi.



Şekil 4.30. Tokluk indisi (I_s)- tel içeriği (V_f) ilişkisi.

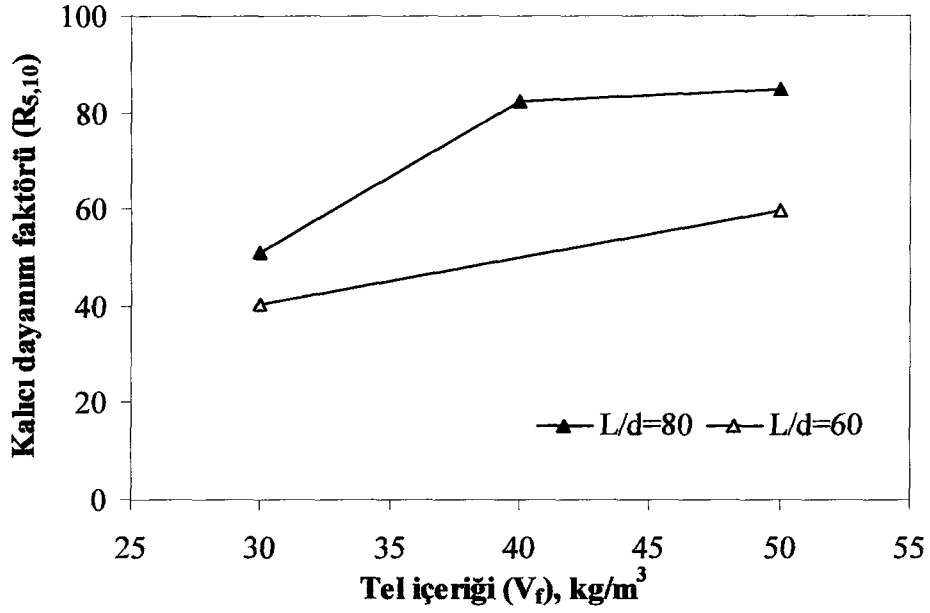


Şekil 4.31. Tokluk indisi (I_{10})- tel içeriği (V_f) ilişkisi.

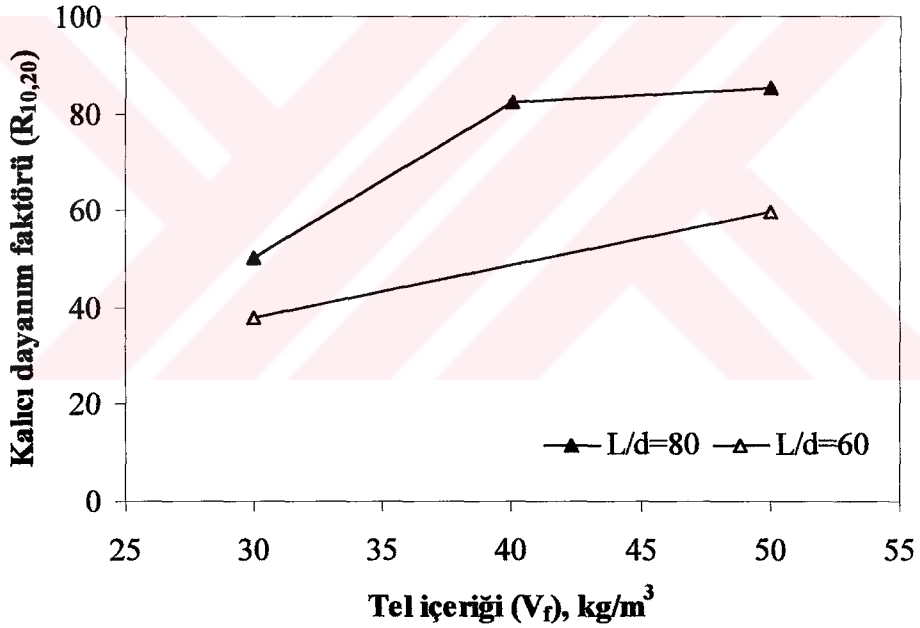


Şekil 4.32. Tokluk indisi (I_{20})- tel içeriği (V_f) ilişkisi.

Tablo 4.8, Şekil 4.33 ve Şekil 4.34'den görüldüğü gibi, ÇTDB'ların kalıcı dayanım faktörleri de çelik telin narinliğine ve içeriğine sıkı bir şekilde bağlı olup, çelik tel içeriği ve narinliğinin artmasıyla tokluk indislerindeki gibi artış eğilimi göstermektedir. Yüksek narinlik ($L/d = 80$) ve yüksek tel içeriğinde ($V_f = 50 \text{ kg/m}^3$) $R_{5,10}$ ve $R_{10,20}$ kalıcı tokluk dayanımı faktörleri sırasıyla, 84,9 ve 85,0 değerini almaktadır. Bu da ÇTDB kiriş numunenin ilk çatlak sehiminin (δ) 5,5 ve 10,5 katı kadar sehim yapmasına rağmen ilk çatlak dayanımının halen ortalama % 85'ine sahip olduğu anlamına gelmektedir. Bu ise ÇTDB'ların kalıcı dayanım faktörüne göre sınıflandırıldığı Tablo 4.6'da sınıf IV.'e (mükemmel) karşı gelmektedir.



Şekil 4.33. Kalıcı dayanım faktörü ($R_{5,10}$)- tel içeriği (V_f) ilişkisi.



Şekil 4.34. Kalıcı dayanım faktörü ($R_{10,20}$)- tel içeriği (V_f) ilişkisi.

Tel içeriğinin artmasıyla, tokluk ve tokluk indisleri artmakta ve tel narinliğinin yüksek değerleriyle daha fazla kırılma enerjisi elde edilmektedir. Ayrıca, bu bölümde söz edilen ÇTDB'ların matrisi normal dayanımlı olup, akma dayanımı 1100 N/mm^2 olan az karbonlu, kancalı uçlu ve kısa kesilmiş çelik tellerle donatıldığını da belirtmek gerekir.

4.4 Sonuçlar

Yeni imento esaslı malzemeler ve elik tel donatılı betonlarla ilgili varılan sonuçlar aşağıdaki gibi özetlenebilir:

- Yüksek performanslı tel donatılı betonlar hem fiziksel hem de kimyasal etkilere karşı normal betonlara kıyasla daha iyi bir dayanıklılığa sahiptir. Bir çok yapıda kullanılan betonun drabilitesi dayanımından daha önemli olduğundan tasarımda dürabilite ön plana çıkarılmalıdır. Yüksek performanslı imento esaslı kompozitler ile kayma veya pasif donatı kullanmadan öngerilmeli betonarme kirişler yapılabilir, sünekliği yüksek olan yüksek performanslı betonlar ile dürabilite bakımından olumlu çözümler de elde edilir.
- elik teller, beton gibi yarı gevrek bir malzemede sünekliği arttırmak için giderek daha fazla kabul görmektedir. Yüksek dayanımlı beton normal betondan daha gevrek olduğundan bu malzemelerin kırılma enerjilerinin arttırılması gelecekte önemle ele alınmalıdır. Böyle betonlar, hidrolik yapılar başta olmak üzere bir çok stratejik yapının onarım ve güçlendirilmesinde kullanılmaktadır.
- Yüksek performanslı tel donatılı betonlar üzerine yapılmış birçok araştırmaya karşın uygulamaları sınırlıdır. Mevcut teknoloji tüm uygulamalar için yetersiz kaldığından laboratuvar deney sonuçları mühendislik uygulamasına doğrudan aktarılamamaktadır. Gelecekte hem doğrudan eleman üretiminde hem de onarım ve güçlendirmede bu durumun deęiŐeēi beklenmektedir.
- elik teller birbirlerine özel tutkalla demetler halinde yapıştırıldıklarından taze betona katıldıklarında bu demetler hemen üzülür, tellerin homojen dağılımı elde edilir ve topaklanmalar önlenir.
- elik tel donatılı elemanlarda, elemanın her bölgesinde çekme gerilmeleri elik teller yardımıyla karşılandığından taşıma ve montaj sırasında köşelerde ve birleşim yerlerinde çatlak oluşumu en aza indirilir.
- elik teller matristeki çatlak oluşumunu ve yayılmasını azaltmakta, mikro çatlakların makro çatlaklara dönüşmesi veya katılması eğilimini durdurmaktadır. Ayrıca, beton matrisi elik telleri bir arada tutarak teller vasıtasıyla gerilme transferi de yapılmaktadır.

- Yalın betona kıyasla ÇTDB'un basınç dayanımında önemli bir değişiklik olmamakla birlikte eğilme ve çekme dayanımları belirgin biçimde artmakta, asıl büyük artış ise yutulan enerjide olmaktadır. Ayrıca, çelik tellerin betona eklenmesiyle betonun aşınmaya, yorulmaya, donma-çözölmeye, termik darbeye, çarpmaya, ayrılıp dökölmeye karşı dayanıklılığı artmakta, kısıtlanmış rötre ise %70'e kadar azalmaktadır.
- Çelik tel donatılı elemanlarda tel narinliği ve içeriği değiştirilerek optimum çözümleri elde etmek mümkündür. Böylece, şok yüklemelere karşı daha dayanıklı sünek davranış gösteren elemanlar üretilebilmektedir.
- Çelik telin çekme dayanımının ÇTDB'ların performansına etkisi betonun matris dayanımına bağlı olup yüksek dayanımlı betonda yüksek çekme dayanımına sahip çelik tellerin kullanılmasıyla tepe yükü sonrası davranışı ve kırılma enerjisi büyük ölçüde iyileştirilebilir.
- Yük-sehim eğrisi belirli bir sehimde (Örneğin, 5mm) kesilse de ÇTDB kirişin enerji yutma kapasitesi kıyaslama için yeterlidir.
- Kancalı uçlu ve yuvarlak en kesitli çelik tellerle üretilen ÇTDB'larda ankraj mekanizması daha iyi çalıştığından yutulan enerji daha fazladır. Bu tellerin betona eklenmesi özgül kırılma enerjisini önemli ölçüde artırmakta olup, tel narinliği ve tel içeriğinin yüksek değerlerinde bu değer daha da artmaktadır.
- Özgül kırılma enerjisi $W \cdot (L/d)$ gibi tek bir değişkenle ifade edilebilmekte ve $W \cdot (L/d)$ artması ile özgül kırılma enerjisi artmaktadır.
- Tel içeriğinin artmasıyla hem tokluk hem de I_5 , I_{10} ve I_{20} gibi tokluk indisleri ve $R_{5, 10}$ ve $R_{10, 20}$ gibi kalıcı dayanım faktörleri artmakta olup, tel narinliğinin yüksek değerlerinde daha fazla yutulan enerji elde edilmektedir.
- Yüksek narinlik ($L/d = 80$) ve yüksek tel içeriğinde ($V_f = 50 \text{ kg/m}^3$) ÇTDB kiriş numunenin ilk çatlak sehiminin birkaç katı kadar sehim yapmasına karşın ilk çatlak dayanımının ortalama %85'ine sahip olduğu, hasar derecesinin düşük olduğu ve ÇTDB'ların kalıcı tokluk indisine göre sınıflandırılmasında ise "mükemmel" (IV) sınıfına karşı geldiği sonucuna varılabilir.

5. ÇELİK TEL DONATILI BETONLARIN OPTİMUM TASARIMI

5.1 Giriş ve Literatür Özeti

Tez çalışmasının bu bölümünde, önce Çelik Tel Donatılı Beton (ÇTDB) kiriş, disk ve silindir numuneler üzerinde yapılan deneyler açıklanmakta ve elde edilen deney sonuçları değerlendirilmektedir. Çalışmada, çimento dozajı, agrega konsantrasyonu ve su/çimento oranı sabit tutulup normal betona farklı tel narinliği ($L/d=55, 65$ ve 80) ve tel içeriğinde ($V_f=20 \text{ kg/m}^3, 35 \text{ kg/m}^3$ ve 50 kg/m^3) çelik teller eklenerek betonun kırılma parametrelerine çelik telin etkisi incelenmektedir. Daha sonra ÇTDB'un basınç dayanımı, yarma çekme dayanımı, net eğilme dayanımı, elastisite modülü, kırılma enerjisi ve karakteristik boy gibi mekanik ve kırılma özellikleri çelik telin narinliğine ve içeriğine göre ifade edilmektedir. Kiriş eğilme deneyinde tepe yükü sonrası davranışın çelik telin narinliği ve içeriğinden önemli ölçüde etkilendiği ve bu iki faktörün malzemenin tokluğunda ve kırılma enerjisinde önemli rol oynadığı bilinmektedir.

Richard ve Cheyrezy (1995); Richard (1996), ve Dugat ve diğ. (1996) araştırmalarında çelik tel hacim oranının %2,5 civarında özgül kırılma enerjisinin maksimum değere ulaştığını iddia ettiler. Karihaloo ve De Vriese (1999) ise kısa kesilmiş çelik tellerle donatılı reaktif pudra betonları ile ilgili yaptıkları çalışmalarında çelik tel hacim oranını % 0, % 1, % 2, % 3 ve % 4 seçip tel içeriğinin özgül kırılma enerjisine ve karakteristik boya etkisini inceleyerek, çelik tel içeriğindeki artışla hem kırılma enerjisinin hem de karakteristik boyun arttığını gösterdiler. Benzer sonuçlar, Özyurt (2000)'un yaptığı ve çelik tel hacim oranının %1,5, %3,0 ve %4,5 olduğu çalışmada da görüldü. Barros ve Figueiras (1999) da çelik tel içeriğindeki artışın ($30, 45$ ve 60 kg/m^3) ÇTDB'un kırılma enerjisini artırdığını gösterdiler. Kurihara ve diğ. (2000) tarafından üç tip farklı çelik telin kullanıldığı çalışmada geleneksel ÇTDB'ların kırılma enerjisinin numune boyutundan bağımsız olduğunu ve su/çimento oranının artmasıyla kırılma enerjisinde önemli bir artış olduğu gözlemlendi. Ayrıca, yüksek matris dayanımına sahip ÇTDB'ların kırılma

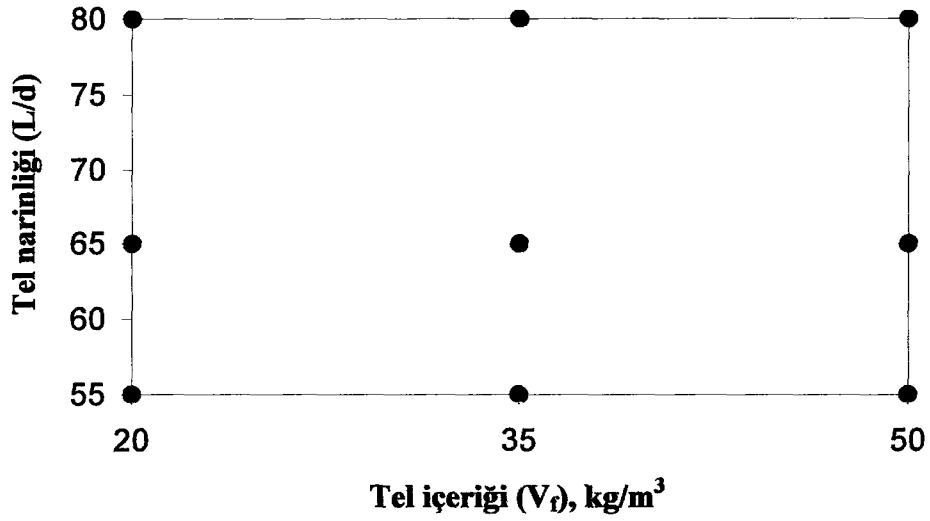
enerjisinin çelik telin çekme dayanımına da bağlı olduğu saptandı. Aydoğan (2002)'in çalışmasında, tekrarlı yük altında çelik tel narinliği ve içeriğinin ÇTDB'ların mekanik davranışına etkisi incelendi. ÇTDB'larda tekrarlı yük altında tepe noktası sonrası kalan dayanımın azalmasına karşın, rijitlikteki degradasyon belirgin olmayıp sünekliğin bir ölçüsü olan odak noktasının yalın betona kıyasla orijinden çok daha uzakta olduğu ve çelik tel içeriğinin ve narinliğinin yüksek değerlerinde bu iyileşmenin daha da belirgin olduğu belirtildi. Ekincioglu (2003) tarafından hacmen % 0,05 polipropilen lif, ve yine hacimsel toplamı %3 olan üç farklı narinlikte ($L/d=40$; 55; ve 65) karma çelik tel donatılı çentikli beton kirişlerden elde edilen en yüksek kırılma enerjisi değeri tamamı tel narinliği 65 olan çelik tel ile donatılı betonlarda elde edildi ve bu değer tel narinliği 40 olan ÇTDB'ların kırılma enerjisinden 3 kat fazla bulundu.

ÇTDB'un mekanik davranışı ve kırılma parametrelerini iyileştirmek için optimum tasarıma gerek vardır. ÇTDB karışım oranları ve bu parametrelerin birbiriyle etkileşimi de karışık olduğundan bu tip karışımların belli bir veya birkaç mekanik özelliğinin kontrol edilmesi gerekir. Son zamanlarda ÇTDB'ların optimizasyonu kırılma enerjisinin maksimum yapılması yönünde yaygınlaşmaktadır. Li ve diğ. (1991) tarafından ÇTDB'un optimum tasarımı kapsamında amaç fonksiyonu kırılma enerjisi seçilerek ve kırılma enerjisi ile tel narinliği ve tel/matris arayüzeyi dayanımı arasında ilişki kurularak bu parametrelerin yaklaşık optimum değerleri bulundu. Diğer bir çalışmada, Brandt (1995) tarafından ÇTDB'un kırılma enerjisi, basınç dayanımı ve ilk çatlak dayanımı karışım ve tel parametreleriyle ampirik bağıntılarla ilişkilendirilerek aynı anda maksimize edildi. Lange-Kornbak ve Karihaloo (1998) ve Karihaloo ve Lange-Kornbak (2001) ise matematiksel optimizasyon teknikleri kullanıp çekme dayanımı ve kırılma enerjisi gibi mekanik özellikler ile karışım ve tel parametreleri arasındaki mezo-mekanik bağıntılara dayanarak ÇTDB'ların kırılma enerjisi ve basınç dayanımını ayrı ayrı ve aynı anda maksimize ettiler. Bu çalışmada ise Tepki Yüzey Yöntemi (TYE) ile aynı anda optimizasyon teknikleri kullanılarak ÇTDB'ların süneklik ve maliyet bakımından optimizasyonu gerçekleştirilmektedir. TYE kimya mühendisliğinde karışım optimizasyonunda olduğu gibi çeşitli endüstri dallarında kullanım alanı bulmasına karşın beton endüstrisinde yaygın olarak kullanılmamıştır (Simon ve diğ., 1999).

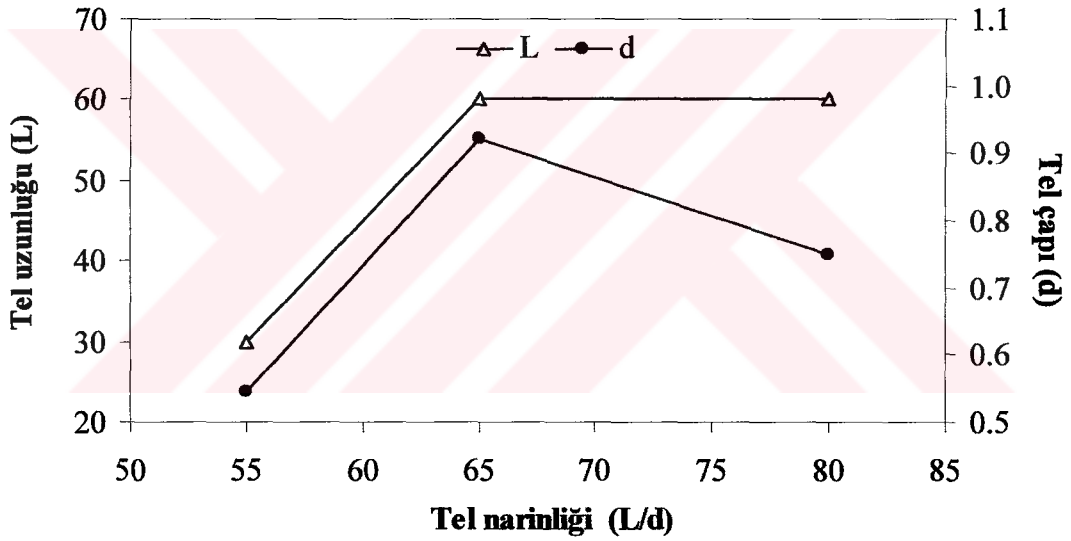
Bu çalışmanın amacı, yüksek dayanımlı geleneksel ÇTDB'ların kırılma parametrelerini yeni gelişmelerin ışığında elde etmektir. Nükleer ve endüstriyel atıkları depolamak, öngerilmeli betonlarda, prefabrik elemanlarda ve askeri amaçlı yapılarda kullanmak için büyük öneme sahip bu betonlara yönelik olarak çalışmada esas adım ise karakteristik boyu mevcut tasarım kriterlerine dahil etmektir. Bu yönde, basınç dayanımı, elastisite modülü, yarma çekme dayanımı, net eğilme dayanımı, özgül kırılma enerjisi ve karakteristik boy gibi mekanik ve kırılma özellikleri çelik tel narinliği ve içeriği gibi mikroyapısal parametrelere bağlanmaktadır. Çalışmanın diğer bir amacı ise geleneksel ÇTDB'ların kırılma parametreleri deneysel olarak elde edildikten sonra bilgisayar destekli optimizasyon teknikleri kullanılarak; i) yarma çekme dayanımı, net eğilme dayanımı ve karakteristik boy aynı anda maksimum, başka bir deyişle gevreklik minimum, ve ii) yarma çekme dayanımı, net eğilme dayanımı ve karakteristik boy aynı anda maksimum, çelik tel içeriği ise minimum yapılacak biçimde optimum tasarımı gerçekleştirmektir. Bunun için, yüksek dayanımlı geleneksel ÇTDB'ların mekanik özelliklerinin deneysel olarak saptanması için 9 karışımdan oluşan deneysel tasarım yapılmaktadır.

5.2 Deneysel Tasarım

Çelik tel narinliğinin $L/d = [55 - 80]$ ve içeriğinin ise $V_f = [20 - 50] \text{ kg/m}^3$ aralıklarında Şekil 5.1'de belirtilen farklı tel narinliği ve içeriği olmak üzere 9 noktadan oluşan bir deneysel tasarım yapılmaktadır. Mekanik özelliklerle tasarım değişkenleri (tel narinliği (L/d) ve tel içeriği (V_f)) arasındaki ilişkinin matematiksel olarak ifade edilmesi amacıyla, her bir mekanik özellik için $y=f(L/d, V_f)$ fonksiyonun belirtilen 9 noktadaki değeri deneylerden bulunur. Daha sonra, Design-Expert 6.0.7 İstatiksel Paket Programında bulunan "Tepki Yüzey Yöntemi" ile varyans ve çeşitli istatistiksel analiz yapılarak herbir mekanik özellik; yani, basınç dayanımı $f'_c=f(L/d, V_f)$, yarma çekme dayanımı $f_{st}=f(L/d, V_f)$, net eğilme dayanımı $f_{net}=f(L/d, V_f)$, elastisite modülü $E=f(L/d, V_f)$, özgül kırılma enerjisi $G_F=f(L/d, V_f)$ ve karakteristik boy $l_{ch}=f(L/d, V_f)$ gibi dayanım ve kırılma parametrelerini en iyi ifade eden ikinci dereceden (kuadratik) polinom şeklinde olan regresyon modelleri kurulabilir. Böylece, L/d ve V_f 'in belirlediği uygun bölgenin istenilen noktasındaki herbir mekanik özeliğin diğer değerleri tahmin edilebilir.



Şekil 5.1. Çelik Tel Donatılı Betonların tel narinliği (L/d)-tel içeriğine (V_f) göre deneysel tasarım şeması.



Şekil 5.2. Tel narinliği (L/d)'nin telin uzunluğu (L) ve çapı (d) ile değişimi.

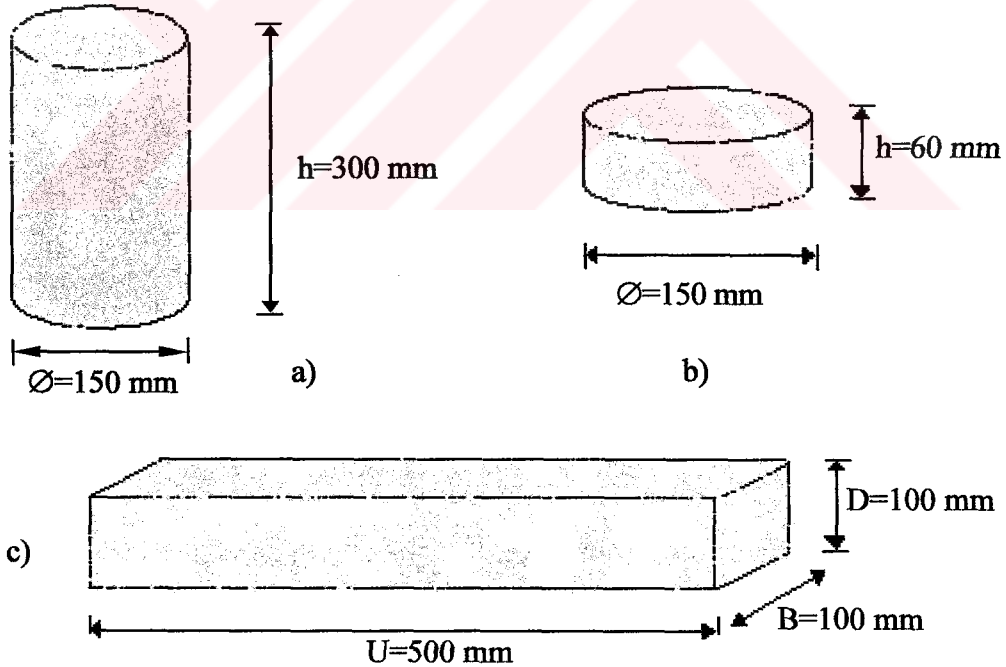
Çelik tel narinliğinin $L/d = [55 - 80]$ aralığında değişimi Şekil 5.2'de de görüldüğü üzere, çelik telin uzunluğu (L) ve çapı (d) ile sağlanmaktadır. Şekilde, çelik tel uzunluğu $L=30$ mm'den 60 mm'e ve çapı ise $d=0,55$ mm'den $0,92$ mm'e arttığına $L/d=55$ 'den 65 'e arttığı ve daha sonra telin uzunluğu 30 mm'de sabit tutulup telin çapı $0,92$ mm'den $0,75$ mm'e azaldığı ve böylece, narinliğin 65 'den 80 'e arttığı görülmektedir.

5.3 Deney Türü, Numune Boyut ve Şekilleri, Elde Edilecek Parametreler

Kırılma enerjisinin belirlenmesi için uzunluğu 500mm ve en kesiti 100x100mm olan kirişler numuneler üretildi. Basınç dayanımı ve elastisite modülünü belirlemek için çapı 150 mm ve yüksekliği 300 mm olan silindir numuneler kullanıldı. Çapı 150 mm ve yüksekliği 60 mm olan disk numuneler ise yarma çekme dayanımının belirlenmesinde kullanıldı. Numune türü ve boyutları, numunelerin tabii tutuldukları deney türü ve bu deneylerden bulunacak parametrelerin detayları Tablo 5.1’de verilmekte olup numune tipleri şematik olarak Şekil 5.3’de gösterilmektedir.

Tablo 5.1. Deney türü, numune tipi ve boyutları ve elde edilecek parametreler.

| Deney türü | Numune türü | Numune boyutları (mm) | Parametreler |
|-------------------|-------------|-----------------------------|---|
| Basınç | Silindir | $\varnothing=150$, $h=300$ | - Basınç dayanımı (f'_c), MPa - Elastisite modülü (E), GPa |
| Yarma | Disk | $\varnothing=150$, $h=60$ | - Yarma çekme dayanımı (f_{st}), MPa |
| Üç noktalı eğilme | Kiriş | 100x100x500 | - Özgül kırılma enerjisi (G_F), N/m - Net eğilme dayanımı (f_{net}), MPa |



Şekil 5.3. Üretilen beton numune tipleri: a) Silindir, b) Disk, c) Kiriş.

5.4 Beton Üretiminde Kullanılan Malzemeler

Beton üretiminde kullanılan malzemeler çimento, su, silis unu, kırmakum, kırmataş I ve çelik telden oluşmaktadır.

5.4.1 Çimento

Kullanılan çimento PÇ 42,5 Portland Çimentosu olup özgül ağırlığı $3,16 \text{ g/cm}^3$ ve üretilen betonlarda çimento dozajı 400 kg/m^3 'tür. Kullanılan çimentonun fiziksel ve mekanik özellikleri ise Tablo 5.2'de verilmektedir.

Tablo 5.2. Kullanılan çimentonun özellikleri

| Fiziksel Özellikler | | |
|--|--------|------|
| Özgül ağırlık, g/cm^3 | | 3,16 |
| Blaine özgül yüzeyi (cm^2/g) | | 3000 |
| Su/çimento, % | | 27,4 |
| Priz başlangıcı, dak. | | 177 |
| Priz sonu, dak. | | 223 |
| Le Chatelier, mm | | 1 |
| Mekanik Özellikler | | |
| Basınç Dayanımı, N/mm^2 | 1 gün | 17,9 |
| | 2 gün | 27,5 |
| | 7 gün | 41,9 |
| | 28 gün | 58,7 |

5.4.2 Agregata

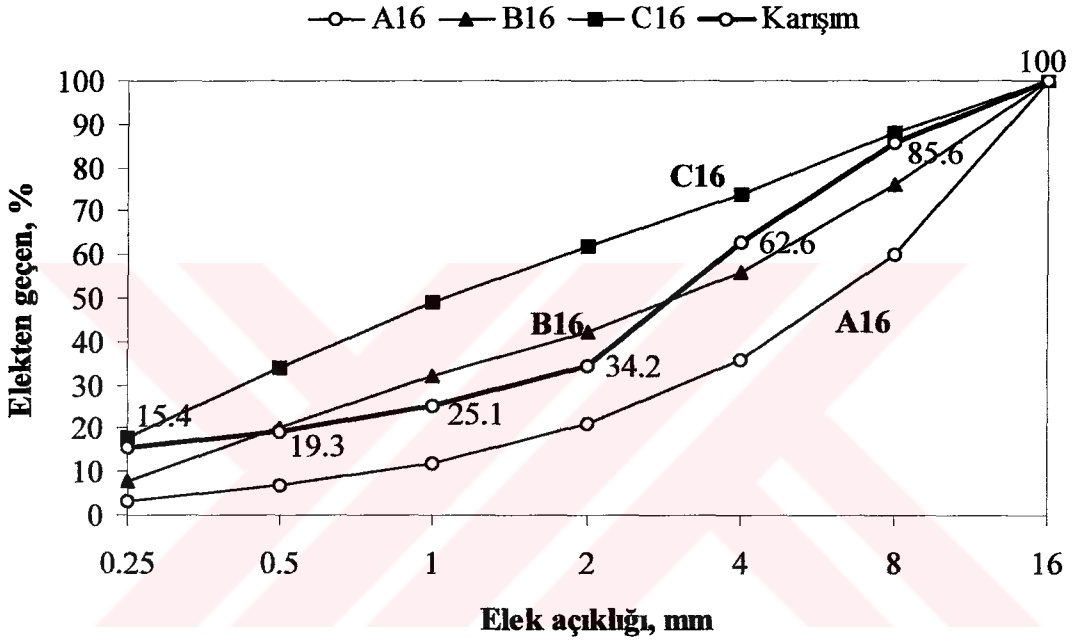
İri agregata olarak en büyük agregata boyutu 16 mm 'lik kırmataş I, ince agregata olarak $0-4 \text{ mm}$ boyutunda kırmakum ve Şişecam fabrikalarından sağlanan $0-0,25 \text{ mm}$ boyutunda öğütülmüş silis unu kullanıldı. Kırmataş I, kırmakum ve silis ununun özgül ağırlıkları ise sırasıyla $2,65$; $2,65$ ve $2,63 \text{ g/cm}^3$ 'tür. Üretilen betonlarda kullanılan agregaların hacim oranları Tablo 5.3'de verilmektedir. Agregata elek analizi sonuçları ise Tablo 5.4'de verilmekte ve Şekil 5.4'deki granülometri eğrisinde gösterilmektedir.

Tablo 5.3. Agregata hacim oranları.

| Agregata tipi | Karışımındaki hacim oranı (%) |
|---------------|-------------------------------|
| Silis unu | 15 |
| Kırmakum | 35 |
| Kırmataş I | 50 |

Tablo 5.4. Agrega elek analizi sonuçları

| Elek boyutu, mm | Elekten geçen, % | | | Karışım, % |
|-----------------|------------------|----------|------------|------------|
| | Silis unu | Kırmakum | Kırmetaş I | |
| 16 | 100 | 100,0 | 100,0 | 100,0 |
| 8 | 100 | 100,0 | 71,2 | 85,6 |
| 4 | 100 | 97,1 | 27,3 | 62,6 |
| 2 | 100 | 49,4 | 3,8 | 34,2 |
| 1 | 100 | 26,9 | 1,3 | 25,1 |
| 0,5 | 100 | 11,3 | 0,6 | 19,3 |
| 0,25 | 95 | 2,7 | 0,3 | 15,4 |



Şekil 5.4. Beton üretiminde kullanılan agrega karışımının granulometri eğrisi.

5.4.3 Çelik Tel

Bu çalışmada, 3 tip kancalı uçlu çelik tel kullanıldı. Kullanılan çelik tellerin özellikleri Tablo 5.5’de verilmektedir. Daha detaylı bilgi ise Ek I’deki Şekil I.1 - Şekil I.3’de verilmektedir.

Tablo 5.5. Kancalı uçlu çelik tellerin özellikleri.

| Çelik Telin Tipi | Tel Uzunluğu (L), mm | Tel Çapı (d), mm | Tel Narinliği (L/d) | Özgül Ağırlık, kg/m ³ | Çekme Dayanımı, N/mm ² |
|--------------------|----------------------|------------------|---------------------|----------------------------------|-----------------------------------|
| Dramix RC 80/60 BN | 60 | 0,75 | 80 | 7850 | 1050 |
| Dramix RC 65/60 BN | 60 | 0,92 | 65 | 7850 | 1000 |
| Dramix ZP 305 | 30 | 0,55 | 55 | 7850 | 1100 |

5.4.4 Kimyasal Katkı

Taze beton karışımının su içeriğini azaltmak ve işlenebilirliğini sağlamak amacıyla hiperakışkanlaştırıcı kullanılmaktadır. Bu çalışmada, su/çimento oranı düşük ($w/c=0,36$) olduğundan beton karışımlarına çimento ağırlığının yaklaşık %0,75-%1,5'i kadar Polikarboksilik Eter esaslı hiperakışkanlaştırıcı kullanıldı.

5.5 Beton Karışımların Bileşimi ve Kodlandırılması

3 farklı narinliğe ($L/d=55$; 65; ve 80) sahip çelik teller ve herbir tel türünden 3 farklı tel içeriği ($V_f=20$; 35; ve 50 kg/m^3) ve kontrol betonu (normal) olmak üzere 10 farklı karışımda beton üretildi. Karışımlarda çimento, silis unu, kırmakum, ve kırmataş I'in hacim oranları ile su/çimento oranı 0,36'da sabit tutuldu. Beton karışımları aşağıdaki gibi kodlandırılmaktadır: N ve ilk iki rakam tel narinliğini, I ve son iki rakam ise tel içeriğini belirtmektedir. Örneğin; N80I20 kodlu karışımın $L/d=80$ narinliğindeki çelik telden 1 m^3 betonda 20 kg içerdiği anlamına gelmektedir. NB karışım kodu ise kontrol betonunu göstermektedir. Karışım kodları Tablo 5.6'da, beton bileşenleri ve taze beton özellikleri ise Tablo 5.7'de verilmektedir.

Tablo 5.6. ÇTDB'ların karışım kodları

| Tel Narinliği (L/d) | Tel İçeriği (V_f), kg/m^3 | | |
|---------------------|--|--------|--------|
| | 20 | 35 | 50 |
| 80 | N80I20 | N80I35 | N80I50 |
| 65 | N65I20 | N65I35 | N65I50 |
| 55 | N55I20 | N55I35 | N55I50 |

5.6 Numunelerin Hazırlanması

Beton üretiminde önce çimento, silis unu, kırmakum ve kırmataş I karıştırıldı, daha sonra bu karışımın üzerine çelik teller daha homojen dağılması için serpiştirilerek ilave edildi, hiperakışkanlaştırıcı ve su eklenerek karıştırıldı. Çelik teller birbirlerine özel tutkalla demetler halinde yapıştırıldıklarından betona katıldıklarında bu demetler hemen çözülür, tellerin homojen dağılımı elde edilir ve olası topaklanmalar önlenir. Üretilen beton, çelik kalıplara döküldü ve vibrasyon masasında sıkıştırılarak yerleştirildi. Kiriş ve silindir numunelerden 3'er, disk numunelerden ise 6'şar adet üretildi. Yaklaşık 24 saatten sonra kalıplar açıldı ve numuneler $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ sıcaklıkta kirece doygun suda 27 gün saklandı.

Tablo 5.7. Beton bileşenleri ve taze beton özellikleri

| | NB | N55İ20 | N55İ35 | N55İ50 | N65İ20 | N65İ35 | N65İ50 | N80İ20 | N80İ35 | N80İ50 |
|---|------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| Çimento (c), kg/m ³ | 396 | 396 | 398 | 396 | 398 | 398 | 396 | 398 | 395 | 397 |
| Silis unu, kg/m ³ | 281 | 281 | 283 | 281 | 282 | 283 | 281 | 282 | 280 | 281 |
| Kırmakum (0-4 mm), kg/m ³ | 627 | 626 | 630 | 627 | 629 | 630 | 627 | 629 | 625 | 627 |
| Kırmataş I (4-16 mm), kg/m ³ | 948 | 947 | 953 | 949 | 953 | 953 | 949 | 952 | 946 | 950 |
| Su (w), kg/m ³ | 143 | 143 | 144 | 143 | 144 | 144 | 143 | 144 | 143 | 143 |
| Kimyasal katkı/çimento, % | 0,75 | 0,8 | 0,85 | 1,0 | 1,09 | 1,04 | 0,97 | 1,23 | 1,33 | 1,45 |
| Kimyasal katkı, kg/m ³ | 3,0 | 3,2 | 2,4 | 4,0 | 4,2 | 4,2 | 3,9 | 4,9 | 5,3 | 5,8 |
| Su/Çimento oranı (w/c) | 0,36 | 0,36 | 0,36 | 0,36 | 0,36 | 0,36 | 0,36 | 0,36 | 0,36 | 0,36 |
| Çelik tel, kg/m ³ (%) | - | 20 (0,26) | 35 (0,45) | 50 (0,64) | 20 (0,26) | 35 (0,45) | 50 (0,64) | 20 (0,26) | 35 (0,45) | 50 (0,64) |
| Tel narınlığı, (L/d) | - | 55 | 55 | 55 | 65 | 65 | 65 | 80 | 80 | 80 |
| Çökme, cm | 7,0 | 5,0 | 9,0 | 8,0 | 7,0 | 5,5 | 6,0 | 8,0 | 5,0 | 6,5 |
| Birim ağırlık, kg/m ³ | 2398 | 2415 | 2446 | 2450 | 2430 | 2447 | 2450 | 2430 | 2430 | 2454 |
| Hava, % | 1,57 | 1,41 | 0,65 | 0,78 | 0,74 | 0,47 | 0,79 | 0,71 | 1,08 | 0,51 |

5.7 Taze Beton Deneyleri

Taze betonun kıvamını ve birim ağırlığını belirlemek için çökme ve birim ağırlık deneyleri yapıldı.

5.7.1 Çökme Deneyi

İşlenebilme özeliği taze betona has bir özellik olup, karıştırma, taşıma ve yerleştirme zamanı taze betonun ayrışmaması ve homojenliğini yitirmemesi için büyük öneme sahiptir. Taze betonun işlenebilirliğini belirlemek için çökme deneyi yapıldı. Betonların çökme değerleri hiperakışkanlaştırıcı kullanarak 5-9 cm aralığında tutuldu (Tablo 5.7).

5.7.2 Birim Ağırlık Deneyi

Üretilen beton, 8 dm³ hacminde ve silindir biçimindeki birim ağırlık kabına yerleştirilerek vibrasyona tabi tutuldu. Böylece, taze betonun gerçek birim ağırlığı bulundu (Tablo 5.7).

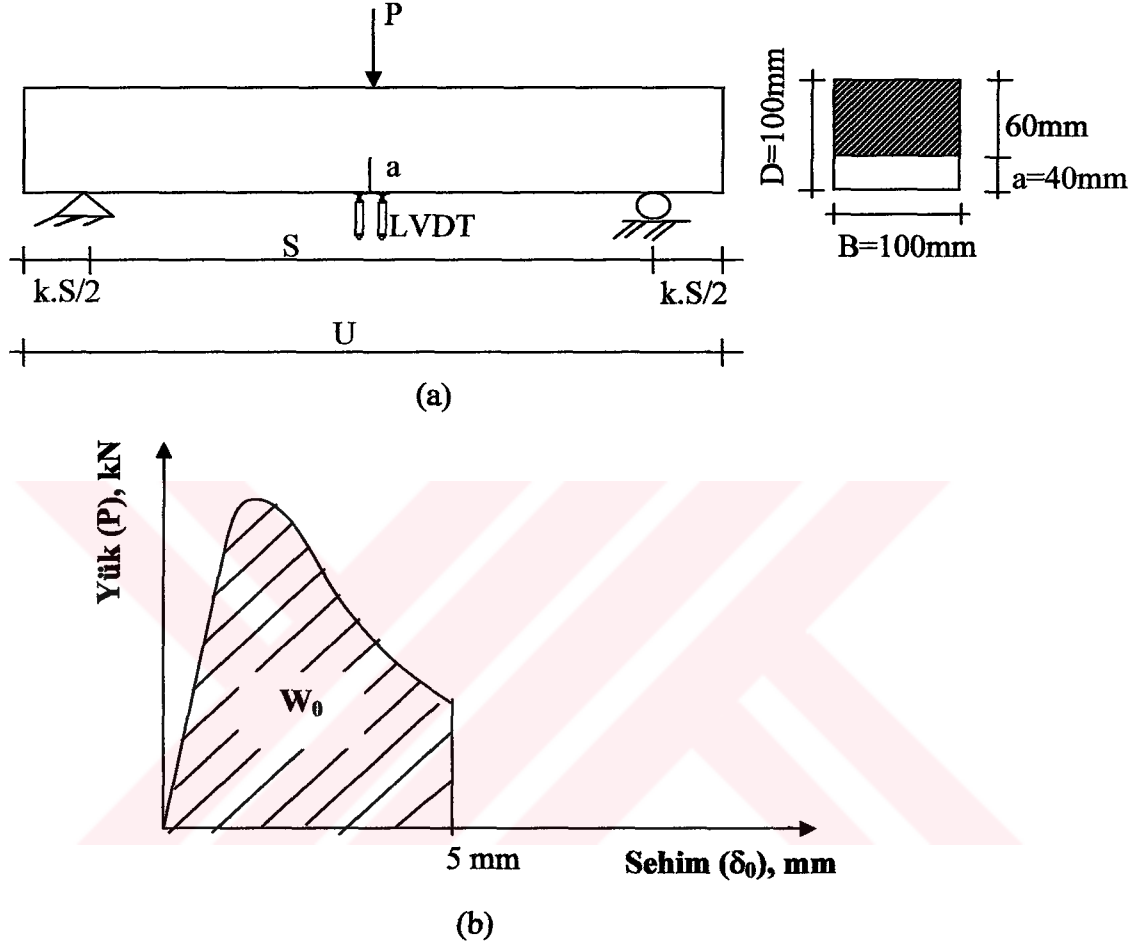
5.8 Sertleşmiş Beton Deneyleri

5.8.1 Üç Noktalı Eğilme Deneyi

Kırılma enerjisi, RILEM TC 50-FMC (1985) Teknik Komitesince önerilen çentikli 100x100x500 mm'lik kiriş numuneler üzerinde yapılan üç noktalı eğilme deneyinden bulunmaktadır (Şekil 5.5). Hillerborg (1983) tarafından önerilen ve Barros ve Figueiras (1999) tarafından da belirtildiği gibi, çalışmadaki betonların basınç dayanımı/çekme dayanımı oranı 5 ila 10 arasında değiştiğinden ÇTDB'un kırılma enerjisinin belirlenmesi için de RILEM TC 50-FMC'in yöntemi uygulanabilir.

Standartta öngörülen 50 mm'lik çentiğin yerine iri agregaların ve çelik tellerin etkin alanda bulunmasını sağlamak amacıyla kiriş numuneler elmas testere ile kesilerek 40mm'lik bir çentik açıldı ve etkin kesit alanı 60x100mm olarak tutuldu. Kiriş numuneler yaklaşık 50. günde eğilme deneyine tabi tutuldu. ÇTDB kiriş numunelere 2 mm'lik sehime kadar 0,3 mm/dak., daha sonra 5 mm sehime kadar ise 1,5 mm/dak. yükleme hızı ile maksimum kapasitesi 250 kN olan yer değiştirme kontrollü MTS yükleme makinesi ile yük uygulandı. Kirişin ortasında yerleştirilen 2 adet LVDT ile

sehimler ölçülerek ortalama sehim bulundu. Böylece, her bir kiriş numune için yük-orta noktadaki sehim eğrisi elde edildi. Eğilme deney düzeneği ekteki Şekil J.2’de verilmektedir. Tipik olarak çentikli kiriş numune için eğilme deneyi düzeneği Şekil 5.5a.’da, elde edilen yük-sehim eğrisi ise Şekil 5.5b’de gösterilmektedir.



Şekil 5.5. Eğilme deney düzeneği (a) ve elde edilen yük-sehim eğrisinin (b) şematik gösterimi.

5.8.1.1 Özgül Kırılma Enerjisinin Belirlenmesi

Yük-sehim eğrisinin altındaki alan (W_0) yardımıyla betonun kırılma enerjisi RILEM TC 50-FMC’nin önerdiği (5.1) bağıntısı ile hesaplanır. Özgül kırılma enerjisi belirli sehime kadar olan yük-sehim eğrisinin altında kalan alandan elde edilmektedir. Bu çalışmada, son sehim $\delta_0=5\text{mm}$ olarak seçildi. Şekil 5.5.b’deki şematik eğriden de görüldüğü gibi 5mm’lik bir sehimde enerji tamamen yok olmamaktadır.

$$G_F = \frac{W_0}{B(D-a)} + \frac{m(1-k^2)g\delta_0}{B(D-a)} = G_F^{(a)} + G_F^{(b)} \quad (5.1)$$

Burada, B, D, a, m ve S, sırasıyla, kiriş numunenin genişliği, derinliği, çentik uzunluğu, numunenin ağırlığı ve mesnetler arası uzaklığıdır. Ayrıca, g yerçekimi ivmesi (9,81 m/san²), $k = \frac{U}{S} - 1$, ve δ_0 ise açıklığın ortasındaki sehimdir. $G_F^{(a)}$ ve $G_F^{(b)}$ ise sırasıyla, uygulanan yük ve numunenin kendi ağırlığının sağladığı kırılma enerjileridir.

5.8.1.2 Net Eğilme Dayanımının Belirlenmesi

Çentikli kiriş numuneler üzerinde yapılan üç noktalı eğilme deneyinden en büyük yükün elde edilmesiyle net eğilme dayanımı aşağıdaki gibi hesaplanabilir:

$$f_{net} = \frac{3PS}{2B(D-a)^2}, \text{ MPa} \quad (5.2)$$

burada, P, S, B, D, ve a, sırasıyla, en büyük yük, mesnetler arası uzunluk, numunenin genişliği, numunenin yüksekliği, ve çentik uzunluğu olup, $a/D=0,4$ ve $S/D=4$ 'tür.

5.8.2 Basınç Deneyi ve Elastisite Modülünün Belirlenmesi

Çalışmada, basınç deneyi Şekil 5.3.(a)'da gösterilen, çapı $\varnothing=150$ mm ve yüksekliği $h=300$ mm olan silindir numuneler üzerinde Avrupa Standardlarına (EN 206 ve EN 12390) ve tek eksenli basınç deney yöntemine göre yapıldı. Silindir numuneler 27. günde kür havuzundan çıkarılarak başlık yapıldı ve 28. günde basınç deneyine tabi tutuldu. Basınç deneylerinde 500 ton kapasiteli yükleme makinesi kullanıldı ve yükleme hızı 0,3 ton/san.'de sabit tutuldu. Her 2,5 tonluk yüke karşı gelen yük ve düşey yer değiştirme değerleri okundu ve numunelerin kırılma (maksimum) yükleri kesit alanına bölünerek basınç dayanımları hesaplandı. Basınç dayanımı deneyi düzeneği ekteki Şekil J.1 (a)'da verilmektedir.

Silindir numunelerin basınç deneyi sırasında numune üzerine yerleştirilen komparatör ile yük altında okunan düşey şekil değiştirmeler okunduktan sonra betonun gerilme-şekil değiştirme grafiği elde edilerek elastisite modülü bulundu. Elastisite modülünün hesaplanması için gerilme-şekil değiştirme eğrisinde maksimum yükün % 5'i ile % 45'i arasında kalan gerilme-şekil değiştirme değerleri kullanıldı. Betonlara ait gerilme-şekil değiştirme eğrilerinden elde edilen basınç dayanımı ve elastisite modülü değerleri Tablo 5.8 sertleşmiş beton özellikleri tablosunda verilmektedir.

5.8.3 Yarma Deneyi

Yarma çekme dayanımı, Şekil 5.3b'de gösterilen çapı $\varnothing=150$ mm ve yüksekliği $h=60$ mm olan disk numuneler üzerinde yapılan yarma deneyinden elde edilen en büyük yük kullanılarak aşağıdaki formülle bulunmaktadır:

$$f_{st} = \frac{2P}{\pi h \varnothing}, \text{MPa} \quad (5.3)$$

Burada, P, h, ve \varnothing , sırasıyla, en büyük yük, disk numunenin yüksekliği ve çapıdır. Disk yarma deneyi düzeneği Ek J'deki Şekil J.1b'de verilmektedir.

5.9 Deney Sonuçlarının Değerlendirilmesi

ÇTDB'un mekanik ve kırılma özelliklerine çelik telin narinliği ve içeriğinin etkisine ilişkin elde edilen sonuçlar (ortalama değerler) Tablo 5.8'de verilmektedir. Basınç, yarma ve eğilme deneylerinden elde edilen değerler ve ortalamaları ise EK F'deki Tablo F.1, Tablo F.2, Tablo F.3, Tablo F.4 ve Tablo F.5'de verilmektedir.

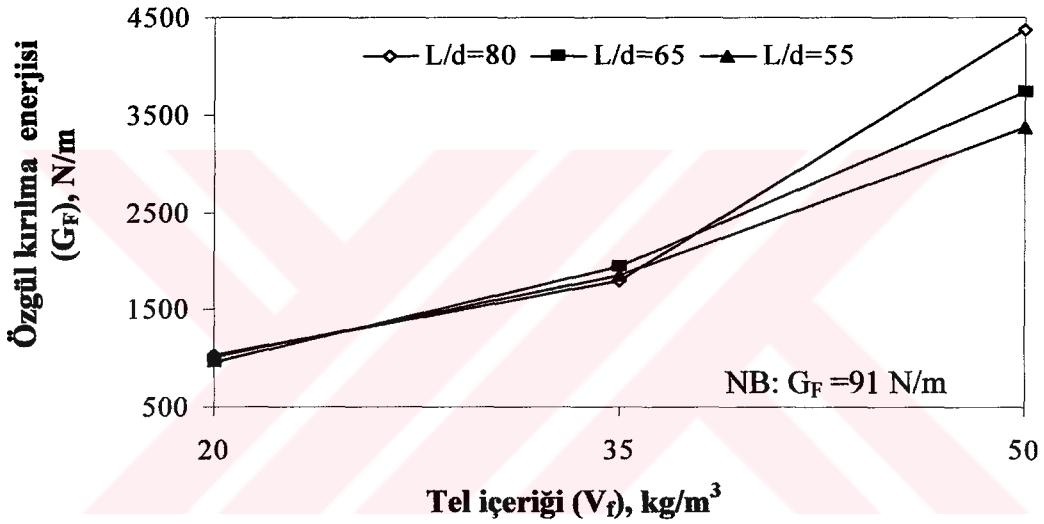
Tablo 5.8. Sertleşmiş beton özellikleri: dayanım ve kırılma parametreleri.

| | NB | N55İ20 | N55İ35 | N55İ50 | N65İ20 | N65İ35 | N65İ50 | N80İ20 | N80İ35 | N80İ50 |
|--|------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Basınç dayanımı (f_c'), MPa | 60,5 | 46,1 | 48,4 | 45,4 | 57,3 | 69,3 | 74,4 | 51,4 | 54,3 | 55,4 |
| Net eğilme dayanımı (f_{net}), MPa | 6,1 | 6,0 | 7,0 | 8,1 | 6,7 | 6,9 | 9,5 | 6,4 | 7,3 | 12,1 |
| Yarma çekme dayanımı (f_{st}), MPa | 5,30 | 5,60 | 5,71 | 6,52 | 6,36 | 6,83 | 7,55 | 5,92 | 5,95 | 6,58 |
| Elastisite modülü (E), GPa | 52,2 | 49,7 | 46,7 | 44,6 | 51,7 | 49,5 | 49,1 | 45,4 | 46,4 | 48,1 |
| Özgül kırılma enerjisi (G_F), N/m | 91* | 1011 | 1851 | 3368 | 957 | 1939 | 3724 | 1024 | 1793 | 4371 |
| Karakteristik boy (l_{ch}), mm | 169 | 1599 | 2650 | 3537 | 1224 | 2056 | 3207 | 1327 | 2352 | 4845 |

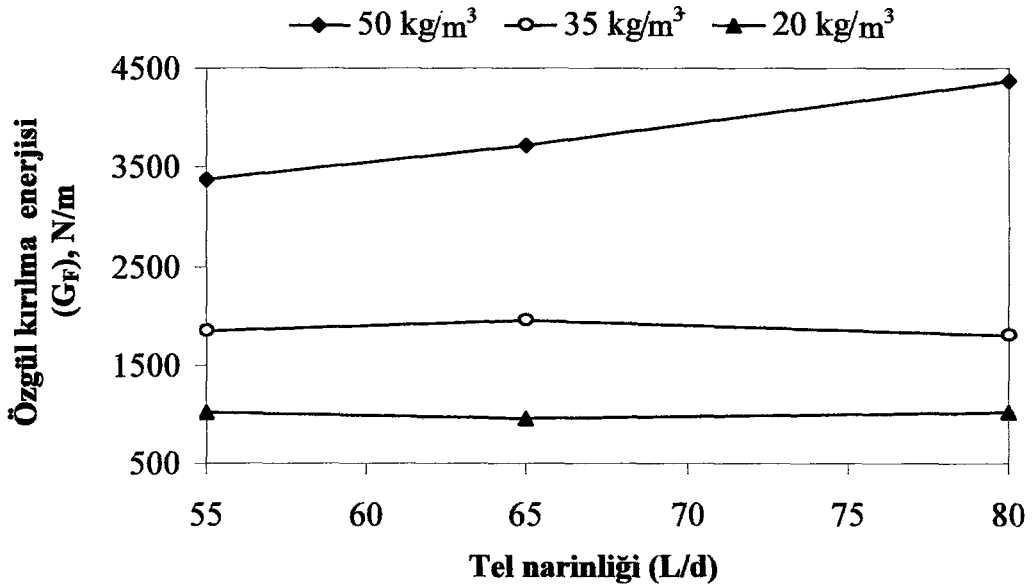
(*) - Normal beton (NB) için kırılma enerjisi (G_F), maksimum agrega boyutu, su/çimento oranı ve agrega hacim oranı gibi mikroyapısal parametreler göz önüne alınarak Lange-Kornbak ve Karihaloo (1996) tarafından da kullanılan mezo-mekanik bağlantılarla hesaplandı.

5.9.1 Özgül Kırılma Enerjisi

Özgül kırılma enerjisi değerleri Tablo 5.8’de verilmekte, Şekil 5.6 ve Şekil 5.7’de gösterilmektedir. Şekillerden görüldüğü gibi özgül kırılma enerjisi tel narinliği ve tel içeriğine bağlı olarak belirgin biçimde artmakta olup yüksek süneklik elde edilmektedir. ÇTDB’un sünekliğinin normal betonunkinden yaklaşık 50 kat fazla olduğu sonucuna varılabilir. Kırılma enerjisindeki bu artışın nedenlerinden kırılma sürecinde tellerin sıyrılması gösterilebilir. Tel içeriği ve tel narinliğindeki artışla kırılma enerjisinin de artmasının nedeni; büyük sayıdaki çelik tellerin çatlakların birleştirilmesinde bir köprü rolü oynamasından ve böylece, daha dolaylı çatlak yayılmasından kaynaklandığı söylenebilir (Bayramov ve diğ., 2004a).



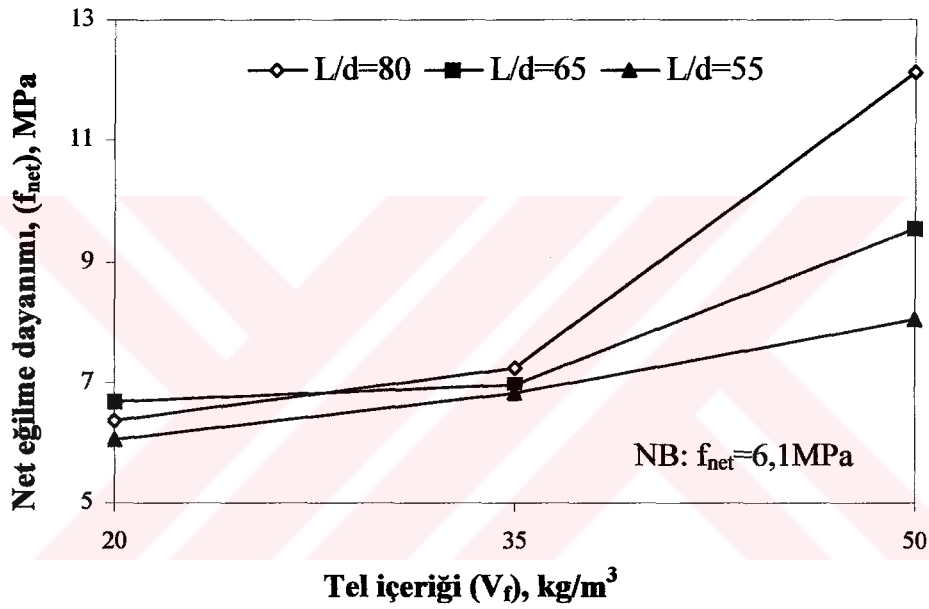
Şekil 5.6. Kirişlere ait özgül kırılma enerjisi (G_F)-çelik tel içeriği (V_f) ilişkisi.



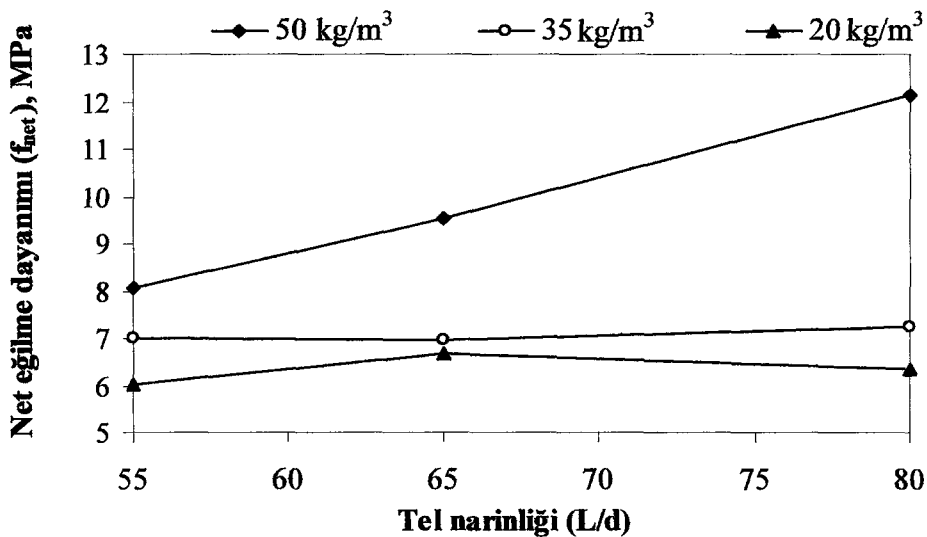
Şekil 5.7. Kirişlere ait özgül kırılma enerjisi (G_F)-tel narinliği (L/d) ilişkisi.

5.9.2 Net Eğilme Dayanımı

Kiriş eğilme deneyinden elde edilen net eğilme dayanımları Tablo 5.8’de verilmekte olup tel narinliği ve içeriğinin net eğilme dayanımına etkisi Şekil 5.8 ve 5.9’da gösterilmektedir. Bu şekillerden, tel içeriği arttıkça net eğilme dayanımının arttığı görülmektedir. Tablo 5.8’den görüldüğü gibi tel narinliği 55 ve tel içeriği 50 kg/m³ olan ÇTDB’ların net eğilme dayanımında normal betona oranla %33,5’lik bir artış sağlanmaktadır. Tel narinliği 65 ve 80 olan ÇTDB’larda ise bu artış sırasıyla, % 56,5 ve % 100’dür. Böylece, tel narinliği 80 olan ÇTDB’larda net eğilme dayanımı normal betonunkine oranda 2 kat artmaktadır.



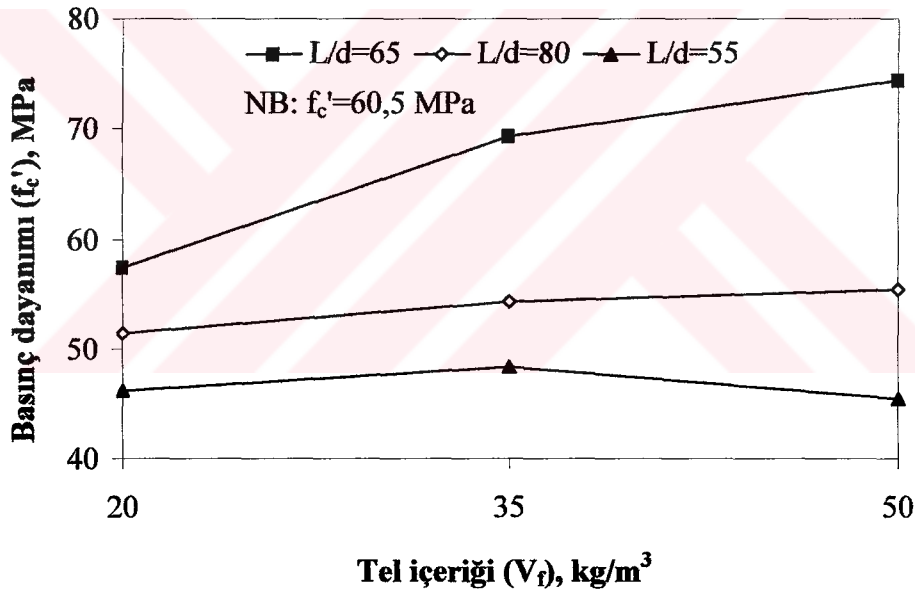
Şekil 5.8. Net eğilme dayanımı (f_{net}) -çelik tel içeriği (V_f) ilişkisi.



Şekil 5.9. Net eğilme dayanımı (f_{net}) -çelik tel narinliği (L/d) ilişkisi.

5.9.3 Basınç Dayanımı

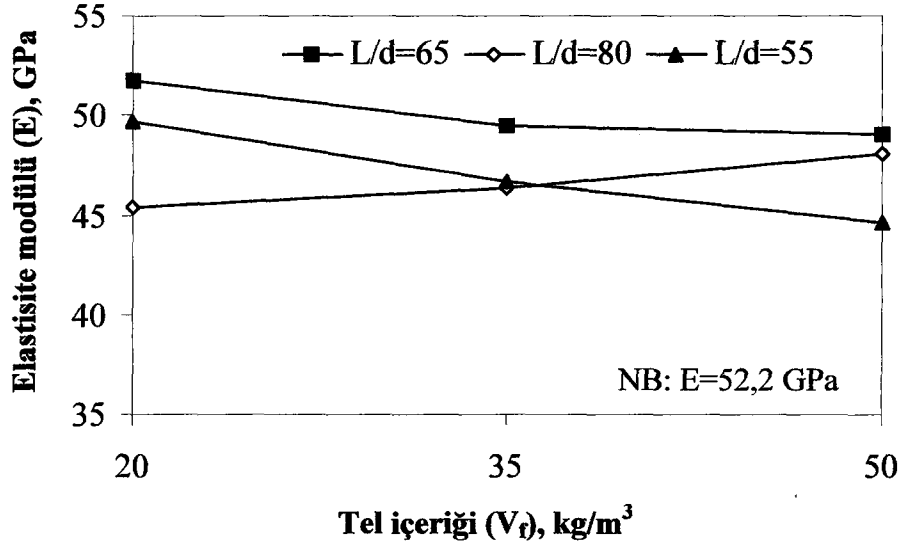
Silindir numuneler üzerinde yapılan basınç dayanımı deney sonuçları Tablo 5.8’de verilmektedir. Tablo 5.8 ve Şekil 5.10’dan görüldüğü gibi, çelik tel içeriğinin etkisi narinliği 65 olan tellerle donatılmış betonlarda belirgin olup, çelik tel içeriğinin 20 kg/m^3 ’den 50 kg/m^3 ’e artması ile basınç dayanımında %30’luk bir artış sağlanmaktadır. Bununla birlikte, tel narinliği 80 ve 55 olan tellerle donatılmış betonlarda tel içeriğindeki artma basınç dayanımını az değiştirmektedir. Böylece, çelik tel içeriğinin basınç dayanımına etkisi belirgin olmayıp, böyle bir davranış Swamy (1974) tarafından da belirtilmektedir. Basınçta, çelik telin çapı ve muhtemelen beton içindeki yönü önemli rol oynayabilir. Diğer taraftan, çelik telin betona eklenmesinin basınç dayanımından çok basınç göçmesindeki sünekliğin artmasına etki edebileceği söylenebilir.



Şekil 5.10. Basınç dayanımı (f'_c)-çelik tel içeriği (V_f) ilişkisi.

5.9.4 Elastisite Modülü

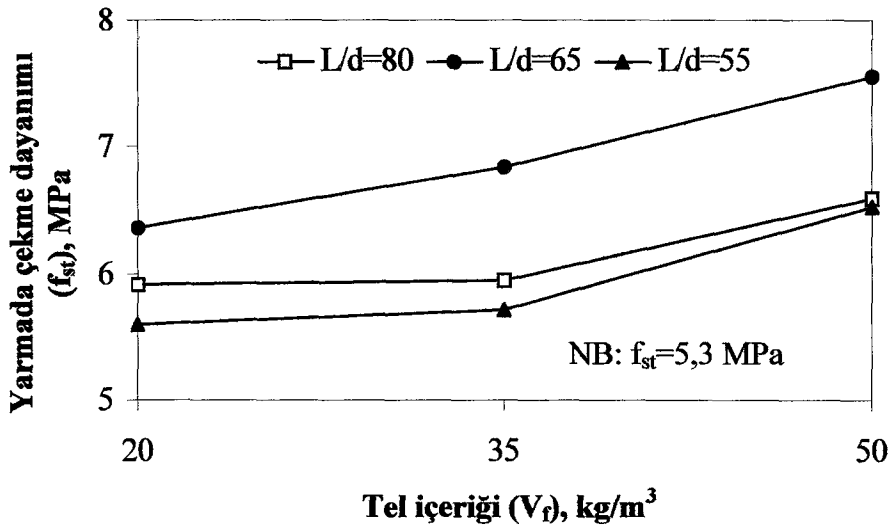
Çelik tel narinliği ve içeriğinin elastisite modülüne etkisi yine Tablo 5.8’de gösterilmektedir. Çelik telin betonun elastisite modülünü çok fazla etkilemediği ve dar bir aralıkta değiştiği Şekil 5.11’den de görülebilir. Genellikle, betonun elastisite modülünün agreganın elastisite modülü ve hacim oranı, ve su/çimento oranı ile kontrol edildiği varsayılmaktadır (Taşdemir ve dig., 2002b).



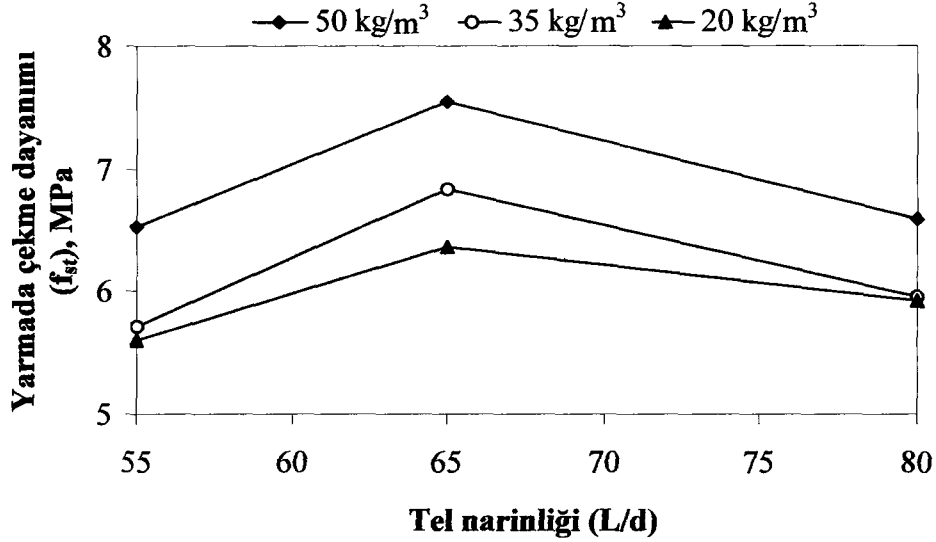
Şekil 5.11. Elastisite modülü (E)-çelik tel içeriği (V_f) ilişkisi

5.9.5 Yarma Çekme Dayanımı

Disk yarma deneyinden elde edilen yarma çekme dayanımları Tablo 5.8’de verilmekte ve Şekil 5.12 ve 5.13’de gösterilmektedir. Bu şekillerden görüldüğü gibi yarma çekme dayanımı çelik tel içeriğinin artmasıyla artmaktadır. Tel narınlığı 65 ve tel içeriği 50 kg/m^3 olan ÇTDB’ların yarma çekme dayanımında normal betona kıyasla %42’lik bir artış sağlanmaktadır. Tel narınlığı 55 ve 80 olan ÇTDB’larda ise bu artış sırasıyla, % 23 ve % 24’tür. Böylece, tel narınlığı 65 olan ÇTDB’larda yarma çekme dayanımlarında daha belirgin artışın elde edildiği sonucuna varılabilir.



Şekil 5.12. Yarma çekme dayanımı (f_{st}) -çelik tel içeriği (V_f) ilişkisi



Şekil 5.13. Yarma çekme dayanımı (f_{st}) – tel narınlığı (L/d) ilişkisi

Kırılma düzlemi boyunca çatlağın açılması ve yayılması çelik tellerle kontrol edilmektedir. Çatlağın yayılması anında bazı teller kırılmakta, ancak bazıları ise matristen sıyrılmaktadır. Yarma deneyinin bitiminden sonra betonların kırılma yüzeyleri incelenerek çoğu zaman narınlığı 65 olan tellerin matristen sıyrıldığı ve kırılmadığı, bununla birlikte, narınlığı 80 olan tellerin ise 2 parçaya ayrılarak kırıldığı gözlemlendi. Böyle bir davranışa narınlığı 65 olan tellerin narınlığı 80 olanlara oranda kesitinin daha fazla olması neden olabilir. Benzer sonuçlara literatürde de rastlamak mümkündür. Eren ve Çelik (1997) tarafından yapılan ve çelik tel içeriği % 0,5 halinde tel narınlığı 75’den 83’e arttığı zaman yarma çekme dayanımının azaldığı görülmüştür.

Bu çalışmada, normal betonun basınç dayanımı veya ÇTDB’un matris dayanımı yüksek dayanımlı (yaklaşık 60 MPa) olduğundan, L/d=80 halindeki davranışta beton ve çelik tel arasında mekanik uyumsuzluk önemli rol oynayabilir (Bayramov ve diğ., 2004a). Böylece, yüksek dayanımlı betonda yüksek çekme dayanımına (2000 MPa) sahip çelik tellerin kullanılması önerilmektedir (Vandewalle, 1996; Grünwald ve Walraven, 2002).

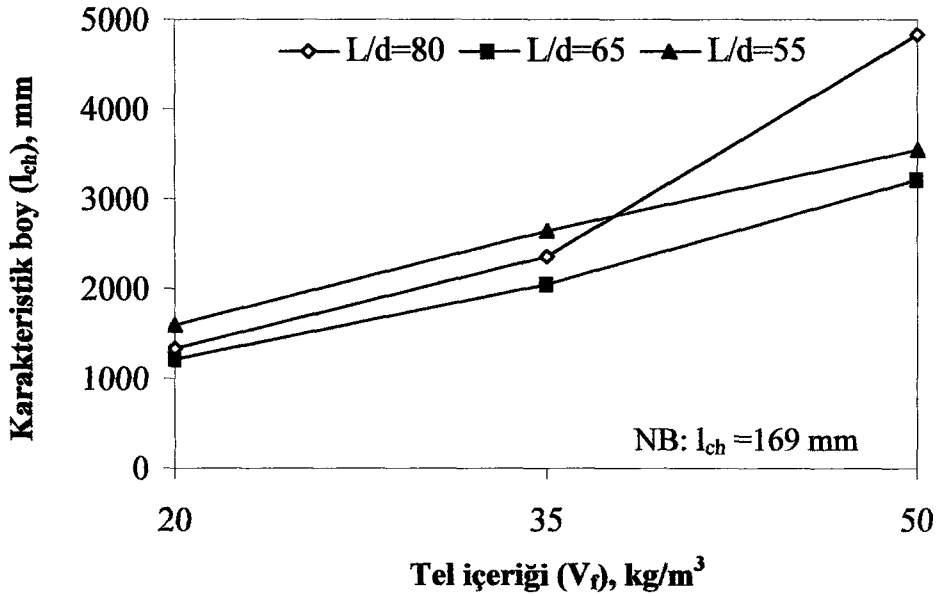
5.9.6 Karakteristik Boy

Karakteristik boy (l_{ch}) nominal dayanımı, kırılma modunu ve çatlak büyümesini (çatlak modelini) kontrol ettiğinden, beton karışımı tasarımında göz önüne alınmaktadır (Lange-Kornbak ve Karihaloo, 1998). Beton karışımlarında karakteristik boy tasarım kriterlerine dahil edilmekte ve deneysel olarak bulunan

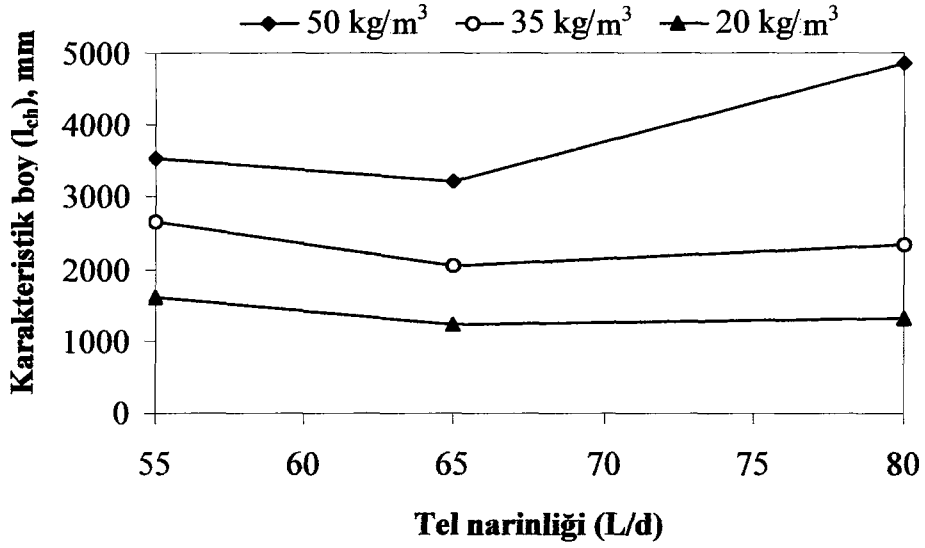
kırılma enerjisi (G_F), elastisite modülü (E) ve tek eksenli çekme dayanımı (f_t') gibi parametrelerden Hilerborg ve diğ. (1976)'nin önerdiği Fiktif Çatlak Modeli'ne (FÇM) göre Denklem (5.4)'deki gibi hesaplanmaktadır. Bu çalışmada, f_t' tek eksenli çekme dayanımının yerine yarma çekme dayanımı (f_{st}) kullanılmaktadır.

$$l_{ch} = \frac{G_F \cdot E}{f_t'^2} \quad (5.4)$$

Çelik tel içeriği ve narinliğinin sünekliğin bir ölçüsü olan karakteristik boya etkisi Tablo 5.8'de, Şekil 5.14 ve 5.15'de gösterilmektedir. Tablo 5.8 ve Şekil 5.14'den görüldüğü gibi, tel narinliği 55 olan ÇTDB'larda tel içeriğinin 20 kg/m^3 'ten 50 kg/m^3 'e artması karakteristik boyda % 120'lik bir artışa neden olmaktadır. Tel narinliği 65 ve 80 olan ÇTDB'larda ise bu artış sırasıyla, % 162 ve % 265'dir. Tablo 5.8 ve Şekil 5.15'den görüldüğü üzere, tel içeriği 50 kg/m^3 olan ÇTDB'larda tel narinliğinin 55'den 80'e artmasıyla karakteristik boyda % 37'lik bir artış, buna karşılık 20 kg/m^3 ve 35 kg/m^3 tel içeriği için karakteristik boyda %20 ve %13'lik bir azalma görülmektedir. Böylece, karakteristik boy arttıkça beton daha sünek davranış sergilemektedir. Elde edilen sonuçlar, çelik tel eklenmesiyle yarı-gevrek davranış gösteren yalın betonun sünek bir davranış gösteren kompozite (ÇTDB'a) dönüştüğünü açık bir şekilde göstermektedir.



Şekil 5.14. Karakteristik boy (l_{ch}) -çelik tel içeriği (V_f) ilişkisi



Şekil 5.15. Karakteristik boy (l_{ch}) - tel narinliği (L/d) ilişkisi

5.10 Optimum Tasarım

5.10.1 Optimum Tasarım Problemine Genel Yaklaşım

Yapı Mühendisinin deneyim ve sezgisine dayanan ve uygulamada yaygın olarak kullanılmakta olan deneme-yanılma yöntemi, mühendisin benzer tasarımlardan elde ettiği bilgilere dayanır; ve normal durumlarda iyi sonuçlar verir, fakat değişik ve yeni ileri atılımların üstesinden gelemez. Bu nedenle, tasarım ve gereksinimlerinde büyük değişiklikler getiren gelişmelerden ötürü, sistematik optimum tasarım yöntemleri konusunda yeniden büyük bir ilginin doğması doğaldır.

Optimizasyon, genel anlamda, bir nesnel fonksiyon (amaç fonksiyonu) için optimum değeri bulma süreci olarak tanımlanabilir. Örneğin, bu süreç beton karışımı tasarımı için uygulandığında amaç fonksiyonu betonun sünekliğinin bir ölçüsü olan karakteristik boy (l_{ch}) olabilir. Optimizasyon sürecinin yer alabileceği bölgeyi sınırlayan kısıtlamalar vardır. Bu kısıtlamalar tasarım ile ilgili pratik ve teorik koşulları yansıtır. Kısıtlamalar ile sınırlanan bölge ise uygun bölge olarak adlandırılır. Böylece, bu bölge içinde seçilecek her tasarım, optimum olmasa da, geçerli olmaktadır. Kısıtlamalar, yan kısıtlamalar ve davranış kısıtlamaları olarak sınıflandırılabilir. Yalın beton göz önüne alındığında yan kısıtlamalar su/çimento oranı, maksimum agrega boyutu, agrega konsantrasyonu gibi mikro yapısal parametreler (tasarım değişkenleri) ile ilgili olabilmektedir. ÇTDB'lar söz konusu

olduğunda bu kısıtlamalara çelik telin narinliği ve içeriği ile ilgili yan kısıtlamalar eklenebilmektedir. Davranış kısıtlamaları ise eşitlik kısıtlamaları ve eşitsizlik kısıtlamaları olarak ikiye ayrılır. Tek eksenli basınç dayanımı (f_c'), tek eksenli çekme dayanımı (f_t') veya net eğilme dayanımı (f_{net}) gibi mekanik özellikler üzerinde yapılacak kısıtlamalar eşitsizlik kısıtlamalarına örnek olabilir. Eşitsizlik kısıtlamalarına diğer bir örnek ise göçme yükü üzerinde yapılan bir kısıtlama gösterilebilir. Malzemenin göçmesini önlemek için gerilme (σ) izin verilen gerilmeyi ($\bar{\sigma}$) aşmamalıdır ($\sigma \leq \bar{\sigma}$ veya $g(x) = \frac{\sigma}{\bar{\sigma}} - 1 \leq 0$). Eşitlik kısıtlaması ise tasarım değişkenlerinin sayısının azaltılması için kullanılır. Örneğin, boru şeklinde bir çelik kolonun optimum tasarımı yapılırken borunun kalınlığı (t) yarı çapının (R) onda biri ($t=0,1R$) kadar ise, tasarım değişkenleri bire (R) indirilebilir. Bu çalışmadan örnek gösterilirse, çelik tel uzunluğu (L) ve çapı (d) gibi iki tasarım değişkeni uzunluk/çap oranı olan narinlik (L/d) kavramı ile ifade edilmekte, böylece değişkenlerin sayısı azaltılabilmektedir.

Beton davranışı doğrusal olmayan bir davranış sergilediği ve mikroyapısal parametrelerin ve mekanik özelliklerin birden fazla oluşu sebebiyle problemi doğrusal olmayan optimizasyon problemi gibi ele almak gerekir. Doğrusal olmayan kısıtlamalı optimizasyon problemi matematiksel olarak aşağıdaki gibi ifade edilebilir:

Minimize veya maksimize edilmeli: $f(X_i)$ amaç fonksiyonu

$$g_j(x) \leq 0 \quad j=1, m \quad \text{eşitsizlik kısıtlamaları} \quad (5.5)$$

$$h_k(x) = 0 \quad k=1, 1 \quad \text{eşitlik kısıtlamaları} \quad (5.6)$$

$$X_i^L \leq X_i \leq X_i^U \quad i=1, N \quad \text{yan kısıtlamalar} \quad (5.7)$$

Burada, $X_i = \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \vdots \\ x_N \end{Bmatrix}$ tasarım değişkenleri, X_i^L ve X_i^U ise yan kısıtlamaların alt ve

üst sınırlarıdır.

Doğrusal olmayan optimizasyon probleminde, optimum değeri arama bölgesini kısıtlayan Denklem (5.5-5.7)'de verilen kısıtlamaları sağlanmak koşuluyla $f(X_i)$ amaç fonksiyonu minimize veya maksimize edilerek X_i tasarım değişkenleri vektörüne dahil olan N tasarım değişkeninin optimum değerleri bulunur (Vanderplaats, 1984). Optimum tasarım, eğer var ise, uygulanan bütün kısıtlamalara uymalıdır. Sonuç olarak, optimum çözüm çok boyutlu uzayda, N tasarım değişkeni varsa N boyutlu uzayda, eşitlikleri gösteren çok boyutlu yüzeylerin kesişme noktalarından birinde bulunur.

5.10.2 Tepki Yüzey Yönetimi ile Tasarım

İstatistik tabanlı TYY ile birden fazla faktörün etkilediği tepki parametrelerinin optimum değeri alması için optimizasyon yapılabilmektedir. TYY deneysel tasarım, regresyon analizi ve optimizasyon gibi yöntemleri birlikte göz önüne almaktadır. Tepki yüzeyi bir veya birkaç tasarım değişkeninin fonksiyonu olan tepkiler sisteminin grafiğidir. Bu grafikler, faktörlerin belli bir tepkiyi nasıl etkilediğini daha açık anlamak için yararlıdır. Tepki yüzeyi, aralarında matematiksel ilişki olan bağımsız değişkenlerle bağımlı değişkenleri aynı anda temsil etmektedir. Bir model kurulmadan optimizasyon problemini çözmek olanaksızdır. Model kurmak için de deneysel verilere gerek vardır.

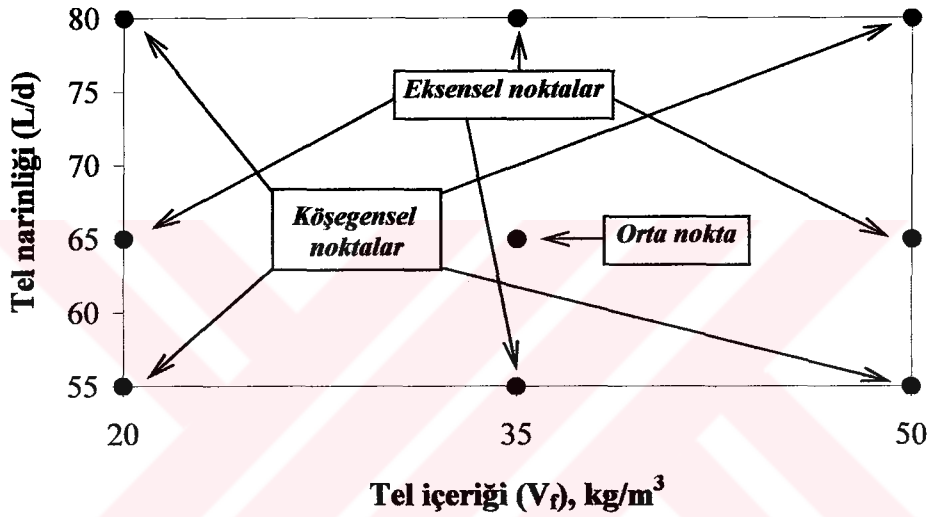
ÇTDB'un süneklik doğrultusunda optimum tasarım için çelik tel narinliği (L/d) ve tel içeriği (V_f) gibi iki faktör belirlendi. Üç-düzeyle iki faktörlü tam deneysel tasarımda bağımlı değişkenler veya tepkiler ise basınç dayanımı (f_c'), yarma çekme dayanımı (f_{st}), net eğilme dayanımı (f_{net}), elastisite modülü (E), özgül kırılma enerjisi (G_F) ve karakteristik boy (l_{ch}) gibi mekanik özelliklerdir. Birbirinden bağımsız iki tasarım değişkeni tel narinliği ($x_1=L/d$) ve tel içeriği ($x_2=V_f$) olarak kabul edilir. Bu çalışmada, herbir bağımsız tasarım değişkeninin alabileceği uygun aralıklar ise aşağıdaki gibi belirlendi:

$$\begin{aligned} 55 \leq L/d \leq 80 \\ 20 \leq V_f \leq 50 \text{ kg/m}^3 \end{aligned} \quad (5.8)$$

Uygun bölgeyi belirten ve denklem (5.8)'de verilen yan kısıtlamalara çelik telin özellikleriyle ilgili aşağıdaki kısıtlamalar da eklenmektedir:

Narinliğin $55 \leq L/d \leq 65$ aralığında $L = 3(L/d) - 135$ mm olup, L ve d'nin aralıkları sırasıyla, $30 \leq L \leq 60$ mm ve $0,55 \leq d \leq 0,92$ mm'dir. Narinliğin $65 \leq L/d \leq 80$ aralığında ise $L = 60$ mm ve $0,75 \leq d \leq 0,92$ mm'dir.

Üç-düzeyle iki faktörlü tam deneysel tasarım ile bir tepki yüzeyi elde edilebilir. İki bağımsız değişken ($N=2$) için tam faktöryel tasarım $2^N = 2^2 = 4$ köşe, $2N=2 \times 2=4$ kenar ve 1 orta nokta olmak üzere, toplam $3^N = 3^2=9$ noktadan oluşmaktadır. ÇTDB'un üç-düzeyle iki faktörlü tam deneysel tasarım şeması Şekil 5.16'da gösterilmektedir.



Şekil 5.16. ÇTDB'un çelik tel narinliği (L/d) ve içeriğine (V_f) göre üç-düzeyle iki faktörlü tam deneysel tasarımı.

Üç-düzeyle iki faktörlü tam deneysel tasarımın yapılması ile herbir tepki (mekanik özellik, yani, f_c' , f_{st} , f_{net} , E, G_F , ve l_{ch}) için tam ikinci dereceli (kuadratik) model kurulabilir. İki bağımsız değişken için, 6 adet b_0 , b_1 , b_2 , b_3 , b_4 ve b_5 katsayısı olan tam ikinci dereceli model genel olarak aşağıdaki gibi ifade edilebilir:

$$y = b_0 + b_1x_1 + b_2x_2 + b_3x_1^2 + b_4x_2^2 + b_5x_1x_2 = b_0 + b_1(L/d) + b_2(V_f) + b_3(L/d)^2 + b_4(V_f)^2 + b_5(L/d)(V_f) \quad (5.9)$$

Denklem (5.9)'daki ikinci dereceden terimler tepki yüzeylerinin eğri şeklinde olduğunu belirtmekte ve tepki yüzeyinin uygun bölgede maksimum veya minimum noktalardan geçtiğini ifade etmektedir (Simon ve diğ., 1999).

5.10.3 Regresyon Analizi

Herbir mekanik özeliğin tepki yüzey biçimini tanımlamak için uygun modelin seçilmesi çok önemlidir. Üç-düzeyle iki faktörlü tam deneysel tasarım ile tam ikinci dereceli (kuadratik) model kurulduktan sonra bazı terimler anlamlı olmayabilir. Söz konusu terimlerin kabul veya reddedilmesine karar vermenin yolu bunların anlamlı olup olmasının test edilmesidir. Bunun için, istatistiksel tabanlı Design-Expert 6.0.7 paket programını kullanarak ÇTDB'un herbir mekanik özeliğine uygun görülen kuadratik model varyans analizi (ANOVA) ile analiz edildi ve geriye adımlama yöntemiyle anlamsız terimler modelden çıkartıldı. Böylece, her bir tepki için uygun modelin seçilmesi süreci aşağıdaki gibi sıralanabilir:

1. Herbir tepki için tam ikinci dereceli model kurulur ve modeldeki herbir katsayı için istatistiksel değerlendirmeler yapılır,
2. Varyans analizi ile $\alpha=0,05$ anlamlılık düzeyinde test edilir. Anlamlılık düzeyinin dışında kalan terimler modele dahil edilmez ve atılır.

Başka bir ifade ile; her bir mekanik özellik için deneysel olarak elde edilen 9 veri kuadratik polinom türü matematiksel modele uydurulur. Parametreler anlamlılık düzeyine göre ayarlanarak kurulan modelle hesaplanan değerler deneysel elde edilen değerlere olabildiğince yakın oluncaya kadar model değiştirilir. Böylece, herbir mekanik özeliğe uydurularak regresyon modeline dahil edilen anlamlı terimlerin katsayıları Tablo 5.9'da verilmektedir.

Tablo 5.9. ÇTDB'un her bir mekanik özeliğine uydurularak regresyon modeline dahil olan anlamlı terimlerin katsayıları.

| Mekanik özellikler | Katsayılar | | | | | | R ² |
|--------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | b ₀ | b ₁ | b ₂ | b ₃ | b ₄ | b ₅ | |
| f _c ' | -530,12 | 17,26 | 0,23 | -0,13 | - | - | 0,9183 |
| f _{st} | -21,68 | 0,84 | -0,04 | -0,006 | 0,001 | - | 0,9735 |
| E | -15,89 | 2,48 | -0,95 | -0,02 | 0,003 | 0,01 | 0,9942 |
| f _{net} | 16,67 | -0,12 | -0,57 | - | 0,005 | 0,005 | 0,9616 |
| G _F | 3542,1 | -33,64 | -146,68 | - | 2,19 | 1,32 | 0,9891 |
| l _{ch} | 21687,6 | -600,43 | -64,72 | 3,94 | - | 2,21 | 0,9563 |

Örneğin, özgül kırılma enerjisine (G_F) uydurulan en uygun regresyon modeli aşağıdaki gibidir:

$$G_F = 3542,1 - 33,64(L/d) - 146,68V_f + 2,19V_f^2 + 1,32(L/d)V_f \quad (5.10)$$

Bu çalışmada, her bir mekanik özellik için anlamlı terimler ($\alpha < 0,05$) modele dahil edilmektedir. Denklem (5.10)'da verilen, G_F 'i ifade eden regresyon modelinde (L/d), V_f , V_f^2 , ve $(L/d)V_f$ gibi terimler anlamlı model terimleridir. Aynı şekilde diğer mekanik özellikler; basınç dayanımı (f_c'), yarma çekme dayanımı (f_{st}), elastisite modülü (E), net eğilme dayanımı (f_{net}) ve karakteristik boy (l_{ch}) için de elde edilen en uygun regresyon modelleri denklem (5.11)-(5.15)'de verilmektedir:

$$f_c' = -530,12 + 17,26(L/d) + 0,23V_f - 0,13(L/d)^2 \quad (5.11)$$

$$f_{st} = -21,68 + 0,84(L/d) - 0,04V_f - 0,006(L/d)^2 + 0,001V_f^2 \quad (5.12)$$

$$E = -15,89 + 2,48(L/d) - 0,95V_f - 0,02(L/d)^2 + 0,003V_f^2 + 0,01(L/d)V_f \quad (5.13)$$

$$f_{net} = 16,67 - 0,12(L/d) - 0,57V_f + 0,005V_f^2 + 0,005(L/d)V_f \quad (5.14)$$

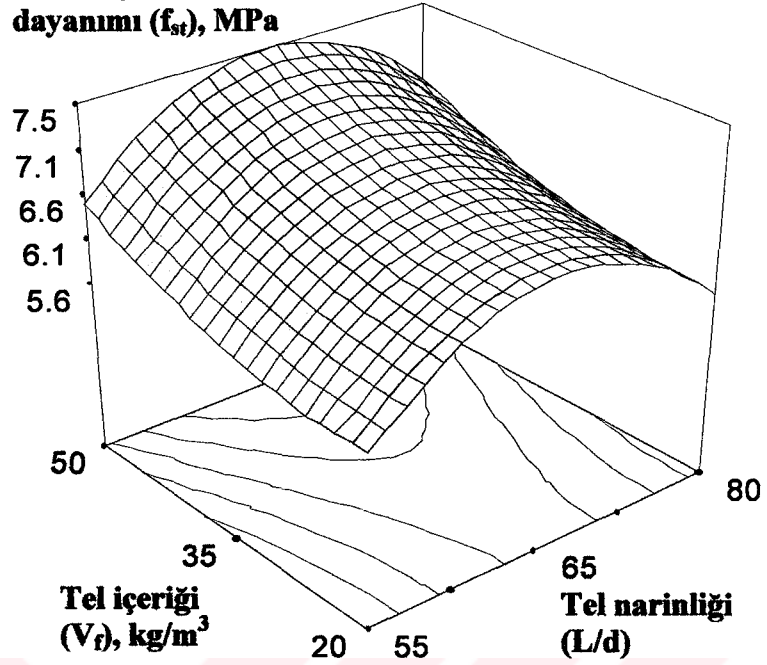
$$l_{ch} = 21687,6 - 600,43(L/d) - 64,72V_f + 3,94(L/d)^2 + 2,21(L/d)V_f \quad (5.15)$$

ÇTDB'ların mekanik özelliklerine ait denklem (5.10)-(5.15)'de verilen regresyon modelleriye hesaplanan değerler deneysel elde edilen değerlerle karşılaştırılmalı olarak Tablo 5.10'da verilmekte olup, f_{st} , f_{net} , G_F , ve l_{ch} gibi mekanik parametrelerin tepki yüzeyleri ise sırasıyla, Şekil 5.17, Şekil 5.18, Şekil 5.19 ve Şekil 5.20'de gösterilmektedir.

Tablo 5.10. ÇTDB'nin her bir mekanik özeliği için deneysel elde edilen ve modelle bulunan değerlerinin karşılaştırılması.

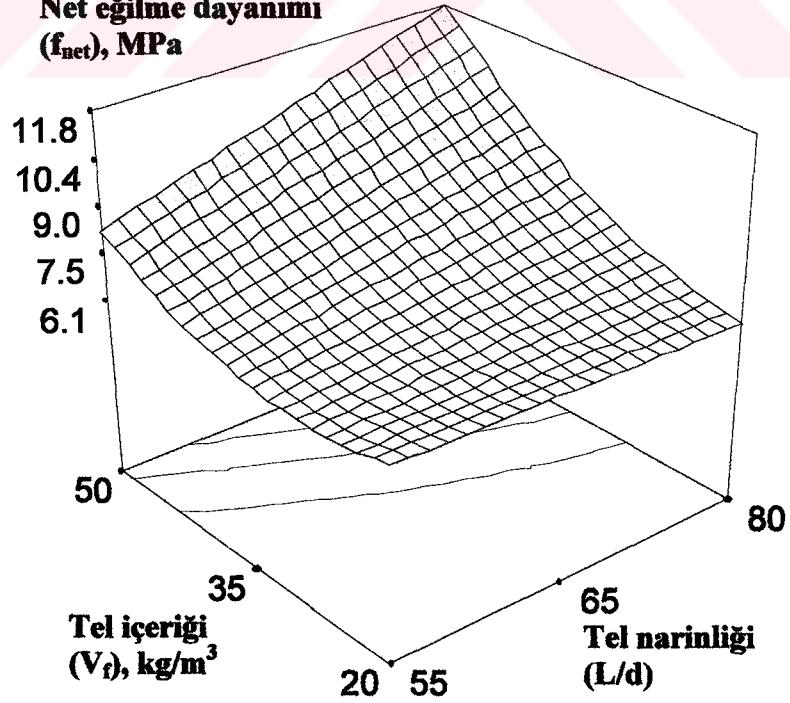
| Tel marifliği (L/d) | Tel iğerliği (V_f), kg/m^3 | Deneysel elde edilen değerler | | | | | | Modelle bulunan değerler | | | | | |
|---------------------|---|--------------------------------|--|--|----------------------------|---------------------------------------|------------------------------------|--------------------------------|--|--|----------------------------|---------------------------------------|------------------------------------|
| | | Basınc dayanımı (f_c), MPa | Yarma çekme dayanımı (f_{st}), MPa | Net eğilme dayanımı (f_{net}), MPa | Elastisite modülü (E), GPa | Özgül kırılma enerjisi (G_F), N/m | Karakteristik boy (l_{ch}), mm | Basınc dayanımı (f_c), MPa | Yarma çekme dayanımı (f_{st}), MPa | Net eğilme dayanımı (f_{net}), MPa | Elastisite modülü (E), GPa | Özgül kırılma enerjisi (G_F), N/m | Karakteristik boy (l_{ch}), mm |
| 80 | 50 | 55,4 | 6,6 | 12,1 | 48,1 | 4371 | 4845 | 57,1 | 6,7 | 11,8 | 48,1 | 4251 | 4523 |
| | 35 | 54,3 | 5,9 | 7,2 | 46,4 | 1793 | 2352 | 53,7 | 6,0 | 7,9 | 46,2 | 2084 | 2841 |
| | 20 | 51,4 | 5,9 | 6,4 | 45,4 | 1024 | 1327 | 50,3 | 5,8 | 6,2 | 45,6 | 900 | 1159 |
| 65 | 50 | 74,4 | 7,6 | 9,5 | 49,1 | 3724 | 3207 | 71,7 | 7,5 | 9,7 | 49,1 | 3767 | 3286 |
| | 35 | 69,3 | 6,8 | 6,9 | 49,5 | 1939 | 2056 | 68,3 | 6,8 | 6,9 | 49,6 | 1896 | 2101 |
| | 20 | 57,3 | 6,4 | 6,7 | 51,7 | 957 | 1224 | 64,9 | 6,6 | 6,4 | 51,3 | 1009 | 917 |
| 55 | 50 | 45,4 | 6,5 | 8,0 | 44,6 | 3368 | 3537 | 50,0 | 6,5 | 8,3 | 44,5 | 3445 | 3448 |
| | 35 | 48,4 | 5,7 | 6,8 | 46,7 | 1851 | 2650 | 46,6 | 5,8 | 6,3 | 46,6 | 1772 | 2595 |
| | 20 | 46,1 | 5,6 | 6,0 | 49,7 | 1011 | 1599 | 43,2 | 5,6 | 6,5 | 49,9 | 1082 | 1742 |

Yarma çekme dayanımı (f_{st}), MPa

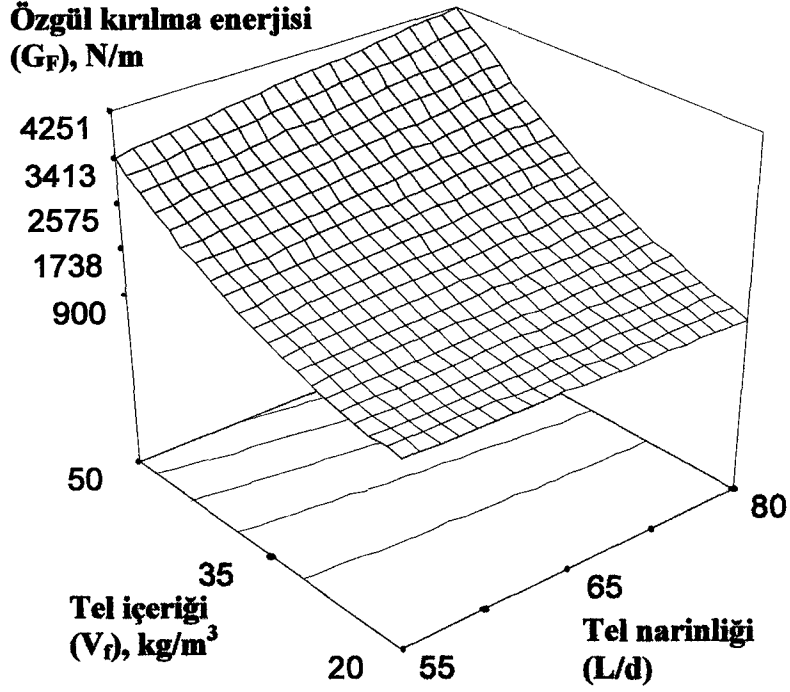


Şekil 5.17. Yarma çekme dayanımının (f_{st}) tel narinliği (L/d) ve tel içeriği (V_f) ile değişimini gösteren tepki yüzeyi.

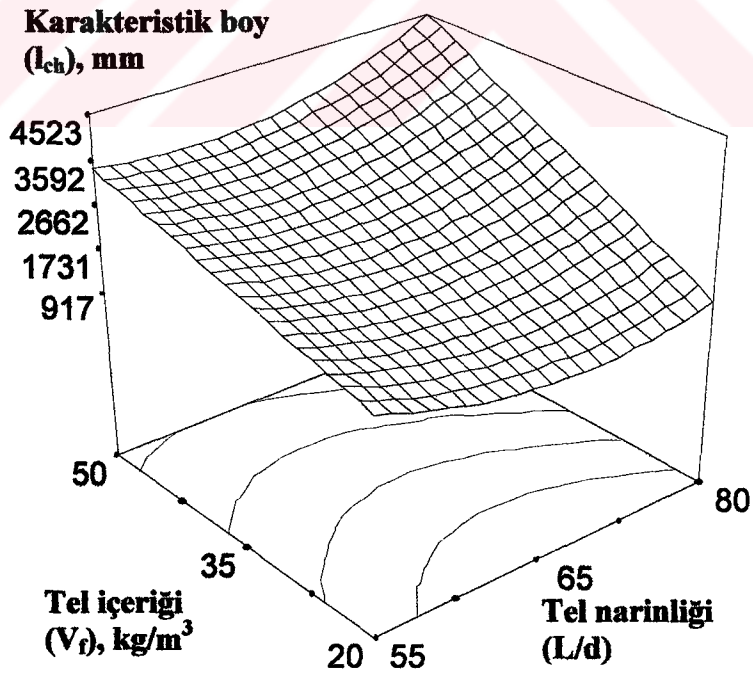
Net eğilme dayanımı (f_{net}), MPa



Şekil 5.18. Net eğilme dayanımının (f_{net}) tel narinliği (L/d) ve tel içeriği (V_f) ile değişimini gösteren tepki yüzeyi.



Şekil 5.19. Özgül kırılma enerjisinin (G_F) tel narinliği (L/d) ve tel içeriği (V_f) ile değişimini gösteren tepki yüzeyi.



Şekil 5.20. Karakteristik boyun (l_{ch}) tel narinliği (L/d) ve tel içeriği (V_f) ile değişimini gösteren tepki yüzeyi.

5.10.4 ÇTDB Karışımının Optimizasyonu

Denklem (5.10) - (5.15)'de verilen, faktörler ve tepkiler (mekanik özellikler) arasında ilişkiyi ifade eden regresyon modelleri kurulduktan sonra karışımı optimize etmek için tüm bağımsız değişkenler (L/d ve V_f) ayrı ayrı ve aynı anda değiştirilebilir. Genelde, iki tepki olduğunda grafiksel optimizasyon teknikleri kullanılmaktadır. Üç ve daha fazla tepki olduğunda ise sayısal optimizasyon teknikleri daha uygundur. Çok amaçlı optimizasyon için genellikle birkaç faktör ve tepkinin olması ve bunların aynı anda göz önüne alınması gerekmektedir. Karışım optimizasyonunda amaç; belli bir veya birkaç tepkinin veya faktörün maksimum veya minimum yapılarak en iyi mekanik özelliklere sahip ve/veya ekonomik olan karışımı bulmaktır.

Beton tasarımcıları çoğu zaman yüksek dayanım ve yüksek süneklik gibi birbiri ile ters orantılı gereksinimlerle karşılaşmışlardır. Bazı deneysel ve sezgisel yaklaşımlara dayanarak ve uygulamada beton tasarımı genellikle, işlenebilirliği de göz önüne alarak basınç dayanımı ilkesine göre yapılır. Böyle bir yaklaşımda betonun gevrekliği ihmal edilir. Halbuki, minimum gevrekliğe sahip beton karışımını elde etmek için yarma çekme dayanımı, net eğilme dayanımı, özgül kırılma enerjisi ve karakteristik boy gibi mekanik ve kırılma özelliklerinin aynı anda maksimum yapılması gerekmektedir. Diğer taraftan, en iyi mekanik özelliklerle birlikte maliyetin de göz önüne alınması tasarruf açısından önemlidir. Bunun için, yarma çekme dayanımı, net eğilme dayanımı, ve karakteristik boy gibi mekanik özelliklerinin aynı anda maksimum, çelik tel içeriğinin ise minimum yapılması gerekmektedir (Bayramov ve diğ., 2004a).

5.10.4.1 Çok Amaçlı Optimizasyon ile ÇTDB'ların Mekanik Özelliklerinin Optimizasyonu

Birden fazla tepkinin aynı anda optimize edilmesi, herbir tepki için hesaplanan arzu edilirlilik fonksiyonunu (d_j) kullanan sayısal optimizasyon teknikleri ile gerçekleştirilebilir. Arzu edilirlilik fonksiyonu $0 \leq d_j \leq 1$ arasında değerler alan amaç fonksiyonu olup, optimizasyonda göz önüne alınan herbir tepki için hesaplanmaktadır (Derringer ve Suich, 1980). Tekil arzu edilirlilik fonksiyonlarının geometrik ortalaması olan amaç fonksiyonu (kompozit arzu edilirlilik) (denklem (5.16)) oluşturularak çok amaçlı optimizasyon problemi çözülebilir. Bunun için,

denklem (5.8)'de tasarım değişkenleri için verilen uygun bölge içinde kalınarak kompozit arzu edilirlilik (D) maksimize edilir:

$$D = (d_1 \times d_2 \times d_3 \times \dots \times d_z)^{\frac{1}{z}} \quad (5.16)$$

burada, z - optimizasyonda göz önüne alınan tepki sayısıdır. Eğer tepkilerden veya faktörlerden her hangi biri arzu edilirlilik sınırının dışında kalırsa D sıfır olur.

Çok amaçlı optimizasyonda her hangi bir tepki için:

- Hedef tepkiyi maksimum yapmak ise tepkinin arzu edilirlilik fonksiyonu (d_j) aşağıdaki gibi belirlenmektedir:

$$d_j = \begin{cases} 0 & Y_j \leq \min f_j \\ \left[\frac{Y_j - \min f_j}{\max f_j - \min f_j} \right]^{w_j} & \text{ve } 0 < d_j < 1, \min f_j < Y_j < \max f_j \\ 1 & Y_j \geq \max f_j \end{cases} \quad (5.17)$$

- Hedef tepkiyi minimum yapmak ise tepkinin arzu edilirlilik fonksiyonu (d_j) aşağıdaki gibi belirlenmektedir:

$$d_j = \begin{cases} 1 & Y_j \leq \min f_j \\ \left[\frac{\max f_j - Y_j}{\max f_j - \min f_j} \right]^{w_j} & \text{ve } 0 < d_j < 1, \min f_j < Y_j < \max f_j \\ 0 & Y_j \geq \max f_j \end{cases} \quad (5.18)$$

burada, d_j , Y_j , $\min f_j$ ve $\max f_j$ sırasıyla, j. tepkinin arzu edilirlilik fonksiyonu, TYY ile bulunan değeri, deneysel elde edilen alt ve üst sınır değerleridir. w_j ise optimizasyonda göz önüne alınan j. tepkinin ağırlık faktörü olup, o tepkiye verilen önemi ifade etmektedir (Myers ve Montgomery, 2002).

Minimum gevrek beton karışımı elde etmek için yüksek yarma çekme dayanımı, yüksek net eğilme dayanımı ve yüksek karakteristik boya gerek vardır. Böylece, bu üç tepki (f_{st} , f_{net} ve l_{ch}) eşit ağırlıklı kabul edilir ($w_j = 1$) ve Tablo 5.11'de verilen tasarım değişkenleri ve mekanik özelliklere ait deneysel alt ve üst sınırları içinde kalınarak aynı anda maksimum yapılır. $z=3$ için denklem (5.16) aşağıdaki gibi olur:

$$D = (d_1 \times d_2 \times d_3)^{\frac{1}{3}} \quad (5.19)$$

Burada, d_1 , d_2 , ve d_3 sırasıyla, çok amaçlı optimizasyonda göz önünde bulundurulmuş ve maksimum yapılması gereken karakteristik boy (l_{ch}), yarma çekme dayanımı (f_{st}) ve net eğilme dayanımı (f_{net}) için denklem (5.17) ile hesaplanmış arzu edilirlilik değerleridir. Bu arzu edilirlilikler ve denklem (5.19) ile hesaplanan D 'in değerleri Tablo 5.12'de karışımlar üzere verilmektedir.

Tablo 5.11. Tasarım değişkenleri ve mekanik özelliklerin alt ve üst sınırları

| | | Alt sınır | Üst sınır |
|-------------------------------------|--|-----------|-----------|
| Tasarım değişkenleri (Faktörler) | Tel narinliği (L/d) | 55 | 80 |
| | Tel içeriği (V_f), kg/m^3 | 20 | 50 |
| Mekanik özellikler (Tepkiler) | Basınç dayanımı (f_c'), MPa | 45,4 | 74,4 |
| | Yarma çekme dayanımı (f_{st}), MPa | 5,6 | 7,55 |
| | Net eğilme dayanımı (f_{net}), MPa | 6,04 | 12,1 |
| | Elastisite modülü (E), GPa | 44,6 | 51,7 |
| | Özgül kırılma enerjisi (G_F), N/m | 957 | 4371 |
| | Karakteristik boy (l_{ch}), mm | 1224 | 4845 |

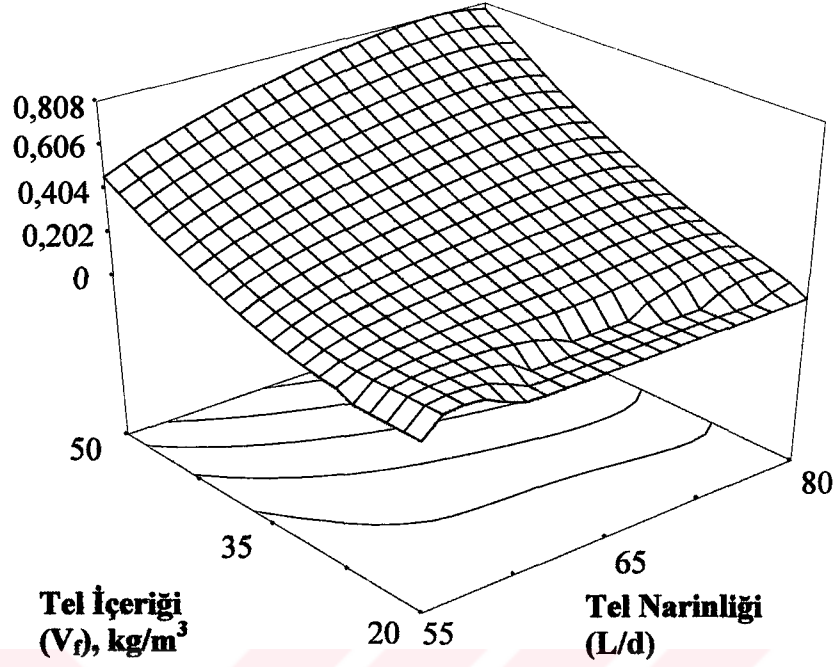
Tablo 5.12. Karakteristik boy, yarma çekme dayanımı ve net eğilme dayanımının arzu edilirlilik fonksiyonu değerleri (d_1 , d_2 , ve d_3).

| Tel narinliği (L/d) | Tel içeriği (V_f), kg/m^3 | Arzu edilirlilik fonksiyonu değerleri | | | |
|------------------------|------------------------------------|---------------------------------------|--------------|--------------|--------------|
| | | d_1 | d_2 | d_3 | D |
| 80 | 50 | 0,911 | 0,555 | 0,943 | 0,781 |
| 80 | 35 | 0,447 | 0,206 | 0,302 | 0,303 |
| 80 | 20 | 0 | 0,080 | 0,024 | 0 |
| 65 | 50 | 0,569 | 0,967 | 0,595 | 0,690 |
| 65 | 35 | 0,242 | 0,618 | 0,145 | 0,279 |
| 65 | 20 | 0 | 0,492 | 0,057 | 0 |
| 55 | 50 | 0,614 | 0,450 | 0,364 | 0,465 |
| 55 | 35 | 0,379 | 0,100 | 0,041 | 0,116 |
| 55 | 20 | 0,143 | 0 | 0,079 | 0 |

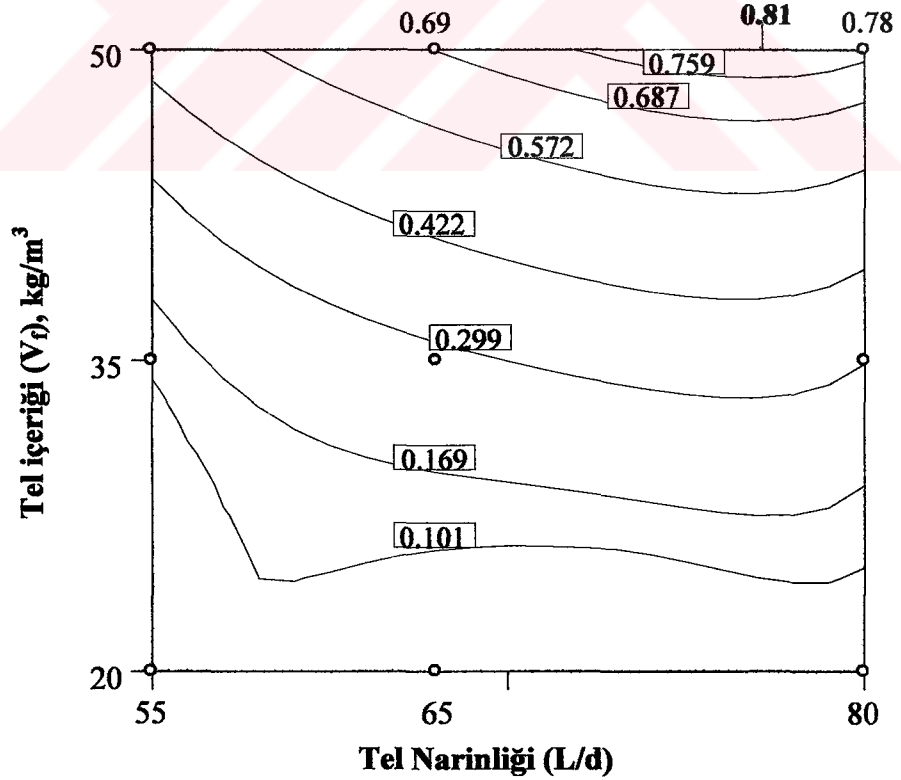
Denklem (5.19)'da verilen çok amaçlı optimizasyonun çözümü Şekil 5.21 ve 5.22'de gösterilmektedir; D 'nin maksimum değerine ($D=0,81$) karşı gelen tasarım değişkenlerinin optimum değerleri $V_f = 50 kg/m^3$ ve $L/d=76,44$ 'tür. Tel narinliğinin $65 \leq L/d \leq 80$ aralığında L ve d 'nin alabileceği değerler $L=60$ mm ve $0,75 \leq d \leq 0,92$ mm olduğundan, $L=60$ mm ve $d=0,785$ mm olarak bulunur. Tasarım değişkenlerinin bu optimum değerlerine karşı gelen tepkilerin tahmin edilen ve 95% güvenlik aralığındaki optimum değerleri ise aşağıdaki gibidir:

$l_{ch}=4068 \pm 415$ mm, $f_{st}=7,1 \pm 0,2$ MPa, $f_{net}=11,3 \pm 0,7$ MPa, $G_F=4136 \pm 237$ N/m, $E=49,2 \pm 0,4$ GPa ve $f_c'=65,7 \pm 4,7$ MPa.

Kompozit arzu edilirlilik (D)



Şekil 5.21. f_{st} , l_{ch} ve f_{net} 'in aynı anda maksimum yapılması halinde kompozit arzu edilirlilik (D)'nin L/d ve V_f ile değişimini gösteren tepki yüzeyi.



Şekil 5.22. f_{st} , l_{ch} ve f_{net} 'in aynı anda maksimum yapılması halinde kompozit arzu edilirlilik (D)'nin L/d ve V_f ile değişimini gösteren tepki yüzeyi izdüşümü.

5.10.4.2 Çok Amaçlı Optimizasyon ile ÇTDB'ların Mekanik Özellikleri ve Maliyetinin Optimizasyonu

Yukarıda elde edilen sonuçlara göre en iyi mekanik özelliklere (sünekliğe) sahip ÇTDB karışımının elde edilmesi için tel içeriği ve narinliğinin optimum değerleri $V_f=50 \text{ kg/m}^3$ ve $L/d=76,44$ 'tür. Bununla birlikte, uygulama açısından kompozitlerin üretiminde kullanılan çelik tellerin maliyeti de önemlidir. Bu yüzden, çelik tel içeriğinin minimum yapılması ekonomik bir ÇTDB karışımı elde edilmesi yönünde yararlıdır. Sayısal optimizasyonda, faktörler de tepkiler gibi kompozit arzu edilirlilik fonksiyonunda (D) ifade edilebilmekte ve çok amaçlı optimizasyon yapılabilmektedir.

Böylece, maksimum sünek ve minimum maliyetli ÇTDB karışımının elde edilmesi için, karakteristik boy (l_{ch}), yarma çekme dayanımı (f_{st}) ve net eğilme dayanımı (f_{net}) gibi mekanik özellikler aynı anda maksimum, çelik tel içeriği (V_f) ise minimum yapılacak şekilde optimum tasarım yapılır. Kırılma enerjisi ve elastisite modülü ise karakteristik boyun hesaplanmasında (denklem (5.4)) göz önüne alındığı için bu mekanik özelliklerin çok amaçlı optimizasyona ayrıca dahil edilmesine gerek kalmamaktadır. Böylece, bu üç tepki (f_{st} , f_{net} ve l_{ch}) ve çelik tel içeriği (V_f) eşit ağırlıklı kabul edilir ($w_{t_j} = 1$) ve Tablo 5.11'de verilen tasarım değişkenleri ve mekanik özelliklere ait deneysel alt ve üst sınırları içinde kalınarak aynı anda optimize edilir. $z=4$ için denklem (5.16)'daki kompozit arzu edilirlilik fonksiyonu (D) aşağıdaki şekli alır:

$$D = (d_1 \times d_2 \times d_3 \times d_4)^{\frac{1}{4}} \quad (5.20)$$

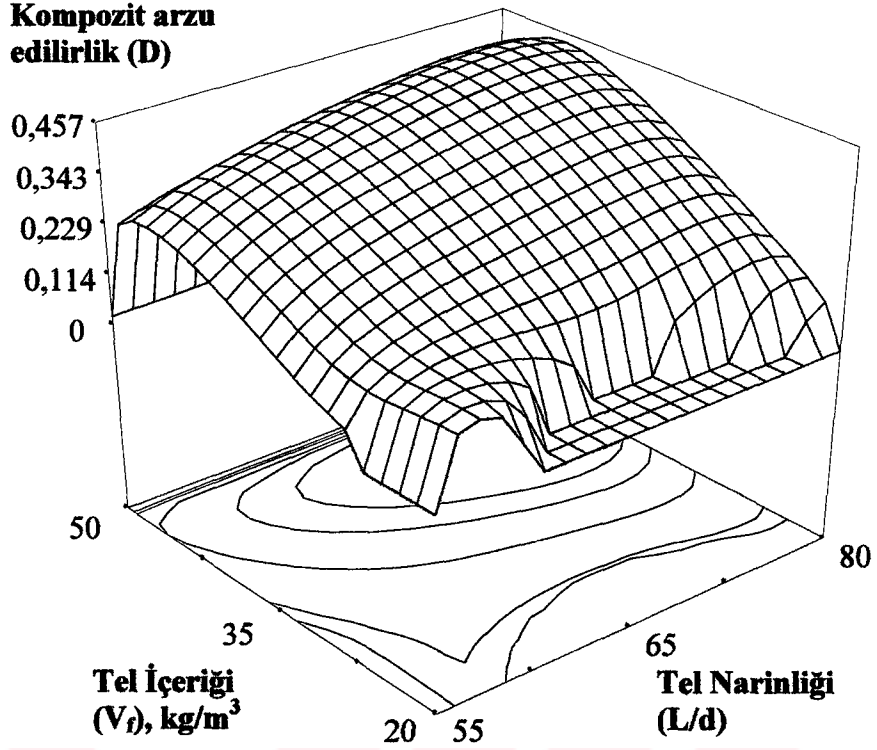
burada, d_1 , d_2 , d_3 ve d_4 sırasıyla, karakteristik boy (l_{ch}), yarma çekme dayanımı (f_{st}), net eğilme dayanımı (f_{net}) ve çelik tel içeriği (V_f) için hesaplanmış arzu edilirlilik fonksiyonlarını ifade etmektedir.

Denklem (5.20)'de verilen çok amaçlı optimizasyonun çözümü, yani l_{ch} , f_{st} ve f_{net} gibi mekanik özellikler maksimum, çelik tel içeriği (V_f) dolayısıyla maliyet minimum olacak şekilde yapılan optimum tasarım için kompozit arzu edilirlilik fonksiyonunun (D) tel içeriği (V_f) ve tel narinliğine (L/d) bağlı olarak değişimi sırasıyla, tepki yüzeyi (Şekil 5.23) ve onun izdüşümü biçiminde (Şekil 5.24) verilmektedir. Bu şekillerden görüldüğü gibi, kompozit arzu edilirliliğin maksimum değeri $D=0,46$ olup

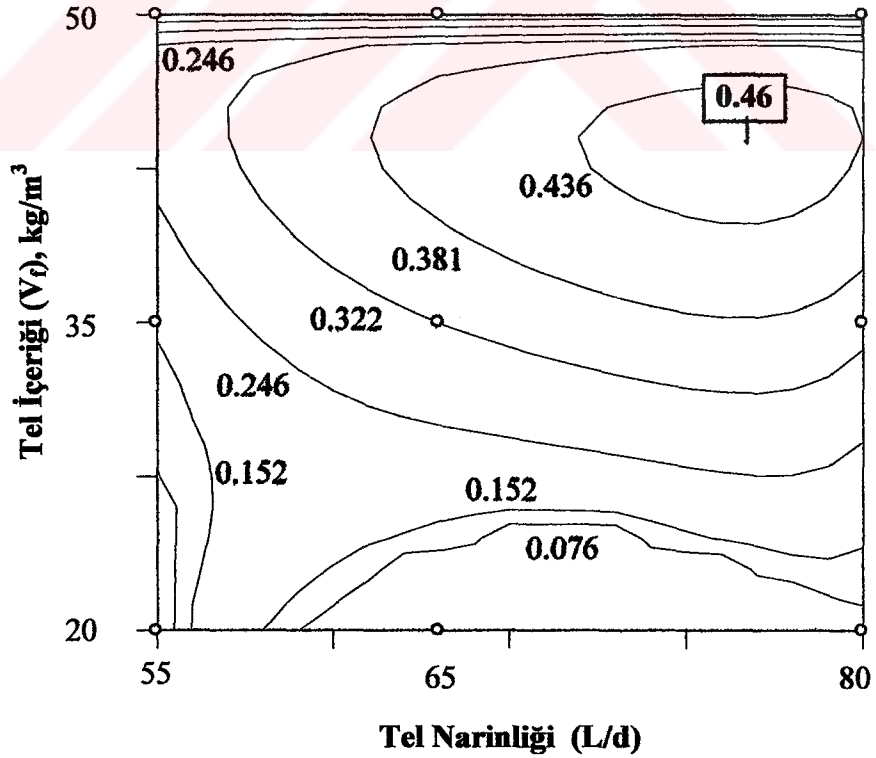
tasarım değişkenlerinin optimum değerleri $V_f=46,1 \text{ kg/m}^3$ ve $L/d=75,87$ 'dir. Tel narinliğinin $65 \leq L/d \leq 80$ aralığında L ve d 'nin alabileceği değerler $L=60 \text{ mm}$ ve $0,75 \leq d \leq 0,92 \text{ mm}$ olduğundan, $L=60 \text{ mm}$ ve $d=0,791 \text{ mm}$ olarak bulunur. Tasarım değişkenlerinin bu optimum değerlerine karşı gelen tepkilerin tahmin edilen ve 95% güvenlik aralığındaki optimum değerleri ise Tablo 5.13'de verilmektedir. Tabloda ayrıca, bu çalışmada kullanılan tel narinliklerin değerlerine ($L/d=55, 65, \text{ ve } 80$) karşı gelen mekanik özelliklerin optimum değerleri de verilmektedir. Tablodan görüldüğü gibi, $L/d=55, 65, \text{ ve } 80$ için maksimum mekanik özellikler ve minimum maliyet veren optimum çelik tel içerikleri (V_f) sırasıyla, $45,5 \text{ kg/m}^3, 44,1 \text{ kg/m}^3 \text{ ve } 44,3 \text{ kg/m}^3$ 'tür.

Tablo 5.13. Çok amaçlı optimizasyon ile elde edilen optimum çözümler.

| | Amaç | Optimum | Çalışmada kullanılan tel narinlikleri için optimum çözümler | | |
|--|----------|----------------|---|----------------|----------------|
| Tel narinliği (L/d) | - | 75,87 | 55 | 65 | 80 |
| Tel içeriği (V_f), kg/m^3 | Minimum | 43,8 | 45,5 | 44,1 | 44,3 |
| Basınç dayanımı (f_c'), MPa | - | $65 \pm 3,8$ | $49,0 \pm 5$ | $70,4 \pm 3,5$ | $55,8 \pm 4,9$ |
| Yarma çekme dayanımı (f_{st}), MPa | Maksimum | $6,8 \pm 0,1$ | $6,2 \pm 0,2$ | $7,2 \pm 0,1$ | $6,4 \pm 0,2$ |
| Net eğilme dayanımı (f_{net}), MPa | Maksimum | $9,4 \pm 0,5$ | $7,4 \pm 0,6$ | $8,3 \pm 0,3$ | $10,0 \pm 0,6$ |
| Elastisite modülü (E), GPa | - | $48,6 \pm 0,3$ | $45,0 \pm 0,4$ | $49,2 \pm 0,2$ | $47,2 \pm 0,4$ |
| Özgül kırılma enerjisi (G_F), N/m | - | 3125 ± 165 | 2847 ± 195 | 2905 ± 117 | 3310 ± 209 |
| Karakteristik boy (l_{ch}), mm | Maksimum | 3359 ± 310 | 3196 ± 422 | 2815 ± 265 | 3883 ± 415 |
| Kompozit arzu edilirlilik (D) | | 0,457 | 0,278 | 0,402 | 0,436 |



Şekil 5.23. f_{st} , l_{ch} ve f_{net} 'in maksimum, V_f 'in ise aynı anda minimum yapılması halinde kompozit arzu edilirlık (D)'nin L/d ve V_f ile değişimini gösteren tepki yüzeyi.



Şekil 5.24. f_{st} , l_{ch} ve f_{net} 'in maksimum, V_f 'in ise aynı anda minimum yapılması halinde kompozit arzu edilirlık (D)'nin L/d ve V_f ile değişimini gösteren tepki yüzeyi izdüşümü.

5.11 Sonuçlar

Geleneksel ÇTDB'larla ilgili yapılan deneysel çalışmalardan, istatistiksel tepki yüzey yöntemi (TYY) kullanılarak yapılan deneysel tasarım ve optimum ÇTDB karışımının belirlenmesi için yapılan çok amaçlı optimizasyondan varılan sonuçlar aşağıdaki gibi sıralanabilir:

- Elastisite modülüne elik telin etkisi azdır. Elastisite modülü ÇTDB'larda normal betonunkine oranda az da olsa düşüş göstermektedir.
- Basınç dayanımına elik telin etkisi belirgin olmayıp, dar bir aralıkta değişmektedir. elik tel içeriğinin etkisi narinliği 65 olan tellerle donatılmış betonlarda belirgin olup, elik tel içeriğinin 20 kg/m^3 'den 50 kg/m^3 'e artması ile basınç dayanımında %30 artış sağlanmaktadır. Bununla birlikte, tel narinliği 80 ve 55 olan tellerle donatılmış betonlarda tel içeriğindeki artma basınç dayanımını az değiştirmektedir. Basınçta, elik telin çapı ve muhtemelen beton içindeki yönü önemli rol oynayabilir. Diğer taraftan, elik telin betona eklenmesinin basınç dayanımından çok basınç göçmesindeki sünekliliğin artmasına etki edebilir.
- ÇTDB'un yarma çekme dayanımı, normal betonunkinden yüksek olup tel içeriğindeki artma ile artış göstermektedir. Bu artış, basınç dayanımında olduğu gibi tel narinliği 65 olan ÇTDB'lar için daha belirgindir. Narinliği 65 olan tellerin matristen sıyrıldığı ve kırılmadığı, bununla birlikte, narinliği 80 olan tellerin ise iki parçaya ayrılarak kırıldığı gözlendi. Böyle bir sonuç, narinliği 65 olan tellerin kesitinin narinliği 80 olanlara göre daha fazla olduğundan elde edilmiş olabilir. ÇTDB'un matris dayanımı yüksek dayanımlı (yaklaşık 60 MPa) olduğundan, narinliğin 80 olması halindeki davranışta beton ve elik tel arasında mekanik uyumsuzluk önemli rol oynayabilir. Bu nedenle, yüksek dayanımlı betonda yüksek çekme dayanımına (2000 MPa) sahip elik tellerin kullanılması ve matris ile elik telin bir birine uyumunun daha kapsamlı incelenmesi önerilmektedir.
- elik tel içeriğinin artması betonun özgül kırılma enerjisinde önemli derecede artışlara sebep olmaktadır. Tel narinliğinin etkisinin tel içeriğine bağlı olduğu ve düşük tel içerikli (20 ve 35 kg/m^3) ÇTDB'larda narinliğin etkisinin az olduğu, ancak yüksek tel içeriğinde (50 kg/m^3) ÇTDB'da kırılma enerjisinin tel narinliğindeki artışla belirgin biçimde arttığı sonucuna varılmaktadır. Böylece, 80 narinlikli ve 50 kg/m^3 tel içeren ÇTDB kirişte 5 mm'lik sehime kadar hesaplanan

özgül kırılma enerjisi yalın betonun tüm kırılma enerjisinin yaklaşık 50 katı kadar bir değere varmaktadır. Kırılma enerjisindeki bu artışa neden olarak kırılma sürecinde tellerin sıyrılması gösterilebilir.

- Betonun sünekliğinin bir ölçüsü olan karakteristik boy da tel içeriğindeki artma ile artış göstermektedir. 65 narinlikli çelik tel içeren betonların basınç ve yarma çekme dayanımları yüksek olduğundan daha gevrek davranış gösterdikleri, yani düşük karakteristik boya sahip oldukları saptandı. Varılan sonuçlar, çelik telin eklenmesiyle yarı-gevrek davranış gösteren normal betonun nasıl sünek bir davranış gösteren kompozite (ÇTDB) dönüştüğünü açık bir şekilde göstermektedir. Böylece, sünek bir beton elde etmek için işlenebilirliği de göz önünde bulundurarak tel içeriğinin ve tel narinliğinin en büyük seçilmesi gerekmektedir.
- Kancalı uçlu çelik tel donatılı kirişin kırılma türü sünek olup bazı numunelerde 10 mm'lik sehim durumunda bile numunenin iki parçaya ayrılmadığı görüldü. Normal (donatısız) beton kiriş ise tipik olarak gevrek davranış sergilemekte ve aniden kırılmaktadır.
- Net eğilme dayanımı çelik tel içeriğine bağlı olarak artmaktadır. 80 narinlikli ve 50 kg/m^3 tel içerikli ÇTDB kirişte maksimum yük yalın kirişin maksimum yükünün 2 katı olup, normal betonun sahip olduğu eğilme dayanımının 2 katı kadar bir değere ulaşmaktadır.
- ÇTDB'larda tel narinliği ve içeriğini değiştirerek istenilen mekanik özellikler için optimum çözümleri elde etmek mümkün olabilmektedir.
- Çelik tel donatıların betonda kullanılması yapının performansı açısından belirgin gelişmelere neden olmaktadır. Ancak, yapı ve inşaat endüstrisi malzeme maliyetine çok duyarlıdır. Maksimum yapı performansı ve pahalı malzemenin minimum miktarda kullanılması için deneme-yanılma yaklaşımı yerine sistematik malzeme karışımı optimizasyonunun yapılması gerekir.
- ÇTDB'ların mekanik özellikleri üç-düzeyle iki faktörlü tam deneysel tasarım ve Tepki Yüzey Yöntemi sayesinde çelik tel narinliği ve içeriğinin çalışmada belirtilen aralıklarının (uygun bölgenin) herbir noktasında incelenebilmektedir.
- ÇTDB'ların her bir mekanik özeliği için ikinci dereceden (kuadratik) polinom şeklinde kurulan ve anlamsız terimleri çıkartılan regresyon modellerin R^2

değerleri 0,95'ler mertebesinde ve tahmin gücü tatmin edici olup, modelle bulunan değerler deneysel elde edilen değerlere yakındır.

- Arzu edilirlilik fonksiyonu (d_j) kullanılarak yapılan çok amaçlı ve sayısal optimizasyon, ÇTDB'ların maksimum süneklik (minimum gevreklik) ve minimum maliyet gibi kriterlerinin karşılanması yönünde iyi bir yaklaşımdır.
- Minimum gevrek ÇTDB karışımı elde etmek için yarma çekme dayanımı, karakteristik boy ve net eğilme dayanımı gibi mekanik özelliklerin maksimum olması gerekmektedir. Bu mekanik özellikler açısından yapılan çok amaçlı optimizasyondan tasarım değişkenlerinin elde edilen optimum değerleri $V_f=50\text{kg/m}^3$ ve $L/d=76,44$ 'tür. Çalışmada kullanılan tel narinliklerinden ise 80 olanları ile 50 kg/m^3 tel içeriğinde mekanik özellikler açısından optimum değerler elde edilmektedir.
- Çimento esaslı çelik tel donatılı kompozitlerin üretiminde ve uygulamada kullanılan çelik tellerin maliyeti de önemli olduğundan, çelik tel içeriğinin minimum yapılması ekonomik bir ÇTDB karışımı elde edilmesi açısından yararlıdır. Karakteristik boy, yarma çekme dayanımı ve net eğilme dayanımı gibi mekanik özelliklerin maksimum, çelik tel içeriği ise minimum olacak şekilde yapılan optimizasyondan optimum tel içeriğinin $46,1\text{ kg/m}^3$, narinliğinin ise $75,87$ olduğu sonucuna varılmaktadır. Ayrıca, çalışmada kullanılan tel narinlikleri sınırlı olduğundan ($L/d=55; 65; \text{ve } 80$) bunlar içerisinde kompozit arzu edilirlilik değerinin en büyük olanı ($D=0,436$) tel narinliği $L/d=80$ olup, çelik tel içeriğinin $V_f =44,3\text{ kg/m}^3$ değerinde hem maksimum süneklik ve hem de minimum maliyet elde edilmektedir. Çelik tel narinliği 65 ve 55 olan ÇTDB'larda ise maksimum kompozit arzu edilirlilik ve optimum tel içeriği değerleri sırasıyla, $D=0,402$ ve $D=0,278$; $V_f=44,1\text{ kg/m}^3$ ve $V_f=45,5\text{ kg/m}^3$ 'tür.
- İleri çalışmalarda, tasarım değişkenlerinin belirlediği uygun bölgenin geniş tutulması (örneğin, tel içeriğinin $80-100\text{ kg/m}^3$ 'e çıkartılması) ve işlenebilirliğin de bir tepki gibi optimizasyona dahil edilmesiyle çok amaçlı bir optimizasyon yapılabilir.

6. GENEL SONUÇLAR

Tez çalışması kapsamında yapılan deneysel ve teorik çalışmalardan elde edilen genel sonuçlar aşağıda verilmektedir:

- Yüksek dayanımlı yalın betonda elastisite modülü, yarma çekme dayanımı, maksimum yük, net eğilme dayanımı, etkin kırılma tokluğu, kırılma enerjisi ve karakteristik boy gibi mekanik ve kırılma parametreleri agrega konsantrasyonu arttıkça önemli derecede artış göstermektedir. Basınç dayanımı ise dar bir aralıkta değişerek çimento hamurundan agrega konsantrasyonunun $0,45 \text{ m}^3/\text{m}^3$ değerine kadar azalmakta, daha sonra $0,68 \text{ m}^3/\text{m}^3$ 'e kadar ise artma eğilimi göstermektedir.

Betonun kırılmasında toklaşma mekanizmaları çok önemli olup, kırılma parametrelerinin saptanmasında göz önüne alınabilmektedir. Toklaşma mekanizmalarından herhangi birinin çalışması diğerlerinin varlığına veya etkinliğine etki edebilir; böylece, çatlak sapması mekanizmasının işlemesi kapan mekanizmasının çalışmasını önlemesi olasıdır. Matristeki mikro çatlakların varlığı ise mikro çatlak kalkanağına yol açsa da, çatlak sapması mekanizmasını olumsuz etkileyebilmektedir. Bu çalışmada, eğilme deneyinden sonra beton kirişlerin kırılan yüzeyleri incelenmiş ve betonlar yüksek dayanımlı ($\approx 75 \text{ MPa}$) olduğundan ve güçlü agrega/matris arayüzeyinden dolayı kırılmanın agregaların içinden gerçekleştiği görüldü. Böylece, bu betonlarda çatlak sapması ve arayüzeylerin çatlamağı mekanizmalarının çalışmadığı ve çatlak kapanı ve çatlak yüzü sıkıştırma (agrega köprülenmesi) gibi toklaşma mekanizmalarının çalıştığı sonucuna varıldı ve betonun etkin kırılma tokluğunun belirlenmesinde göz önüne alındı.

Sertleşmiş çimento hamurunun kırılma tokluğu ve elastisite modülü, betonun ise elastisite modülü, tek eksenli çekme dayanımı ve kırılma enerjisi uygun mezo-mekanik bağıntılar kullanılarak tahmin edilip hesaplanan değerlerin deneysel elde edilen değerlerle iyi bir uyum içinde olduğu söylenebilir. Belirli bir su/çimento oranına sahip hamura granülometrisi belli agrega katarak gevrek bir matrisin sünek bir kompozite (betona) dönüştüğü ve bu sünekliğin agrega konsantrasyonu arttıkça

da arttığı deneysel ve mezo-mekanik modellemeden elde edilen sonuçlardan görülmektedir (Bölüm 3).

- Yük-sehim eğrisi 5 mm’de kesilse de kirişin enerji yutma kapasitesi kıyaslama için yeterlidir. Kancalı uçlu çelik telin betona eklenmesi ile özgül kırılma enerjisi önemli ölçüde artmakta olup, tel narinliği ve tel içeriğinin yüksek değerlerinde bu eğilim daha da belirgindir. Tel içeriğinin artmasıyla hem tokluk hem de I_5 , I_{10} ve I_{20} gibi tokluk indisleri ve $R_{5,10}$ ve $R_{10,20}$ gibi kalıcı dayanım faktörleri artmakta olup tel narinliğinin yüksek değerlerinde daha fazla yutulan enerji elde edilmektedir. ÇTDB kiriş numunenin ilk çatlak sehiminin birkaç katı kadar sehim yapmasına karşın ilk çatlak dayanımının ortalama %85’ine halen sahiptir ve hasar derecesi düşüktür. ÇTDB’ların kalıcı dayanım faktörüne göre sınıflandırılmasında ise “mükemmel” (IV.) sınıfına karşı gelmektedir (Bölüm 4).
- Genelde, çelik telin betonun basınç dayanımını ve elastisite modülüne etkisi belirgin değildir. Çalışmada, çelik tel içeriğinin etkisi narinliği 65 olan tellerle donatılmış betonlarda belirgin olup, çelik tel içeriğinin 20 kg/m^3 ’den 50 kg/m^3 ’e artması ile basınç dayanımında %30 artış sağlanmaktadır. Bununla birlikte, tel narinliği 80 ve 55 olan tellerle donatılmış betonlarda tel içeriğindeki artışın basınç dayanımına etkisi azdır. Basınçta, çelik telin çapı ve muhtemelen beton içindeki yönü önemli rol oynayabilir. Diğer taraftan, çelik telin betona eklenmesinin basınç dayanımından çok basınç göçmesindeki sünekliğin artmasına etki edebilir.

ÇTDB’un yarma çekme dayanımı, normal betonunkinden yüksek olup tel içeriğindeki artma ile artış göstermektedir. Bu artış, basınç dayanımında olduğu gibi tel narinliği 65 olan ÇTDB’lar da daha belirgindir. Eğilme deneyi bitiminden sonra yapılan incelemede, narinliği 65 olan tellerin matristen sıyrıldığı ve kırılmadığı, bununla birlikte, narinliği 80 olan tellerin ise iki parçaya ayrılarak kırıldığı gözlenmiştir. Böyle bir davranış narinliği 65 olan tellerin kesitinin narinliği 80 olanlara göre daha fazla olduğundan elde edilmiş olabilir. ÇTDB’un matrisi yüksek dayanımlı (yaklaşık 60 MPa) olduğundan, narinliğin 80 olması halinde beton ve çelik tel arasında mekanik uyumsuzluk önemli rol oynayabilir. Bu nedenle, yüksek dayanımlı betonda yüksek çekme dayanımına (2000 MPa) sahip çelik tellerin kullanılması ve matris ile çelik telin birbirine uyumunun daha kapsamlı incelenmesi önerilmektedir.

Çelik tel içeriğinin artması betonun özgül kırılma enerjisinde önemli derecede artışlara neden olmaktadır. Tel narinliğinin etkisinin tel içeriğine bağlı olduğu ve düşük tel içerikli (20 ve 35 kg/m³) ÇTDB'larda narinliğin etkisinin az olduğu, ancak yüksek tel içeriğinde (50 kg/m³) ÇTDB'da kırılma enerjisinin tel narinliğindeki artışla belirgin biçimde arttığı sonucuna varılmaktadır. Böylece, 80 narinlikli ve 50 kg/m³ tel içeren ÇTDB kırıntıda 5 mm'lik sehime kadar hesaplanan özgül kırılma enerjisi yalın betonun tüm kırılma enerjisinin yaklaşık 50 katı kadardır. Kırılma enerjisindeki bu artışın nedeni olarak kırılma sürecinde tellerin sıyrılması gösterilebilir.

Betonun sünekliğinin bir ölçüsü olan karakteristik boy da tel içeriğindeki artma ile artış göstermektedir. 65 narinlikli çelik tel içeren betonların basınç ve yarma çekme dayanımları yüksek olduğundan daha gevrek davranış gösterdiği, yani düşük karakteristik boya sahip olduğu saptanmıştır. Varılan sonuçlar, çelik telin eklenmesiyle yarı-gevrek davranış gösteren normal betonun nasıl sünek bir davranış gösteren kompozite (ÇTDB) dönüştüğünü açık bir şekilde göstermektedir. Böylece, sünek bir beton elde etmek için tel içeriğinin ve tel narinliğinin en büyük seçilmesi gerekmektedir.

Net eğilme dayanımı çelik tel içeriğine bağlı olarak artmaktadır. 80 narinlikli ve 50 kg/m³ tel içerikli ÇTDB kırıntıda normal betonun sahip olduğu net eğilme dayanımının 2 katı kadar bir değere ulaşılmıştır. Böylece, ÇTDB'larda tel narinliği ve içeriği değiştirerek istenilen mekanik özellikler için optimum çözümleri elde etmek mümkün olabilmektedir (Bölüm 5).

- Kısa kesilmiş çelik tellerin betonda kullanılması yapının performansı açısından önemli gelişmelere neden olmaktadır. Ancak, yapı ve inşaat endüstrisi malzeme maliyetine çok duyarlıdır. Maksimum yapı performansının elde edilmesi ve çelik telin minimum miktarda kullanılması için geleneksel deneme-yanılma yaklaşımı yerine sistematik malzeme karışımı optimizasyonunun yapılması gerekir.

Üç-düzeyle iki faktörlü tam deneysel tasarım, Tepki Yüzey Yöntemi ve ikinci dereceden (kuadratik) polinom şeklinde kurulan ve anlamsız terimleri çıkartılan regresyon modelleri sayesinde çelik tel narinliği ve içeriğinin belirlediği uygun bölgenin ($55 \leq L/d \leq 80$ ve $20 \leq V_f \leq 50 \text{ kg/m}^3$) her bir noktasında ÇTDB'ların her bir mekanik özeliği incelenebilmekte ve değerleri tahmin edilebilmektedir.

Minimum gevrek ÇTDB karışımı elde etmek için yarma çekme dayanımı, karakteristik boy ve net eğilme dayanımı gibi mekanik özelliklerin maksimum olması yönünde yapılan çok amaçlı optimizasyondan tasarım değişkenlerinin elde edilen optimum değerleri $V_f=50 \text{ kg/m}^3$ ve $L/d=76,44$ 'tür. Çalışmada kullanılan tellerden narinliği 80 ve tel içeriği 50 kg/m^3 olan betonlarda mekanik özellikler açısından optimum değerler elde edilmektedir. Bununla birlikte, ÇTDB'ların üretiminde ve uygulamada kullanılan çelik tellerin maliyeti de önemli olduğundan, çelik tel içeriğinin minimum yapılması ekonomik bir ÇTDB karışımı elde edilmesi açısından yararlıdır. Karakteristik boy, yarma çekme dayanımı ve net eğilme dayanımı gibi mekanik özellikler maksimum, çelik tel içeriği (maliyet) ise minimum olacak şekilde yapılan optimizasyondan optimum tel içeriği $46,1 \text{ kg/m}^3$, narinliği ise 75,87 bulundu. Ayrıca, çalışmada kullanılan tel narinlikleri sınırlı olduğundan ($L/d=55, 65, \text{ ve } 80$) bunlar içerisinde tel narinliğinin $L/d=80$ ve çelik tel içeriğinin $V_f=44,3 \text{ kg/m}^3$ değerinde hem maksimum süneklik ve hem de minimum maliyet elde edilmektedir. Çelik tel narinliği 65 ve 55 olan ÇTDB'larda ise optimum tel içeriği değerleri sırasıyla, $V_f=44,1 \text{ kg/m}^3$ ve $V_f=45,5 \text{ kg/m}^3$ 'tür.

İleri çalışmalarda, daha sünek beton elde etmek için tasarım değişkenlerinin belirlediği uygun bölgenin geniş tutulması (örneğin, tel içeriğinin $80-100 \text{ kg/m}^3$ 'e çıkartılması) ve işlenebilirliğin de bir tepki parametresi gibi optimizasyona dahil edilmesiyle çok amaçlı bir optimizasyon yapılabilir (Bölüm 5).

KAYNAKLAR

- ACI Committee 544**, 1988. Design considerations for steel fiber reinforced concrete, *ACI Structural Journal*, **85**, 563-580.
- ACIFC**, 1999. Steel fibre reinforced concrete industrial ground floors, *An Introductory Guide, Association of Concrete Industrial Flooring Contractors (ACIFC)*, Warwickshire, UK.
- Alaee, F.J., Benson, S.D.P. and Karihaloo, B.L.**, 2001. High-performance fiber-reinforced cementitious composites for retrofitting, *Proceedings of the 3rd International Conference on Technology Convergence in Composites Application*, Sydney, Australia, February 5-9, 1-10.
- Alaee, F.J.**, 2002. Retrofitting of concrete structures using high performance fibre reinforced cementitious composite, *PhD Thesis*, Department of Civil Engineering, Cardiff University, Cardiff.
- Alexander, M.G.**, 1993. From nanometres to gigapascals cementing future, *Inaugural Lecture*, University of Cape Town, Cape Town, South Africa.
- Amparano, F.E., Xi, Y. and Roh, Y.-S.**, 2000. Experimental study on the effect of aggregate content on fracture behaviour of concrete, *Engineering Fracture Mechanics*, **67**, 65-84.
- ASTM**, 1997. Standard test method for flexural toughness and first-crack strength of steel fibre reinforced concrete (using beam with third-point loading), *ASTM C 1018-97*, Philadelphia, USA.
- Aydöner, T.**, 2002. Çelik tel takviyeli betonların mekanik davranışı, *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Bache, H.H.**, 1981. Densified cement ultra-fine particle-based materials, Report 40, Aalborg Portland, Denmark.
- Bache, H.H.**, 1986. Fracture mechanics in design of concrete and concrete structures, in *Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete*, p. 577-586, Eds. Wittmann, F.H., Elsevier Science Publishers, Amsterdam.
- Balaguru, P., Narahari, R. and Patel, M.**, 1992. Flexural toughness of steel fibre reinforced concrete, *ACI Materials Journal*, **89** (6), 541-546.

- Banthia, N. and Trottier J.F.**, 1995. Concrete reinforced with deformed steel fibres. Part II: Toughness characterization, *ACI Materials Journal*, **92** (2), 146-154.
- Barros, J.A.O. and Figueiras, J.A.**, 1999. Flexural behaviour of SFRC: Testing and modelling, *Journal of Materials in Civil Engineering*, **11** (4), 331-339.
- Bayramov, F., Mestanzade, N., Taşdemir, C. ve Taşdemir, M.A.**, 2001. Çimento esaslı kompozit malzemelerin optimum tasarımı, *XII. Ulusal Mekanik Kongresi*, Konya Selçuk Üniversitesi, Konya, 10-14 Eylül, s. 157-168.
- Bayramov, F., Taşdemir, C. and Taşdemir, M.A.**, 2002. Optimum design of cement-based composite materials using statistical response surface method, *Proceedings of the 5th International Congress on Advances in Civil Engineering*, Istanbul Technical University, Istanbul, Turkey, September 25-27, 725-734.
- Bayramov, F., Taşdemir, C. and Taşdemir, M.A.**, 2004a. Optimisation of steel fibre reinforced concretes by means of statistical response surface method, *Cement and Concrete Composites*, (in press).
- Bayramov F., İlki A., Taşdemir C., Yerlikaya M., Taşdemir M.A. and Yerlikaya M.**, 2004b. SFRCs for concrete roads in heavily trafficked situations, *The 9th International Symposium on Concrete Roads*, Istanbul, Turkey, April 4-7.
- Bayramov, F., Taşdemir, M.A. and Karihaloo, B.L.**, 2004c. Effect of aggregate volume fraction on the fracture properties of concrete, (in preparation).
- Bazant, Z.P.**, 1984. Size effect in blunt fracture: concrete, rock, metal, *ASCE Engineering Mechanics*, **110** (4), 518-535.
- Betterman, L. R., Ouyang, C. and Shah, S. P.**, 1995. Fiber-matrix interaction in microfiber-reinforced mortar, *Advanced Cement Based Materials*, **2**, 53-61.
- Birchall, J.D., Howard, A.J. and Kendall, K.**, 1981. Flexural strength and porosity of cements, *Nature*, **289**, 388-390.
- Bonneau, O., Lachemi, M., Dallaire, E., Dugat, J. and Aitcin, P-C.**, 1997. Mechanical properties and durability of two industrial reactive powder concretes, *ACI Materials Journal*, **94** (4), 286-290.
- Brandt, A.M.**, 1995. Cement –Based Composites: Materials, Mechanical Properties and Performance, E & FN Spon, London.
- Brühwiler, E., Broz, J.J. and Saouma, V.E.**, 1991. Fracture model evaluation of dam concrete, *Journal of Materials in Civil Engineering*, **3**, 235-251.
- CEB-FIP Model Code 1990**, 1991. Bullation D'Information No.23, Ceb, Lausanne, Switzerland.

- Derringer, G. and Suich, R., 1980.** Simultaneous optimization of several response variables, *Journal of Quality Technology*, **12** (4), 214-219.
- Dugat, J., Roux, N. and Bernier, G., 1996.** Mechanical properties of reactive powder concretes, *Materials and Structures*, **29**, 233-240.
- Ekincioglu, Ö., 2003.** Karma lif içeren çimento esaslı kompozitlerin mekanik davranışlarının incelenmesi-bir optimum tasarım, *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Eren, Ö. and Çelik, T., 1997.** Effect of silica fume and steel fibers on some properties of high-strength concrete, *Construction and Building Materials*, **11** (7-8), 373-382.
- Falkner, H., Teutsch, N. and Klinkert, H., 1999.** Performance classes of steel fiber reinforced concretes, *Institute of Building Materials Laboratory Technical Report*, Technical University of Braunschweig, Braunschweig, Germany, (in German).
- Feylessoufi, A., Villieras, F., Michot, L.J., De Donato, P., Cases, J.M. and Richard, P., 1996.** Water environment and nanostructural network in a reactive powder concrete, *Cement and Concrete Composites*, **18**, 23-29.
- Fiber, K.T., Evans A.G. and Drory, M.D., 1983.** A statistical analysis of crack deflection as a toughening mechanism in ceramic materials, in *Fracture Mechanics of Ceramics*, **6**, p. 77-91, Eds. Brandt, R.C. et al., Plenum Press, New York.
- Fritz, C., 1991.** Tensile testing of SIFCON, *Proceedings of the 1st International Workshop on HPRCCs*, Mainz, Germany, June 23-26, 518-528.
- Gao, J., Sun, W. and Morino, K., 1997.** Mechanical properties of steel fibre-reinforced, high-strength, lightweight concrete, *Cement and Concrete Composites*, **19**, 307-313.
- Gebman, M., 2001.** Application of steel fiber reinforced concrete in seismic beam-column joints, *MSc Thesis*, San Diego State University, San Diego.
- Giaccio, G., Rocco, C. and Zerbino, R., 1993.** Fracture energy of high-strength concretes, *Materials and Structures*, **26** (161), 381-386.
- Giaccio, G. and Zerbino, R., 1998.** Failure mechanism of concrete, *Advanced Cement Based Materials*, **7**, 41-48.
- Gopalaratnam, V.S. and Gettu, R., 1995.** On the characterisation of flexural toughness in Fiber Reinforced Concretes, *Cement and Concrete Composites*, **17** (3), 239-254
- Griffith, A.A., 1920.** The phenomena of rupture and flow in solids, *Philosophical Transactions of Royal Society of London*, **221**, 163-198.

- Grünwald, S. and Walraven, J.C., 2002.** High strength self-compacting fibre reinforced concrete: Behaviour in the fresh and hardened state, *Proceedings of the 6th International Symposium on HSC/HPC*, Leipzig, Germany, June 16-21, 977-989.
- Hannant, D.J., 1978.** Fibre Cements and Fibre Concretes, John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Higgins, D.D. and Bailey, J.E., 1976.** Fracture measurements on cement paste, *Journal of Materials Science*, **11**, 1995-2003.
- Hillerborg, A., Modeer, M. and Peterson, P.E., 1976.** Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements, *Cement and Concrete Research*, **6**, 773-782.
- Hillerborg, A., 1977.** *Report TVBM-3004*, Division of Building Materials, The Lund Institute of Technology, Lund, Sweden.
- Hillerborg, A., 1978.** A model for fracture analysis, *Report TVBM-3005*, Division of Building Materials, The Lund Institute of Technology, Lund, Sweden.
- Hillerborg, A., 1983.** Concrete fracture energy tests performed by 9 laboratories according to a draft RILEM recommendation, *Report TVBM-3015*, Division of Building Materials, The Lund Institute of Technology, Lund, Sweden.
- Hillerborg, A., 1985a.** The theoretical basis of a method to determine the fracture energy G_F of concrete, *Materials and Structures*, **18** (106), 291-297.
- Hillerborg, A., 1985b.** Results of three comparative test series for determining the fracture energy G_F of concrete, *Materials and Structures*, **18** (107), 407-413.
- Hilsdorf, H.K. and Brameshuber, W., 1991.** Code-type formulation of fracture mechanics concepts for concrete, *International Journal of Fracture*, **51**, 61-72.
- Huang, J. and Li, V.C., 1989.** A meso-mechanical model of the tensile behaviour of concrete, Part II: Modelling of post-peak tension softening behaviour, *Composites*, **20** (4), 370-378.
- JCI, 1984.** Method of tests for flexural strength and flexural toughness of fibre reinforced concrete, *JCI Standard SF-4, Japan Concrete Institute Standards for Test Methods of Fibre Reinforced*, Tokyo, Japan, 45-51.
- Jeng, F., Lin, M.L. and Yuan, S.C., 2002.** Performance of toughness indices for steel fiber reinforced shotcrete, *Tunneling and Underground Space Technology*, **17**, 69-82.
- Jenq, Y. and Shah, S.P., 1985.** Two parameter fracture model for concrete, *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, **11** (10), 1227-1241.

- Karihaloo, B.L. and Nallathambi, P., 1991.** Test methods for determining mode I fracture toughness of concrete, in *Toughening Mechanisms in Quasi-Brittle Materials*, p. 91-124, Eds. Shah, S.P., Kluwer Academic Publishers, Dordrecht.
- Karihaloo, B.L., 1995.** Fracture Mechanics and Structural Concrete, Longman Group Ltd., Essex, England.
- Karihaloo, B. L. and De Vriese K. M. B., 1999.** Short fibre-reinforced reactive powder concrete, *Proceedings of the International RILEM Conference on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites*, Mainz, Germany, May 16-19, 67-78.
- Karihaloo, B.L., 2000.** Retrofitting damaged RC beams with high-performance fiber-reinforced concrete, *British Cement Association Annual Concrete Communications Conference*, University of Cardiff, 153-164.
- Karihaloo, B.L. and Lange-Kornbak, D., 2001.** Optimisation technique for the design of high-performance fibre-reinforced concrete, *Structural and Multidisciplinary Optimisation*, **21** (1), 32-39.
- Kovler, K. and Zaitsev, Y.V. 1994.** Effect of aggregate concentration on strength, elasticity modulus and fracture mechanics characteristics of concrete, *Proceedings of the 4th International Symposium on Brittle Matrix Composites*, Warsaw, Poland, September 13-15, 463-474.
- Kurihara, N., Kunieda, M., Kamada., T., Uchida, Y. and Rokugo, K., 2000.** Tension softening diagrams and evaluation of properties of steel fibre reinforced concrete, *Engineering Fracture Mechanics*, **65**, 235-245.
- Lange-Kornbak, D. and Karihaloo B.L., 1996.** Design of concrete mixes for minimum brittleness, *Advanced Cement Based Materials*, **3** (3-4), 124-132.
- Lange-Kornbak, D. and Karihaloo, B.L., 1998.** Design of fibre-reinforced DSP mixes for minimum brittleness, *Advanced Cement Based Materials*, **7**, 89-101.
- Lange-Kornbak, D. and Karihaloo B.L., 1999.** Role of microstructural parameters in the properties of plain concrete, *Concrete Science and Engineering*, **1**, 238-252.
- Li, V.C., 1989.** Toughening mechanisms in plain and fiber reinforced concrete, *Proceedings of the MRS International Meeting on Advanced Materials: Fracture Mechanics and Structural Ceramics*, Tokyo, 30 May - June 3, 405-418.
- Li, V.C. and Huang, J., 1990a.** Relation of concrete fracture toughness to its internal structure, *Engineering Fracture Mechanics*, **35**, 39-46.

- Li, V.C. and Huang, J.**, 1990b. Crack trapping and bridging as toughening mechanisms in high strength concrete, *Proceedings of the International Conference on Micromechanics of Failure of Quasi-Brittle Materials*, Albuquerque, New Mexico, USA, June 6-8, 579-588.
- Li, V.C., Wang, Y. and Backer, S.A.**, 1991. Micromechanical model of tension softening and bridging toughening of short random fibre reinforced brittle matrix composites, *Journal of Mechanics and Physics of Solids*, **39**, 607-625.
- Li, V.C. and Maalej, M.**, 1996. Toughening in cement based composites, Part I: Cement, mortar and concrete, *Cement and Concrete Composites*, **18** (4), 223-237
- Li, V.C.**, 2002. Large volume, high-performance applications of fibers in Civil Engineering, *Journal of Applied Polymer Science*, **83**, 660-686.
- Malvar, L.J. and Warren, G.E.**, 1988. Fracture energy for three-point-bend tests on single-edge-notched beams, *Experimental Mechanics*, **28** (3), 266-273.
- Matte, V. and Moranville, M.**, 1999. Durability of reactive powder composites: Influence of silica fume on the leaching properties of very low water/binder pastes, *Cement and Concrete Composites*, **21**, 1-9.
- Mindess, S.**, 1983. The application of fracture mechanics to cement and concrete: A historical review, in *Fracture Mechanics of Concrete*, p. 1-30, Eds. Wittmann, F.H., Elsevier Science Publishers, Amsterdam.
- Myers, R.H. and Montgomery, D.C.**, 2002. Response Surface Methodology: Process and Product Optimization using Designed Experiments, John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Naaman, A. E. and Reinhardt, H. W.**, 1995. Characterization of high performance fiber reinforced cement composites-HPFRCC, *Proceedings of the 2nd International Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC-95)*, Ann Arbor, Michigan, USA, June 11-14, 1-23
- Nauss, D.J., and Lott, J.L.**, 1969. Fracture toughness of Portland cement concretes, *ACI Journal*, **66** (6), 481-489.
- Nallathambi, P., Karihaloo, B.L. and Heaton, B.S.**, 1984. Effect of specimen and cark sizes, water/cement ratio and coarse aggregate texture upon toughness of concrete, *Magazine of Concrete Research*, **36** (126), 227-236.
- Neville, A.M.**, 1975. Properties of Concrete, Pitmann Publishing, London.
- Neville, A.M.**, 1997. Aggregate bond and modulus of elasticity of concrete, *ACI Materials Journal*, **94** (1), 71-74.

- Nielsen, L.F., 1990. *Technical Report No. 208*, Institute of Building Materials, Technical University of Denmark (in Danish).
- Nielsen, L.F., 1993. *Technical Report No. 287*, Institute of Building Materials, Technical University of Denmark (in Danish).
- Ohgishi, S., Ono, H., Takatsu, M. and Tanahashi, I., 1986. Influence of test conditions on fracture toughness of cement paste and mortar, in *Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete*, p. 281-290, Eds. Wittmann, F.H., Elsevier Science Publishers, Amsterdam.
- Özyurt, N., 2000. Ultra yüksek dayanımlı çimento esaslı kompozit malzemelerin mekanik davranışı, *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Petersson, P.E., 1980. Fracture energy of concrete: Method of determination, *Cement and Concrete Research*, **10**, 78-89.
- Phillips, D.V. and Binsheng, Z., 1993. Direct tension tests on notched and un-notched plain concrete specimens, *Magazine of Concrete Research*, **45** (162), 25-35.
- Ping, X. and Beaudion, J.J., 1992. Effects of transition zone-microstructure on bond strength of aggregate-Portland cement paste interfaces, *Cement and Concrete Research*, **22**, 23-26.
- Rao, G.A. and Prasad, B.K.R., 2002. Fracture energy and softening behavior of high-strength concrete, *Cement and Concrete Research*, **32**, 247-252.
- Richard, P. and Cheyrezy, M.H., 1994. Reactive powder concretes with high ductility and 200-800 MPa compressive strength, *Proceedings of the V. Mohan Malhotra Symposium on Concrete Technology: Past, Present, and Future*, San Francisco, USA, March 21-23, 507-518.
- Richard, P. and Cheyrezy, M.H., 1995. Composition of reactive powder concrete, *Cement and Concrete Research*, **25** (7), 1501-1511.
- Richard, P., 1996. Reactive powder concrete: a new ultra-high strength cementitious material, *Proceedings of the 4th International Symposium on Utilization of High-Strength/High-Performance Concrete*, Paris, France, May 29-31, 1343-1349.
- RILEM Technical Committee 50-FMC, 1985. Draft Recommendation: Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend test on notched beams, *Materials and Structures*, **18** (106), 287-291.
- Sarısü, F., 1996. Agregat konsantrasyonunun betonun mekanik özelliklerine etkisi, *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Shah, S.P., 1990. Fracture toughness of high strength concrete. *ACI Materials Journal*, **87** (3), 260-265.

- Shah, S.P., Ouyang C. and Swartz S.E., 1995.** Fracture Mechanics of Concrete: Applications of Fracture Mechanics to Concrete, Rock, and Other Brittle Materials, John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Shinohara, Y., Furumura, F. and Abe, T., 1991.** Softening behaviour of concrete in three-point bend tests on single edge notched beams, in *Fracture Processes in Concrete, Rock and Ceramics*, p. 523-532, Eds. Van Mier, J.G.M., Rots, J.G. and Bakker, A., RILEM, London.
- Simon, M.J., Lagergren, E.S. and Wathne, L.G., 1999.** Optimizing high-performance concrete mixtures using statistical response surface methods, *Proceedings of the 5th International Symposium on Utilization of High-Strength/High-Performance Concrete*, Sandefjord, Norway, June 24-26, 1311-1321.
- Skurdal, S., 1989.** Evaluation of test methods for fiber reinforced concrete, *Technical Report*, Lysaker, Norway.
- Swamy, R.N., 1974.** The technology of steel fibre reinforced concrete for practical applications, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 143-159.
- Şengül, C., 2002.** Yüksek oranda çelik tel içeren çimento bulamacının (SIFCON) mekanik davranışı, *Bitirme Çalışması*, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, İstanbul.
- Taşdemir, C., 1995.** Agrega-çimento hamuru arayüzeyi mikroyapısının yüksek mukavemetli betonların kırılma parametrelerine etkisi, *Doktora Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Taşdemir, C., Taşdemir, M.A., Grimm, R. and König, G., 1995.** Microstructural effects on the brittleness of high strength concretes, *Proceedings of the 2nd International Conference on Fracture Mechanics of Concrete Structures (FRAMCOS-2)*, Zurich, Switzerland, July 25-28, 125-134.
- Taşdemir, C., Taşdemir, M.A., Lydon, F.D. and Barr, B.I.G., 1996.** Effects of silica fume and aggregate size on the brittleness of concrete, *Cement and Concrete Research*, **26** (1), 63-68.
- Taşdemir, M.A., Taşdemir, C., Akyüz, S., Jefferson, A.D., Lydon, F.D. and Barr, B.I.G., 1998.** Evaluation of strains at peak stresses in concrete: a three-phase composite model approach, *Cement and Concrete Composites*, **20**, 301-318.
- Taşdemir, C., Taşdemir, M.A., Mills, N., Barr, B.I.G. and Lydon, F.D., 1999.** Combined effects of silica fume, aggregate type, and size on post peak response of concrete in bending, *ACI Materials Journal*, **96**, 74-83.
- Taşdemir, M.A. and Karihaloo, B.L., 2001.** Effect of aggregate volume fraction on the fracture parameters of concrete: A meso-mechanical approach, *Magazine of Concrete Research*, **53** (6), 405-415.

- Taşdemir, M.A., Bayramov, F., İlki, A. ve Yerlikaya, M., 2002a.** Prefabrik elemanlar için çelik tel donatılı betonlar, *Beton Prefabrikasyon*, **63**, 5-12.
- Taşdemir, M.A., İlki, A. and Yerlikaya, M., 2002b.** Mechanical behaviour of steel fibre reinforced concrete used in hydraulic structures, *Proceedings of HYDRO 2002: International Conference of Hydropower and Dams*, Antalya, Turkey, November 4-7, 159-166.
- Taşdemir, M.A. ve Bayramov, F., 2002.** Yüksek performanslı çimento esaslı kompozitlerin mekanik davranışı, *İTÜ Dergisi/d Mühendislik*, **1** (2), 125-144.
- Vanderplaats, G.N., 1984.** Numerical Optimization Techniques for Engineering Design, McGraw-Hill, New York.
- Vandewalle, L., 1996.** Influence of the yield strength of steel fibres on the toughness of fibre reinforced high strength concrete, *Proceedings of the CCMS Symposium, Worldwide Advances in Structural Concrete and Masonry*, Chicago, USA, April 15-18, 496-505.
- Vondran, G.L., 1991.** Applications of steel fibre reinforced concrete, *Concrete International*, **13** (11), 44-49.
- Wafa, F.F. and Ashour, S.A., 1992.** Mechanical properties of high-strength fibre reinforced concrete, *ACI Materials Journal*, **89** (5), 449-455.
- Walraven, J., 1999.** The evolution of concrete, *Structural Concrete-Journal of the fib*, **1**, 3-11.
- Wittmann, F.H., 1983.** Structure of concrete with respect to crack formation, in *Fracture Mechanics of Concrete*, p. 43-74, Eds. Wittmann, F.H., Elsevier Applied Science Publishers, Amsterdam.
- Wu, K.-R., Chen, B., Yao, W. and Zhang, D., 2001.** Effect of coarse aggregate type on mechanical properties of high-performance concrete, *Cement and Concrete Research*, **31**, 1421-1425.
- Yan, A., Wu, K.-R., Zhang, D. and Yao, W., 2001.** Effect of fracture path on the fracture energy of high-strength concrete, *Cement and Concrete Research*, **31**, 1601-1606.
- Yıldırım, H., Taşdemir, M.A. and Oktar, O.N., 1995.** Effect of aggregate concentration on strength and tensile strain capacity of concrete, *Proceedings of ERMCO-95: the 11th European Ready Mixed Concrete Congress*, Istanbul, Turkey, June 21-23, 471-480.
- Zhang, D. and Wu, K., 2001.** Fracture properties of high-strength concrete, *Journal of Materials in Civil Engineering*, **127** (1), 86-88.
- Zhou, F.P., Barr, B.I.G. and Lydon, F.D., 1995.** Fracture properties of high strength concrete with varying silica fume content and aggregates, *Cement and Concrete Research*, **25** (3), 543-552.

EKLER

EK A: Farklı agrega konsantrasyonuna sahip yalın betonlara uygulanan basınç, yarma ve eğilme deneylerinden elde edilen deney sonuçları.

Tablo A.1. Basınç deneyine tabi tutulan silindir numunelerden elde edilen 28 günlük basınç dayanımı ve elastisite modülü değerleri.

| Agrega konsantrasyonu (V_{ag}), m^3/m^3 | Numuneler üzere basınç dayanımı (f_c'), MPa | | Ortalama basınç dayanımı (f_c'), MPa | Numuneler üzere elastisite modülü (E), GPa | | Ortalama elastisite modülü (E), GPa |
|---|---|------|--|--|------|-------------------------------------|
| | 1 | 2 | | 1 | 2 | |
| 0,00 | 76,8 | 68,7 | 72,8 | 20,2 | 21,2 | 20,7 |
| 0,15 | 55,6 | - | 55,6 | 23,3 | - | 23,3 |
| 0,30 | 57,2 | 55,0 | 56,1 | 26,2 | 27,0 | 26,6 |
| 0,45 | 57,5 | 62,7 | 60,1 | 28,7 | 29,7 | 29,2 |
| 0,60 | 71,4 | 70,8 | 71,1 | 35,6 | 35,7 | 35,7 |
| 0,68 | 68,2 | 65,3 | 66,8 | 33,1 | 33,7 | 33,4 |

Tablo A.2. Basınç deneyine tabi tutulan silindir numunelerden elde edilen 130 günlük basınç dayanımı ve elastisite modülü değerleri.

| Agrega konsantrasyonu (V_{ag}), m^3/m^3 | Numuneler üzere basınç dayanımı (f_c'), MPa | | Ortalama basınç dayanımı (f_c'), MPa | Numuneler üzere elastisite modülü (E), GPa | | Ortalama elastisite modülü (E), GPa |
|---|---|------|--|--|------|-------------------------------------|
| | 1 | 2 | | 1 | 2 | |
| 0,00 | - | 80,9 | 80,9 | - | 23,2 | 23,2 |
| 0,15 | 76,8 | - | 76,8 | 25,5 | 24,3 | 24,9 |
| 0,30 | - | 73,8 | 73,8 | - | 28,7 | 28,7 |
| 0,45 | 71,6 | 73,2 | 72,4 | 32,8 | 32,5 | 32,6 |
| 0,60 | 74,3 | 74,7 | 74,5 | 40,3 | 37,3 | 38,8 |
| 0,68 | 75,2 | 75,1 | 75,1 | 39,3 | 44,4 | 41,8 |

Tablo A.3. Yarma deneyine tabi tutulan disk numunelerden elde edilen yarma çekme dayanımı değerleri.

| Agrega konsantrasyonu (V_{ag}), m^3/m^3 | Numuneler üzere disk yarma çekme dayanımı (f_{st}), MPa | | | Ortalama disk yarma çekme dayanımı (f_{st}), MPa |
|---|---|------|------|--|
| | 1. | 2. | 3. | |
| 0,00 | 3,46 | 2,66 | 2,53 | 2,88 |
| 0,15 | 4,97 | 3,60 | 3,99 | 4,19 |
| 0,30 | 4,68 | 4,70 | - | 4,69 |
| 0,45 | 5,01 | 5,67 | 5,41 | 5,36 |
| 0,60 | 6,16 | 6,00 | 5,62 | 5,93 |
| 0,68 | 5,94 | - | 6,20 | 6,07 |

Tablo A.4. Eğilme deneyine tabi tutulan kiriş numunelerden elde edilen maksimum yük değerleri.

| Agrega konsantrasyonu (V_{ag}), m^3/m^3 | Numuneler üzere maksimum yük, kN | | | | Ortalama eğilmede maksimum yük (P), kN |
|---|----------------------------------|------|------|------|--|
| | 1. | 2. | 3. | 4. | |
| 0,00 | 1,16 | 1,12 | 1,6 | - | 1,3 |
| 0,15 | 1,62 | - | 2,02 | 1,86 | 1,8 |
| 0,30 | 1,94 | 2,21 | 2,61 | 2,23 | 2,2 |
| 0,45 | 3,04 | - | 2,84 | 3,19 | 3,0 |
| 0,60 | 3,38 | 3,16 | 2,80 | 3,36 | 3,2 |
| 0,68 | 3,39 | - | 3,84 | 3,22 | 3,5 |

Tablo A.5. Eğilme deneyine tabi tutulan kiriş numunelerden elde edilen net eğilme dayanımı değerleri.

| Agrega konsantrasyonu (V_{ag}), m^3/m^3 | Numuneler üzere net eğilme dayanımı, MPa | | | | Ortalama net eğilme dayanımı (f_{net}), MPa |
|---|--|-----|-----|-----|---|
| | 1. | 2. | 3. | 4. | |
| 0,00 | 2,0 | 1,9 | 2,7 | - | 2,2 |
| 0,15 | 2,9 | - | 3,3 | 3,1 | 3,1 |
| 0,30 | 3,3 | 3,7 | 4,3 | 3,7 | 3,7 |
| 0,45 | 5,2 | - | 4,5 | 5,0 | 4,9 |
| 0,60 | 5,9 | 5,6 | 4,6 | 5,5 | 5,4 |
| 0,68 | 6,1 | - | 6,3 | 5,3 | 5,9 |

Tablo A.6. Eğilme deneyine tabi tutulan kiriş numunelerin kırılıncaya kadar yaptığı son sehim değerleri.

| Agrega konsantrasyonu (V_{ag}), m^3/m^3 | Numuneler üzere son sehim, mm | | | | Ortalama son sehim (δ_0), mm |
|---|-------------------------------|------|------|------|---------------------------------------|
| | 1. | 2. | 3. | 4. | |
| 0,00 | 0,36 | 0,95 | - | - | 0,65 |
| 0,15 | 1,35 | - | 0,88 | 0,78 | 1,00 |
| 0,30 | 0,95 | 1,27 | 0,98 | 1,21 | 1,10 |
| 0,45 | 1,11 | - | 1,45 | 1,34 | 1,30 |
| 0,60 | 1,22 | 0,83 | 1,21 | 0,90 | 1,04 |
| 0,68 | 0,87 | - | 0,80 | 0,93 | 0,87 |

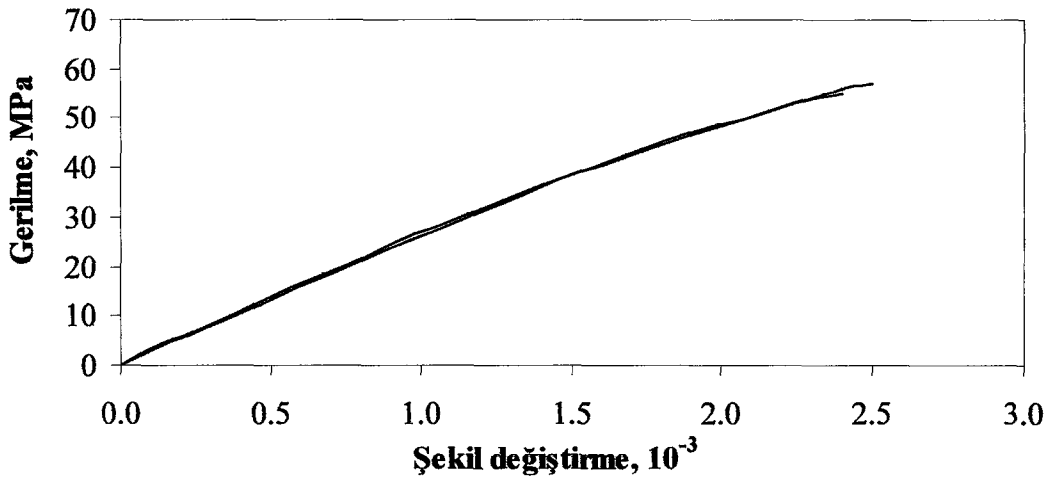
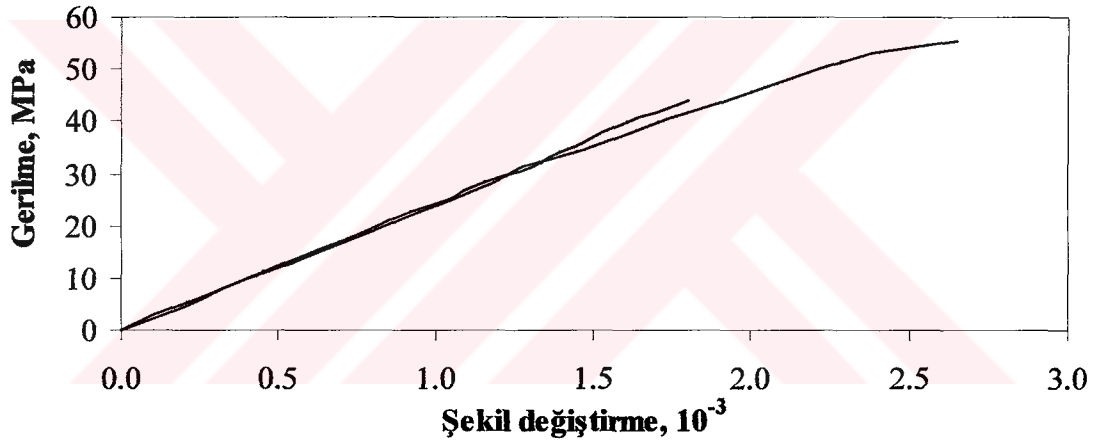
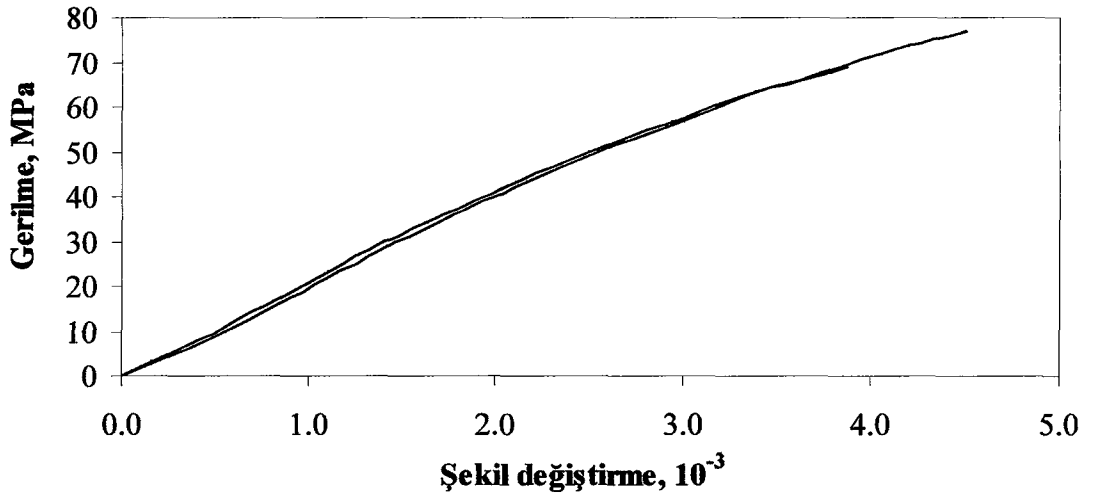
Tablo A.7. Eğilme deneyine tabi tutulan kiriş numunelerden elde edilen yük-sehim eğrisi altında kalan alan değerleri.

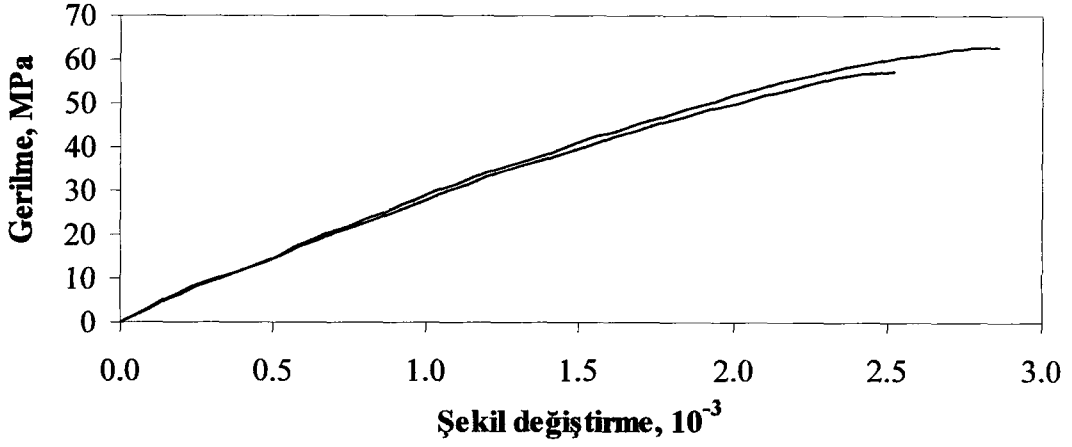
| Agrega konsantrasyonu (V_{ag}), m^3/m^3 | Numuneler üzere yük-sehim eğrisi altında kalan alan, Nmm | | | | Ortalama alan (W_0), Nmm |
|---|--|-----|-----|-----|------------------------------|
| | 1. | 2. | 3. | 4. | |
| 0,00 | 94 | 151 | - | - | 122 |
| 0,15 | 321 | - | 247 | 246 | 271 |
| 0,30 | 385 | 483 | 354 | 395 | 404 |
| 0,45 | 464 | - | 530 | 520 | 505 |
| 0,60 | 537 | 589 | 531 | 531 | 547 |
| 0,68 | 570 | - | 564 | 622 | 585 |

Tablo A.8. Eğilme deneyine tabi tutulan kiriş numunelerden elde edilen kırılma enerjisi değerleri.

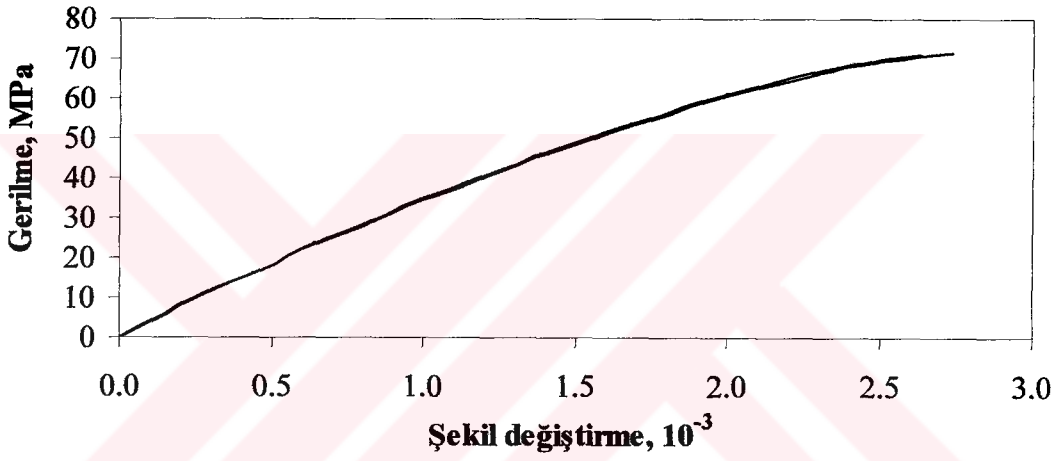
| Agrega konsantrasyonu (V_{ag}), m^3/m^3 | Numuneler üzere kırılma enerjisi, N/m | | | | Ortalama kırılma enerjisi (G_F), N/m |
|---|---------------------------------------|-------|-------|-------|--|
| | 1. | 2. | 3. | 4. | |
| 0,00 | 21,6 | 40,1 | - | - | 30,8 |
| 0,15 | 76,4 | - | 53,8 | 53,2 | 61,1 |
| 0,30 | 79,0 | 101,0 | 73,4 | 84,7 | 84,5 |
| 0,45 | 95,4 | - | 109,3 | 105,3 | 103,3 |
| 0,60 | 112,5 | 115,1 | 108,1 | 102,9 | 109,7 |
| 0,68 | 113,9 | - | 106,1 | 119,2 | 113,1 |

EK B: Farklı agrega konsantrasyonuna sahip **28 günlük** silindir beton numuneler üzerinde yapılan basınç deneyinden elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrileri.

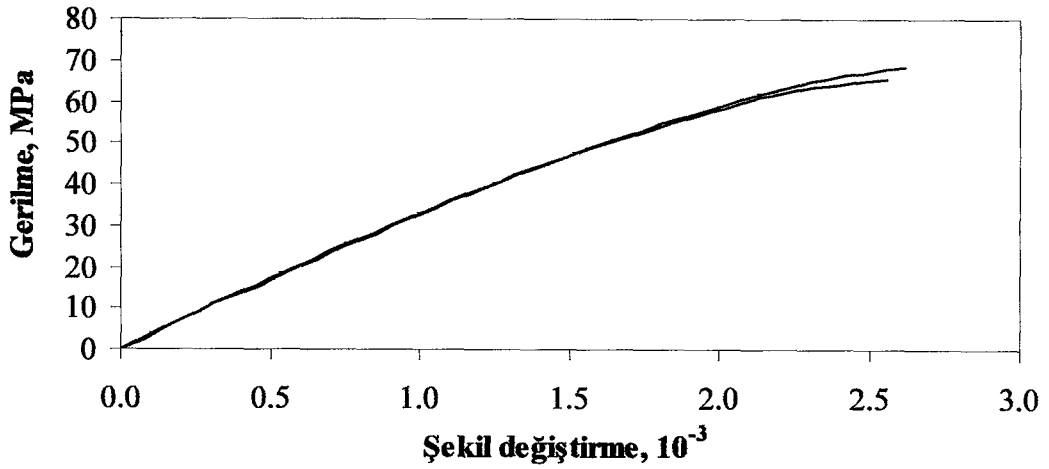




Şekil B.4. $V_{ag}=0,45 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan numunelere ait gerilme-şekil değişirme eğrileri.

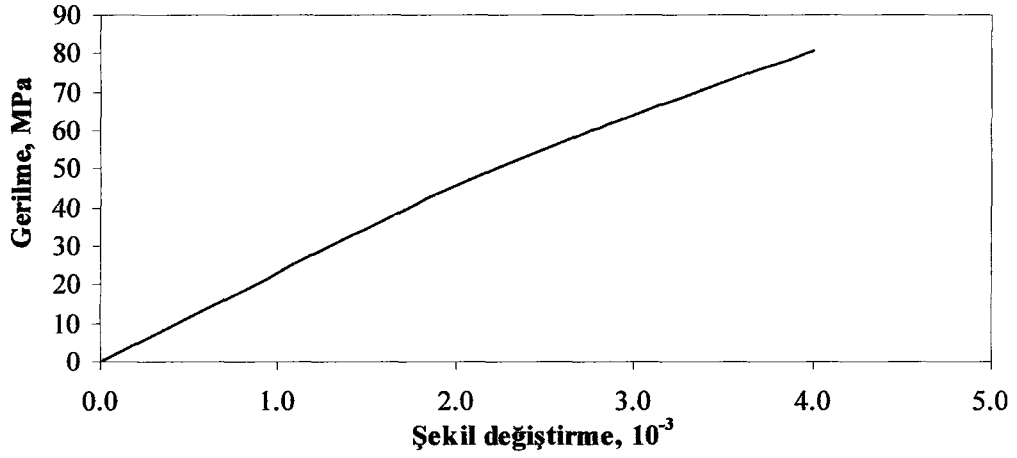


Şekil B.5. $V_{ag}=0,60 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan numunelere ait gerilme-şekil değişirme eğrileri.

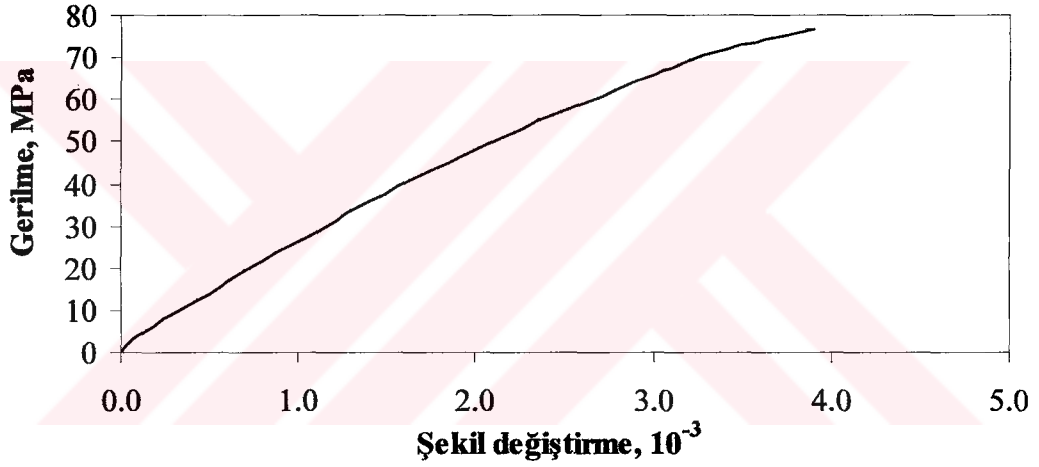


Şekil B.6. $V_{ag}=0,68 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan numunelere ait gerilme-şekil değişirme eğrileri.

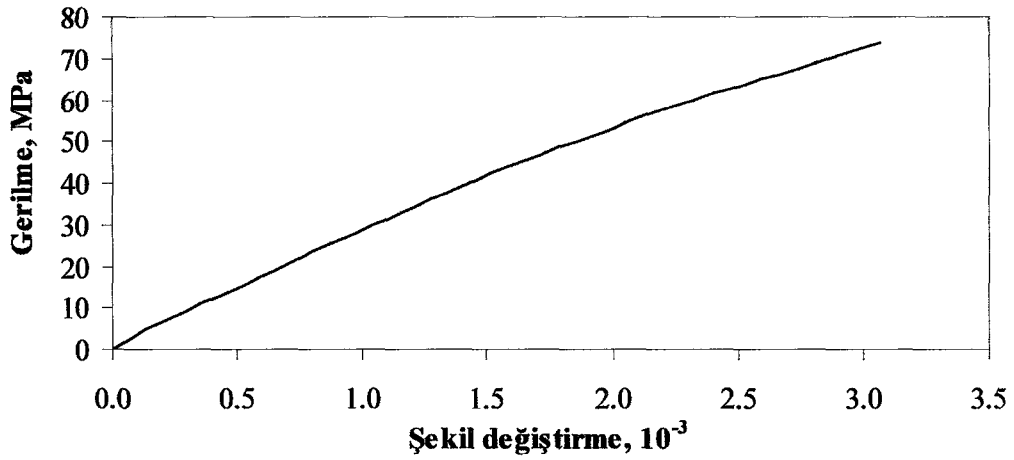
Farklı agrega konsantrasyonuna sahip **130 günlük** silindir beton numuneler üzerinde yapılan basınç deneyinden elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrileri.



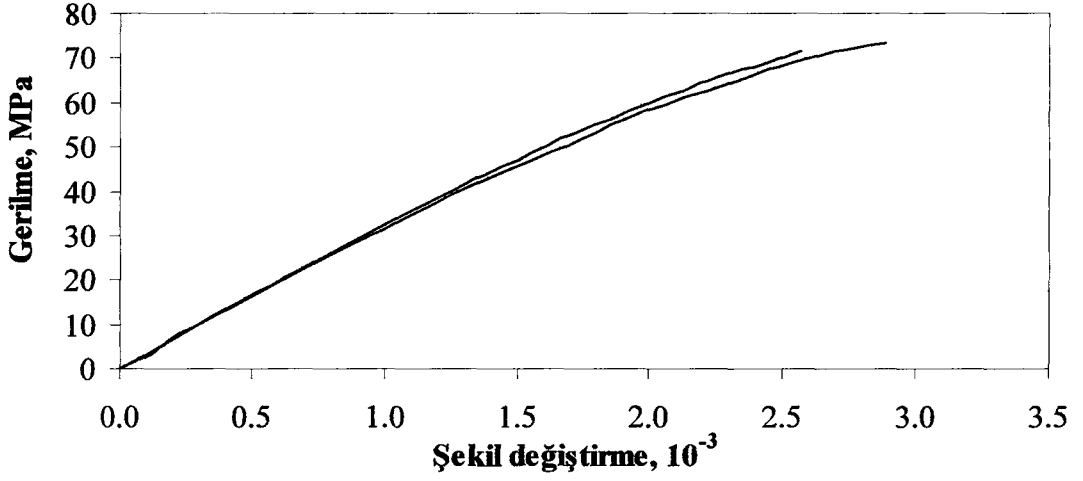
Şekil B.7. $V_{ag}=0,00 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan numuneye ait gerilme-şekil değiştirme eğrisi.



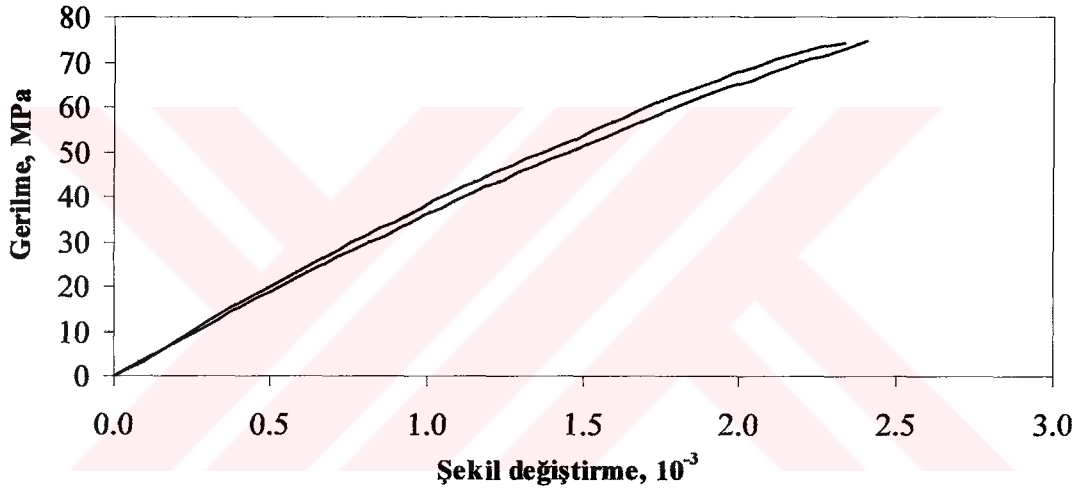
Şekil B.8. $V_{ag}=0,15 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan numuneye ait gerilme-şekil değiştirme eğrisi.



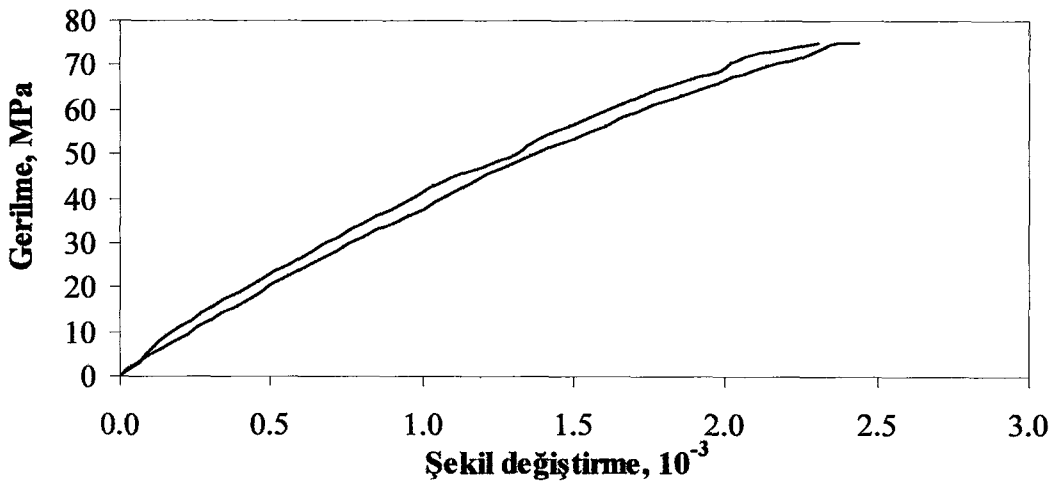
Şekil B.9. $V_{ag}=0,30 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan numuneye ait gerilme-şekil değiştirme eğrisi.



Şekil B.10. $V_{ag}=0,45 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrileri.

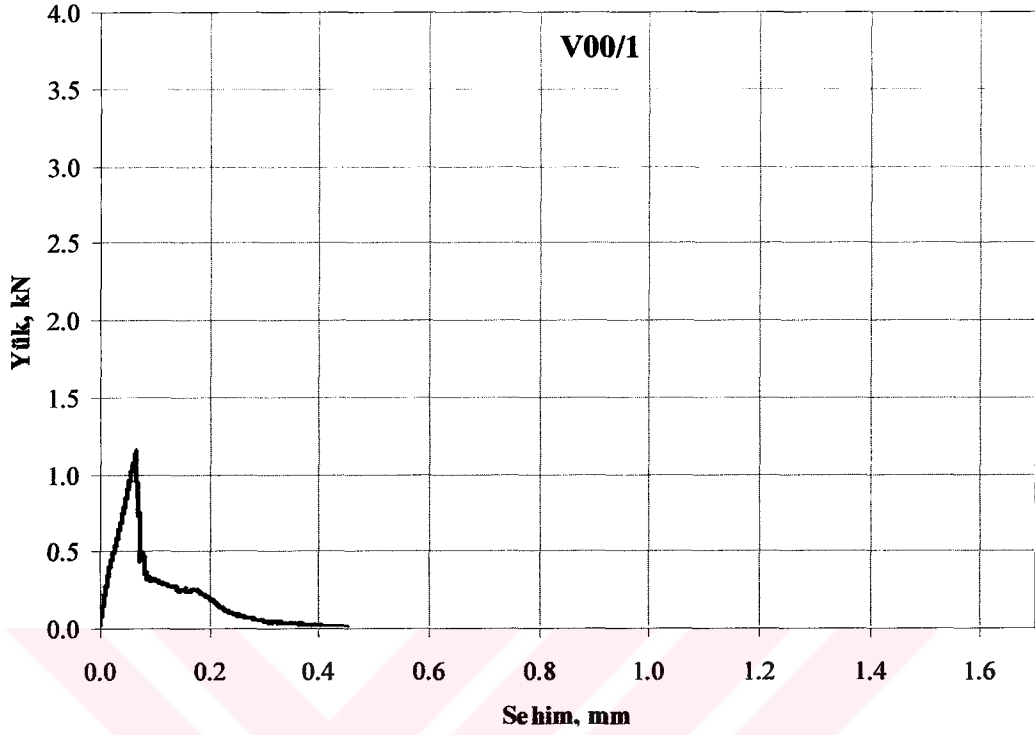


Şekil B.11. $V_{ag}=0,60 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrileri.

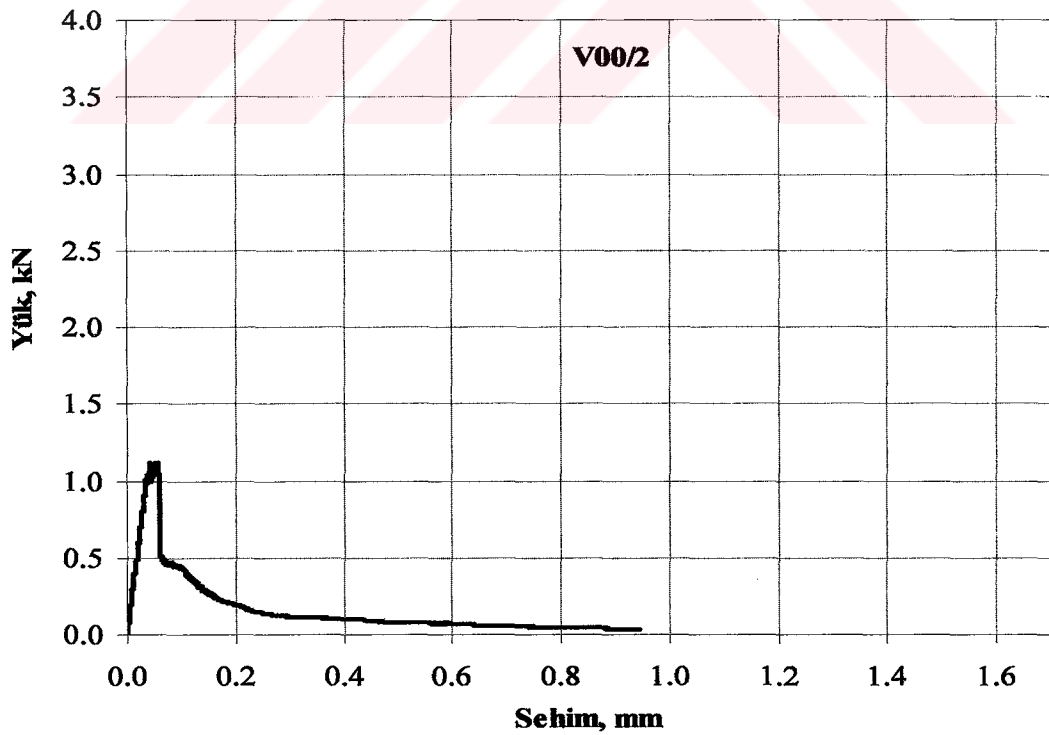


Şekil B.12. $V_{ag}=0,68 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrileri.

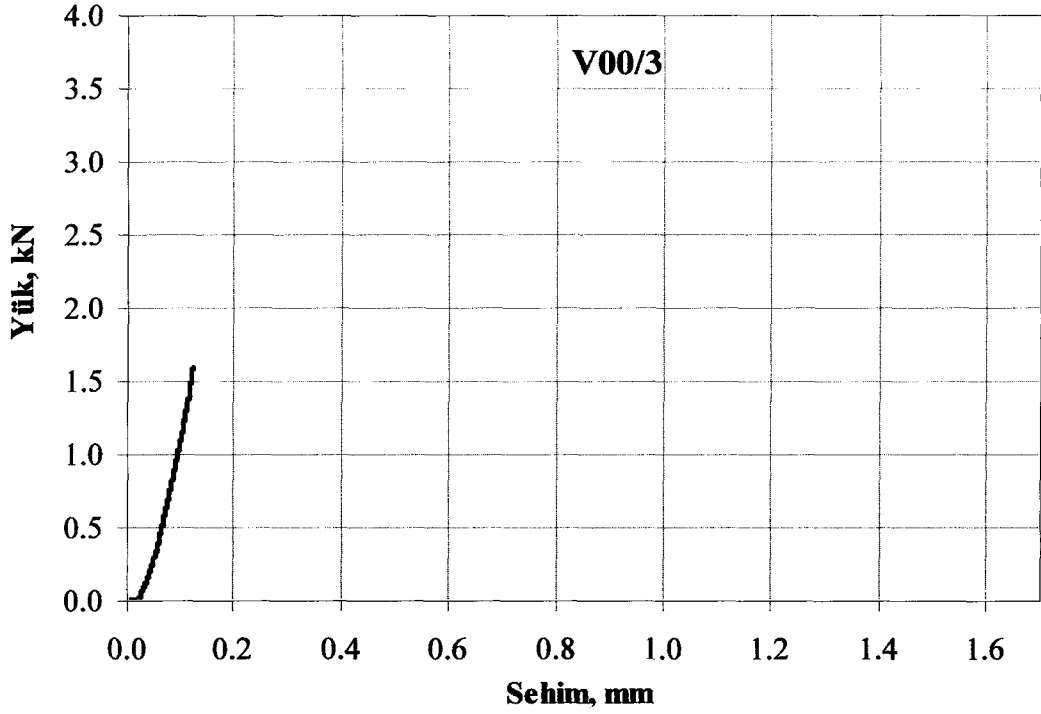
EK C: Farklı agrega konsantrasyonuna sahip çentikli beton kiriş numuneler üzerinde yapılan üç noktalı eğilme deneyinden elde edilen yük-sehim eğrileri.



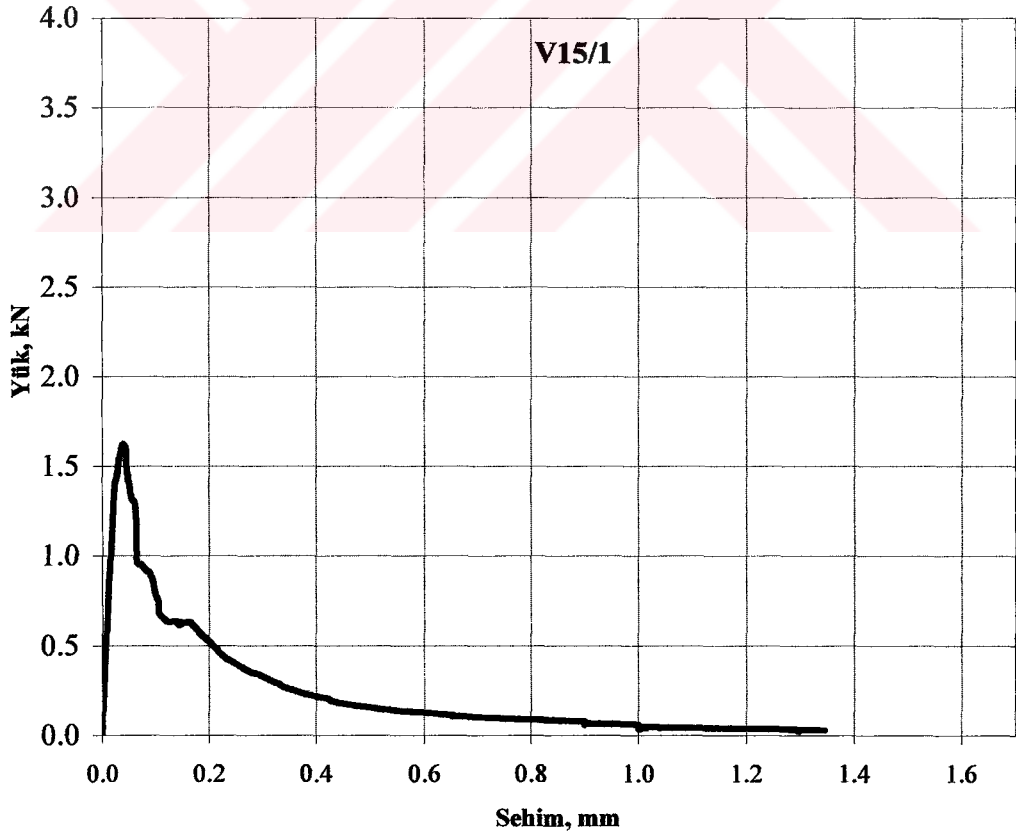
Şekil C.1. $V_{ag}=0,00 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan çimento hamuru kirişe ait yük-sehim eğrisi (1. numune).



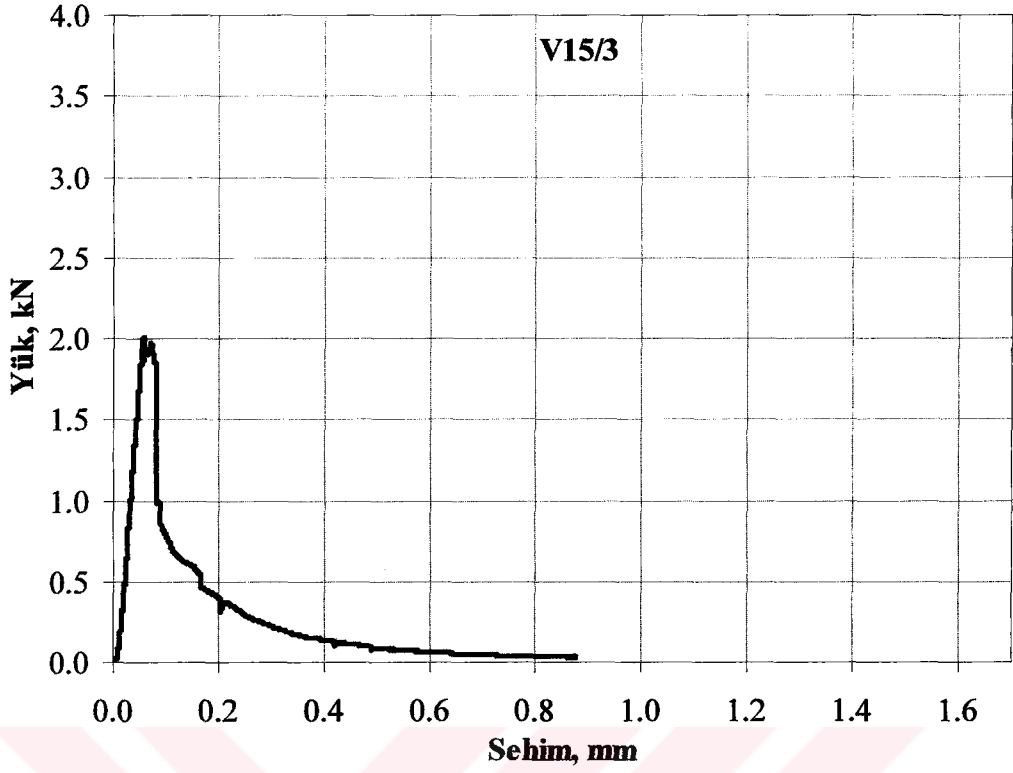
Şekil C.2. $V_{ag}=0,00 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan çimento hamuru kirişe ait yük-sehim eğrisi (2. numune).



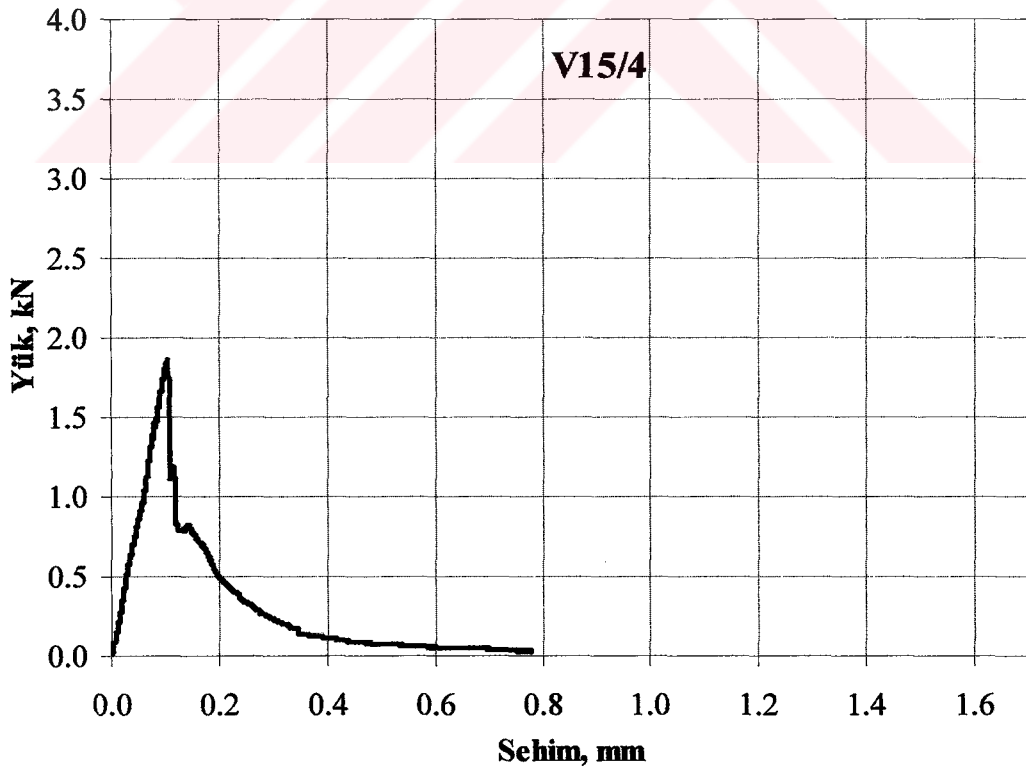
Şekil C.3. $V_{ag}=0,00 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan çimento hamuru kirişe ait yük-sehim eğrisi (3. numune).



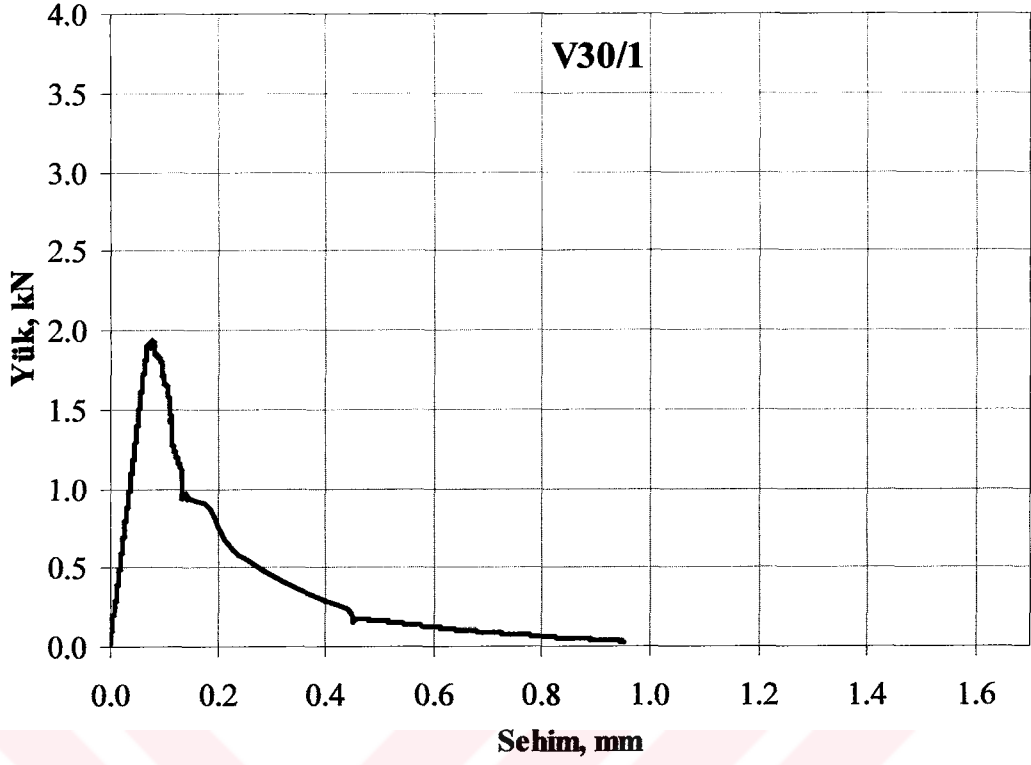
Şekil C.4. $V_{ag}=0,15 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (1. numune).



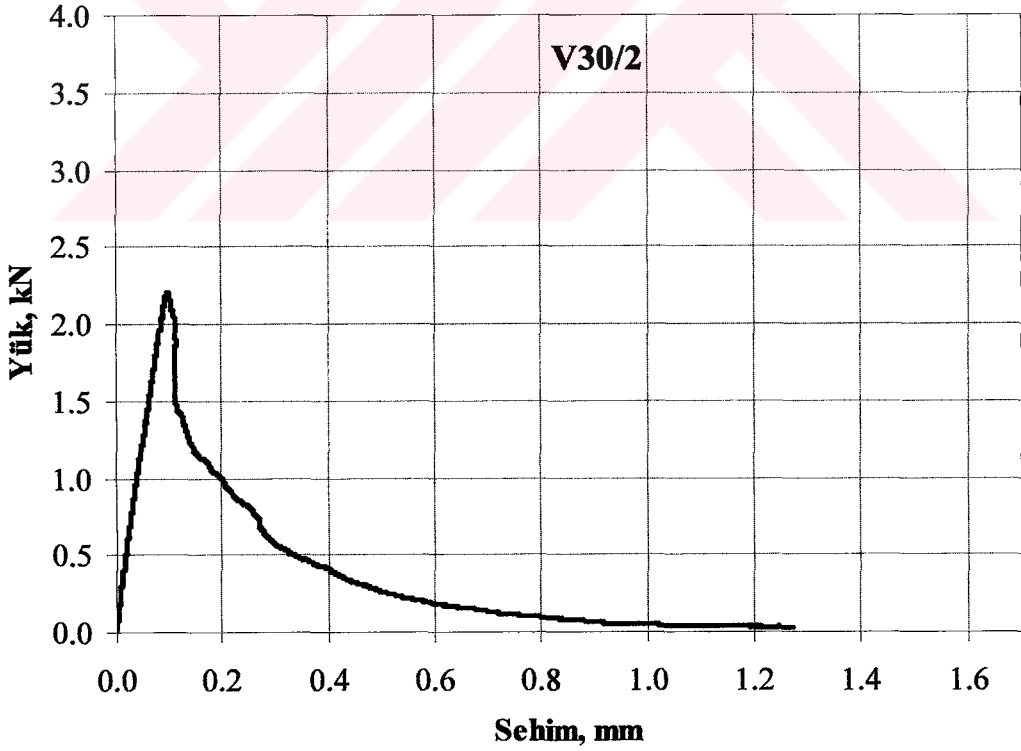
Şekil C.5. $V_{ag}=0,15 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (3. numune).



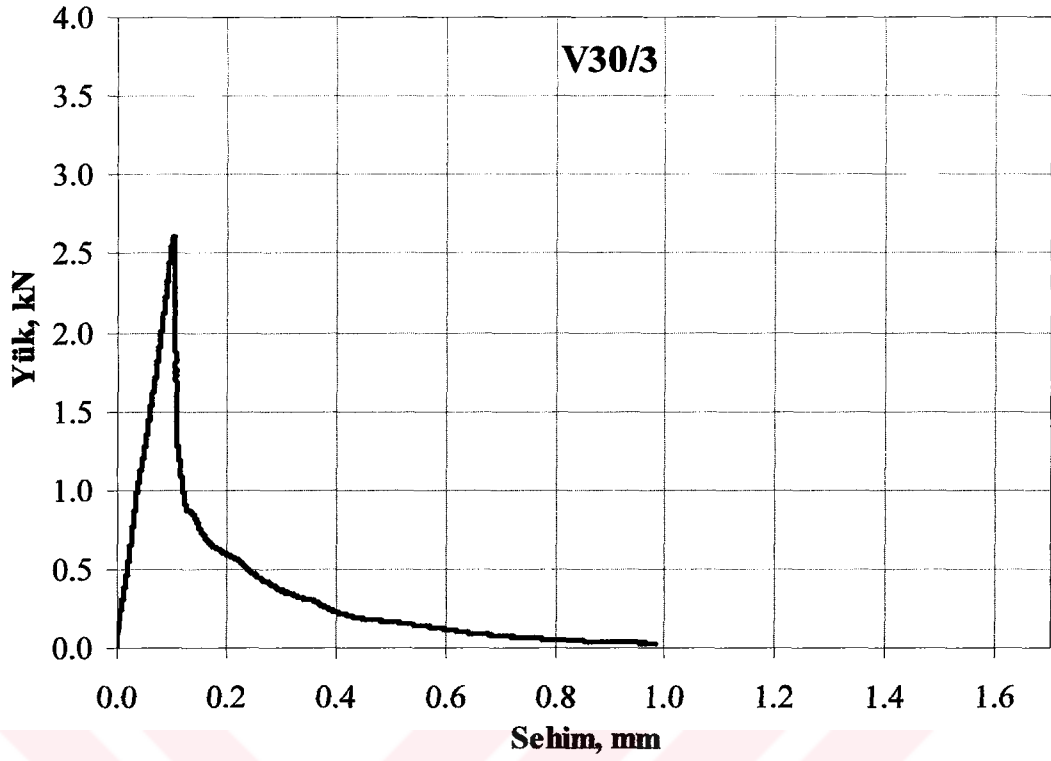
Şekil C.6. $V_{ag}=0,15 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (4. numune).



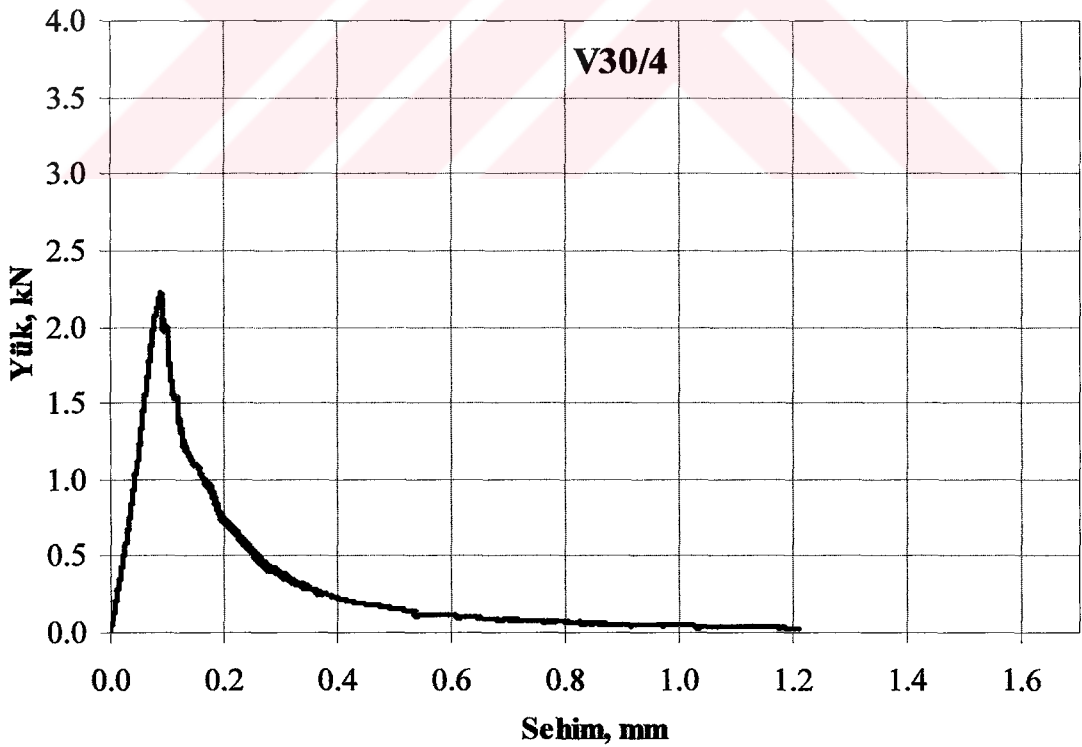
Şekil C.7. $V_{ag}=0,30 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (1. numune).



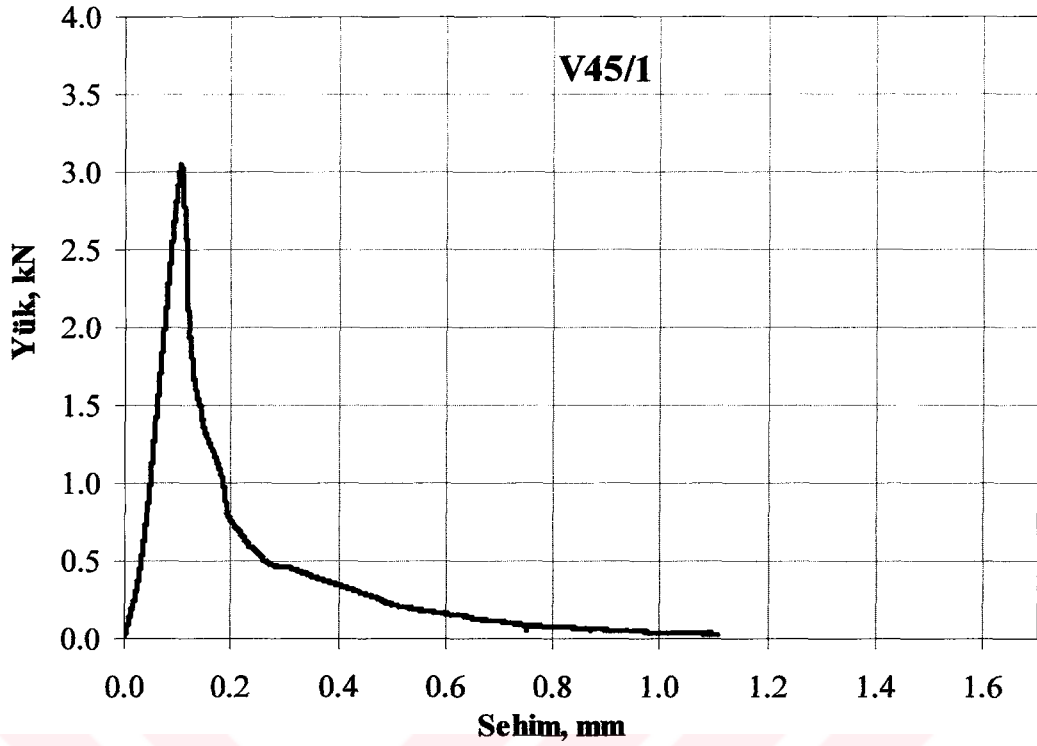
Şekil C.8. $V_{ag}=0,30 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (2. numune).



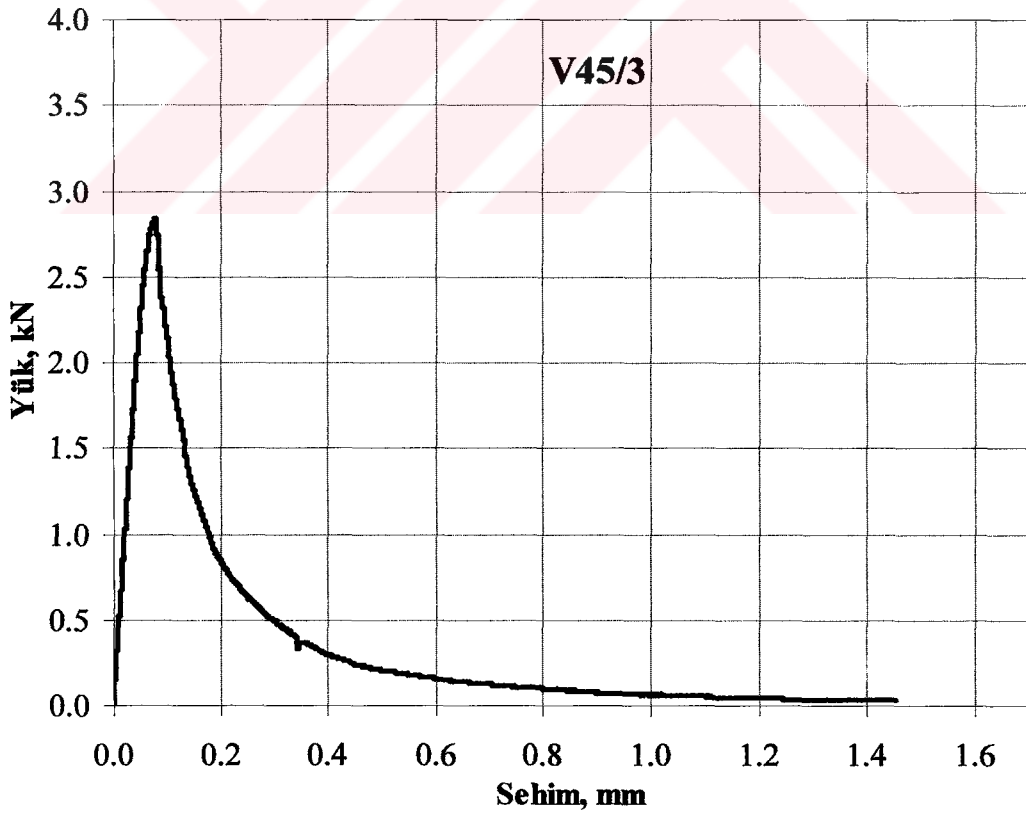
Şekil C.9. $V_{ag}=0,30 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (3. numune).



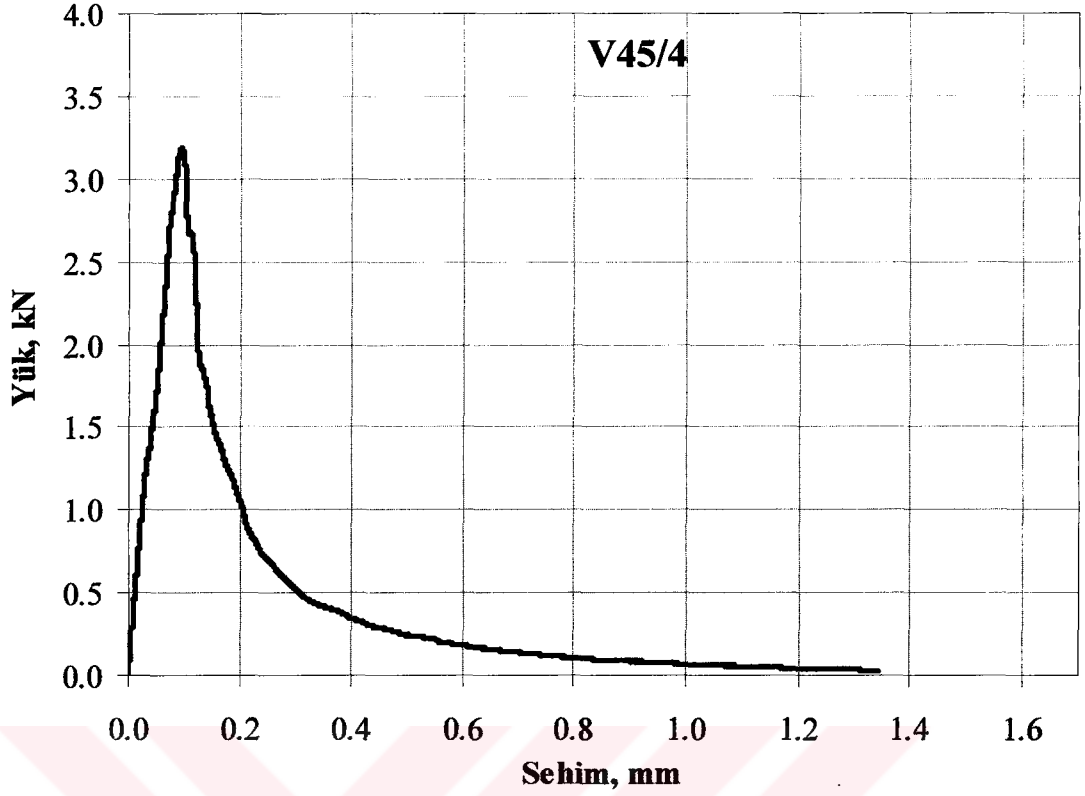
Şekil C.10. $V_{ag}=0,30 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (4. numune).



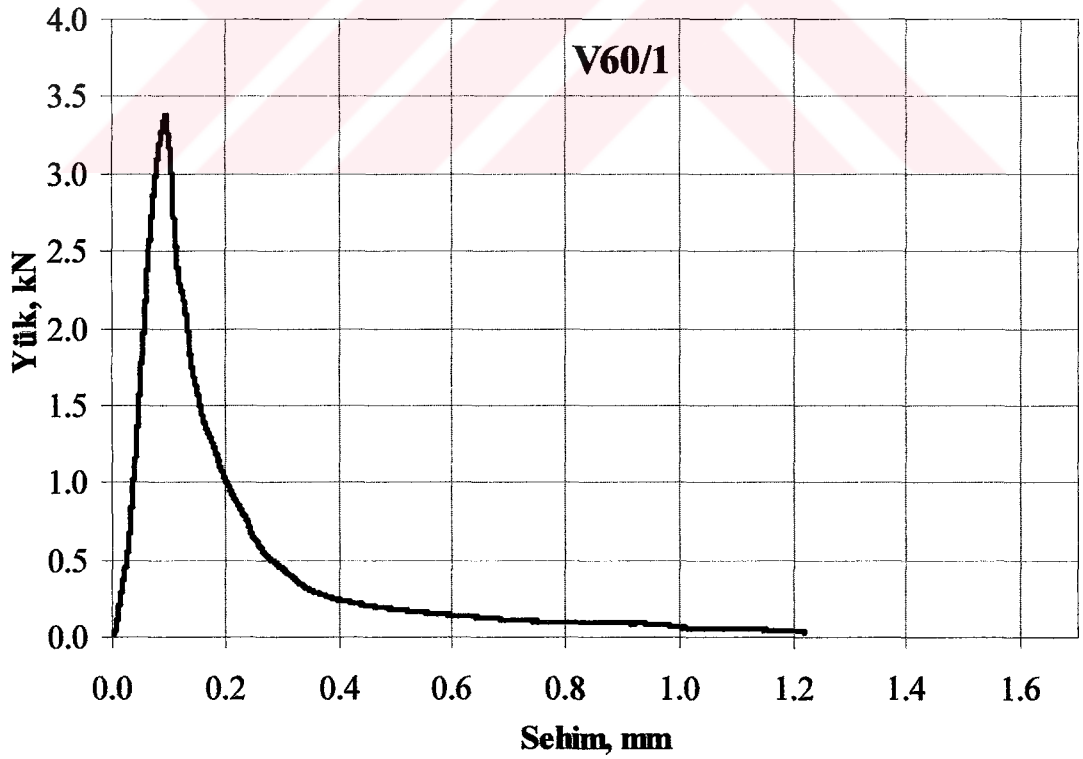
Şekil C.11. $V_{ag}=0,45 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (1. numune).



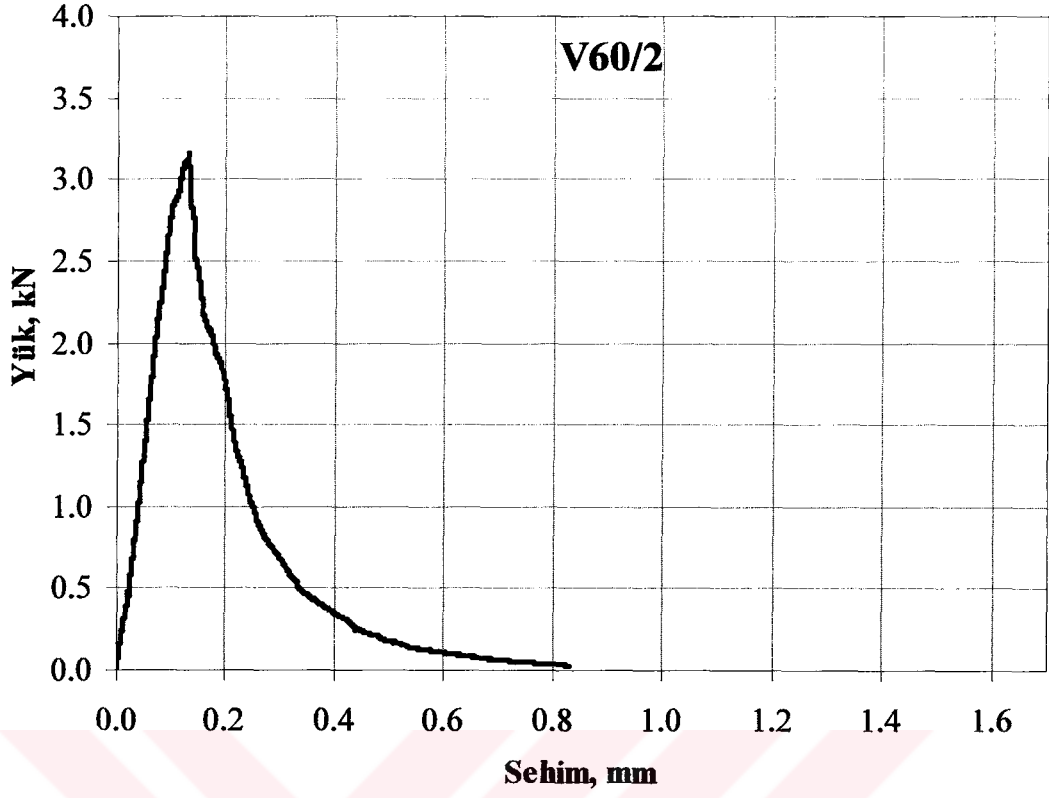
Şekil C.12. $V_{ag}=0,45 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (3. numune).



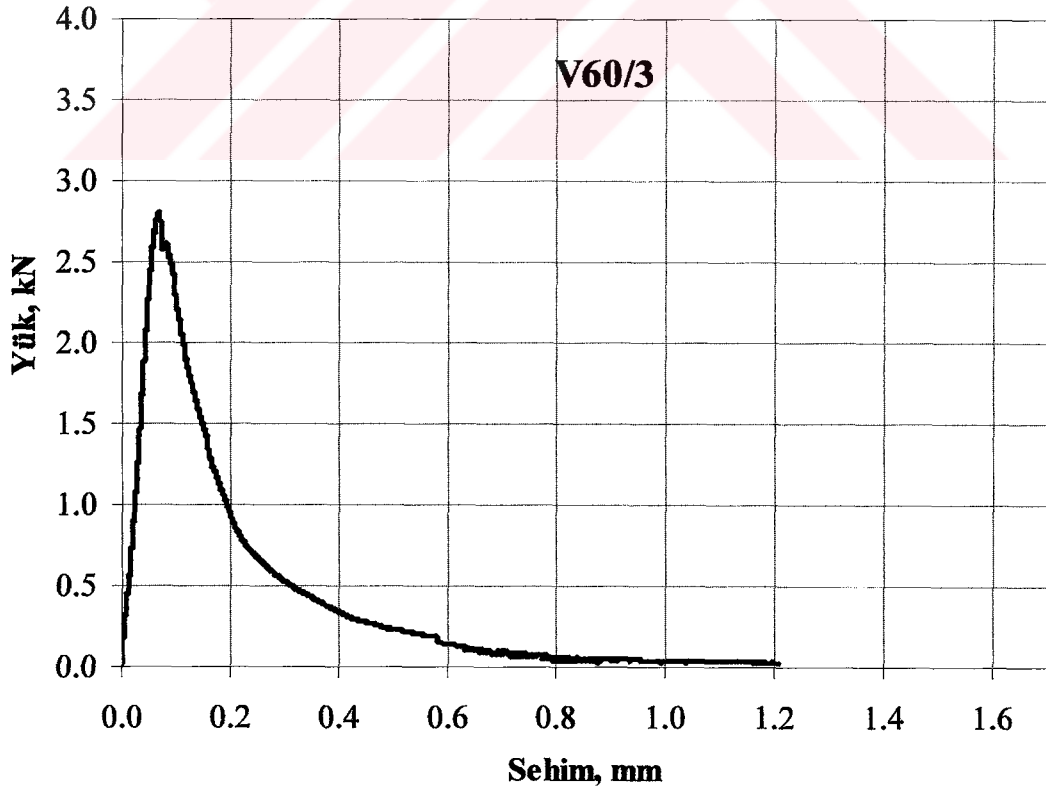
Şekil C.13. $V_{ag}=0,45 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (4. numune).



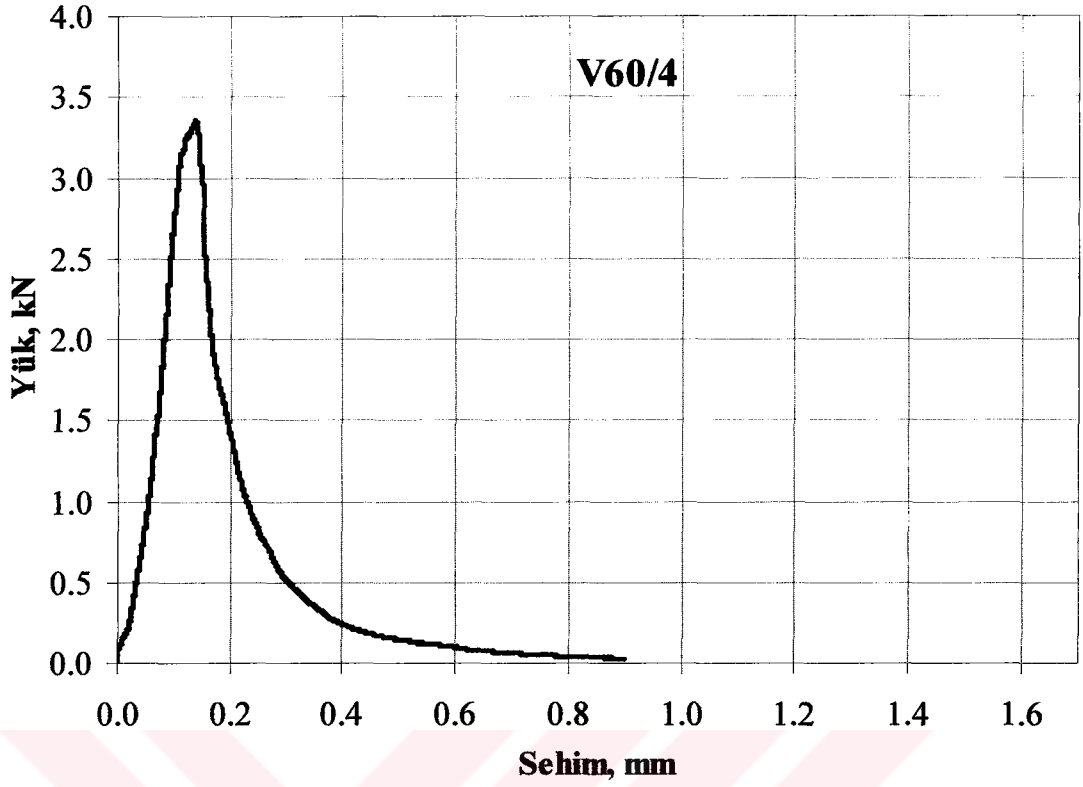
Şekil C.14. $V_{ag}=0,60 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (1. numune).



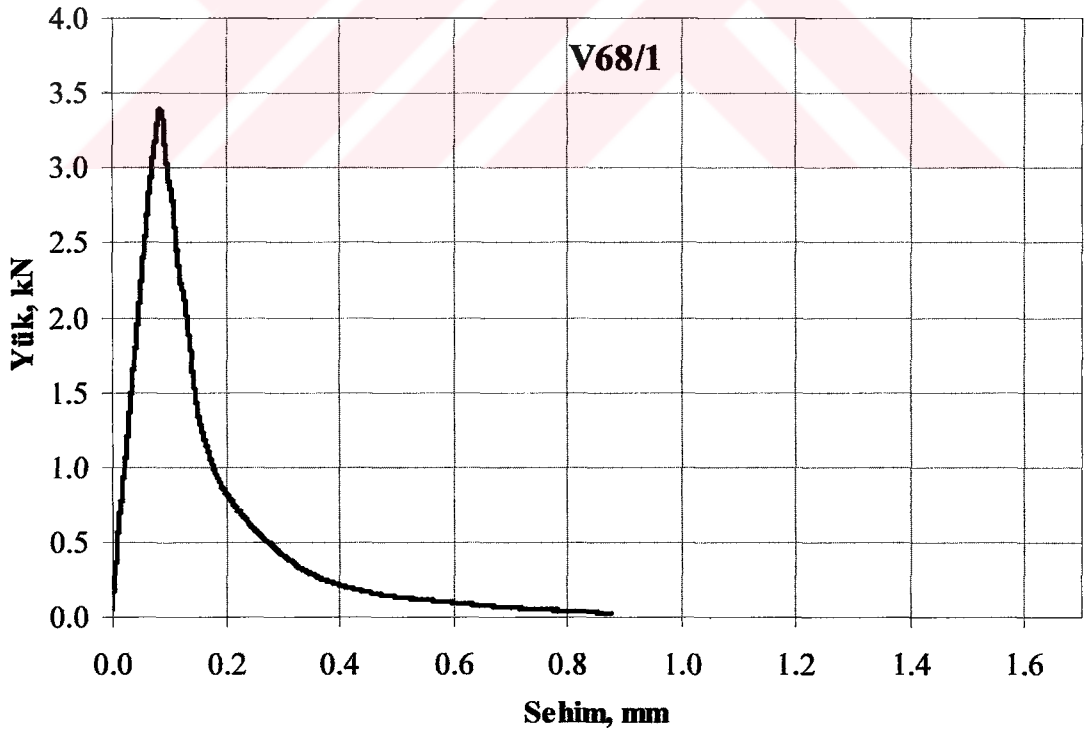
Şekil C.15. $V_{ag}=0,60 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (2. numune).



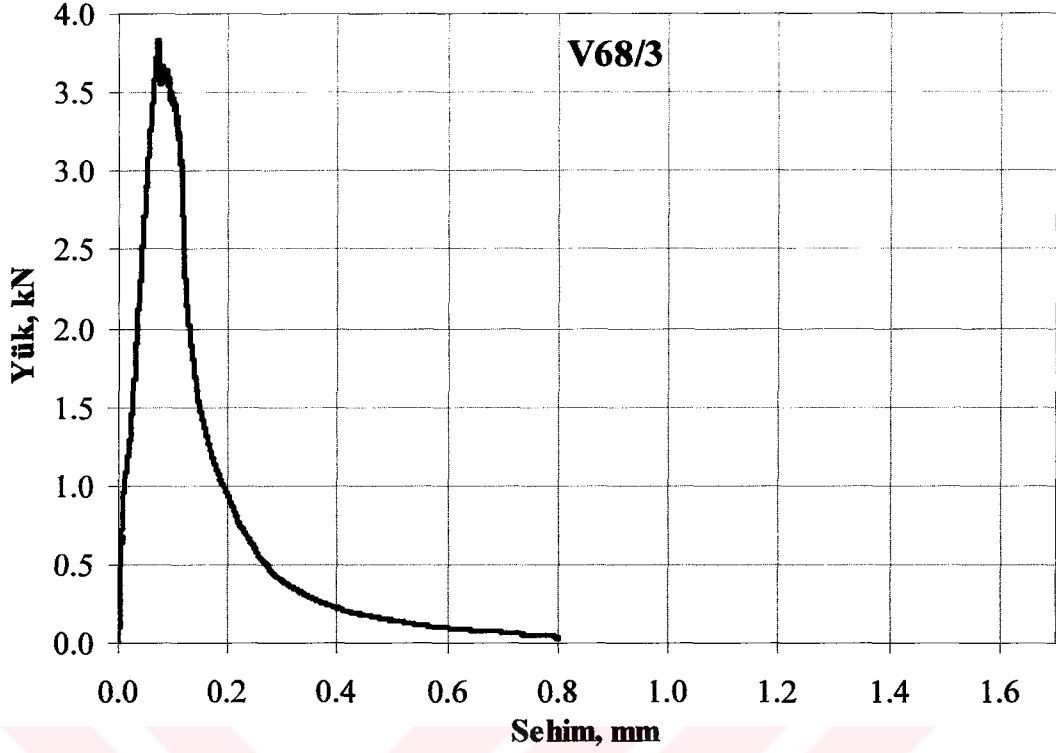
Şekil C.16. $V_{ag}=0,60 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (3. numune).



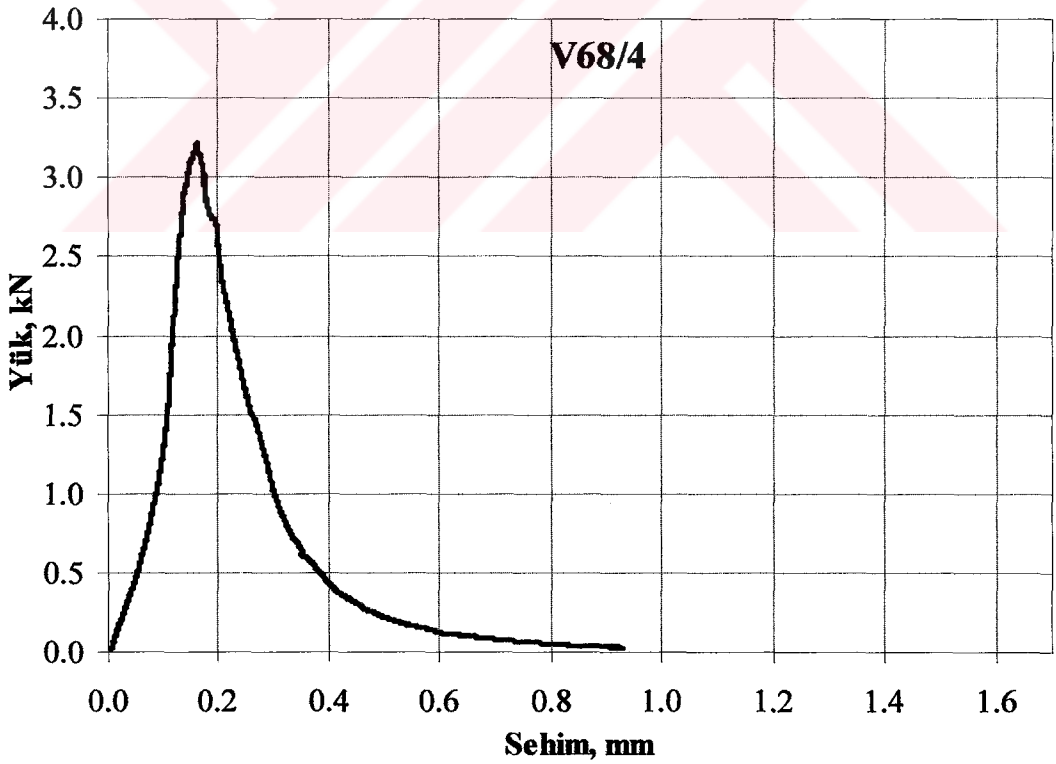
Şekil C.17. $V_{ag}=0,60 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (4. numune).



Şekil C.18. $V_{ag}=0,68 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (1. numune).

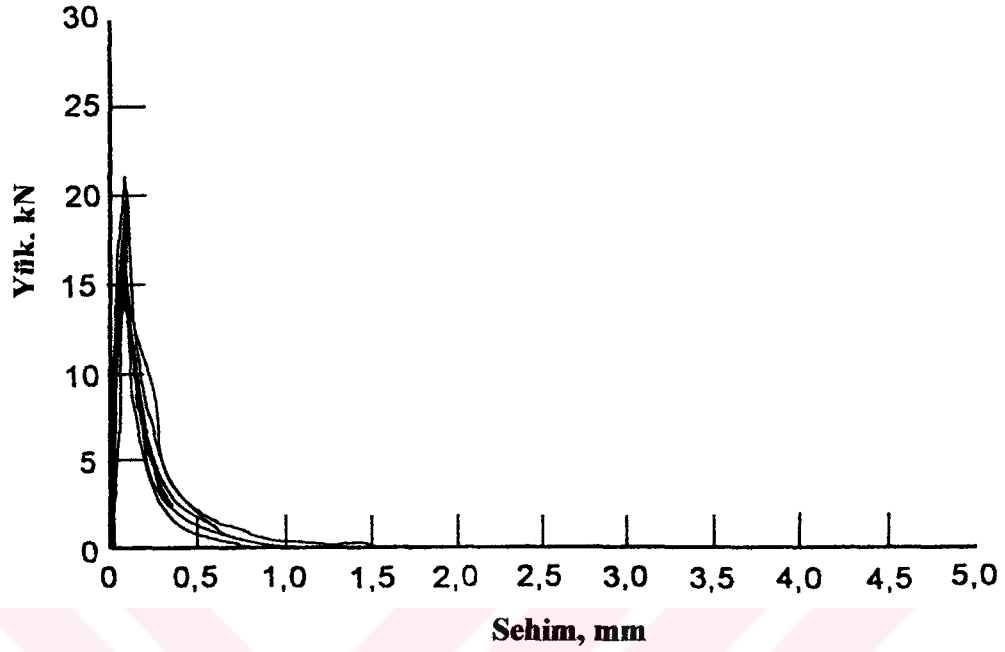


Şekil C.19. $V_{ag}=0,68 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (3. numune).

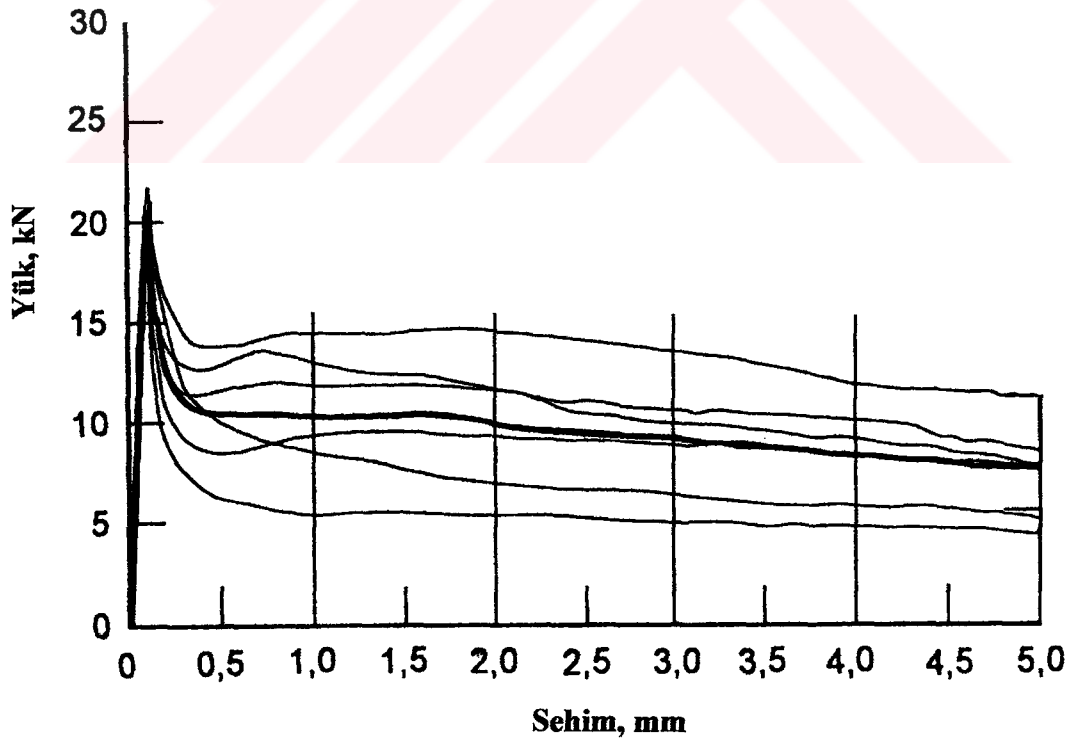


Şekil C.20. $V_{ag}=0,68 \text{ m}^3/\text{m}^3$ olan beton kirişe ait yük-sehim eğrisi (4. numune).

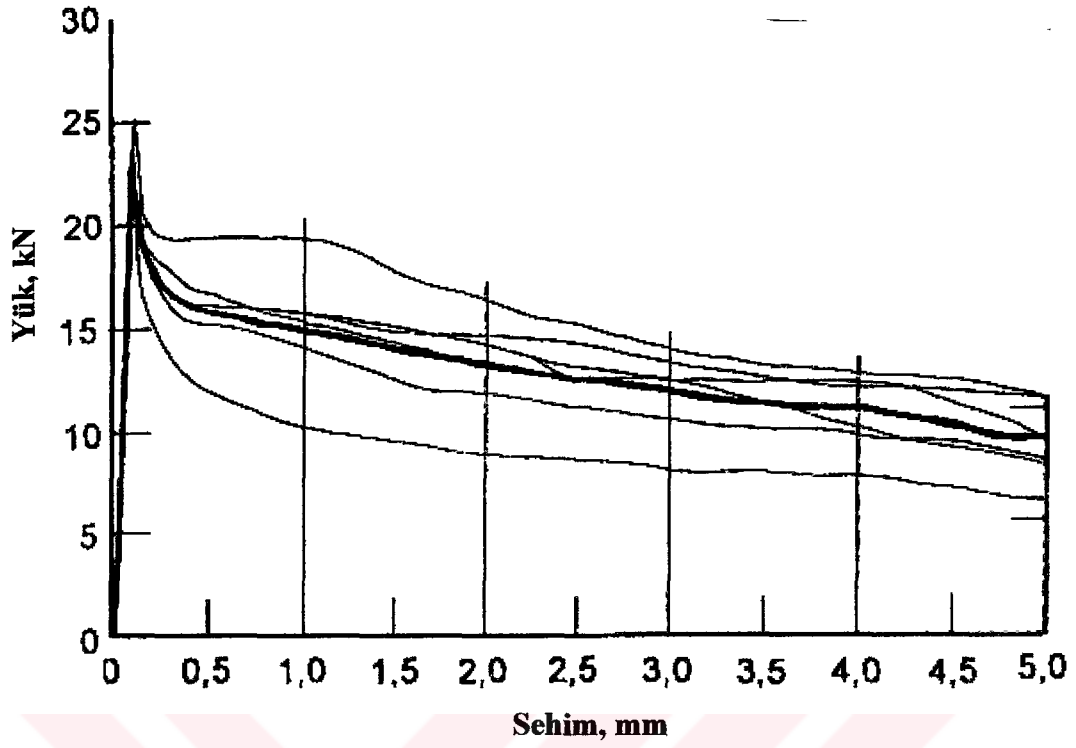
EK D: Alman deney yöntemine esasen çentiksiz yalın ve ÇTDB kiriş numuneler üzerinde yapılan dört noktalı eğilme deneyinden elde edilen ait yük-sehim eğrileri (6 numune ve ortalaması).



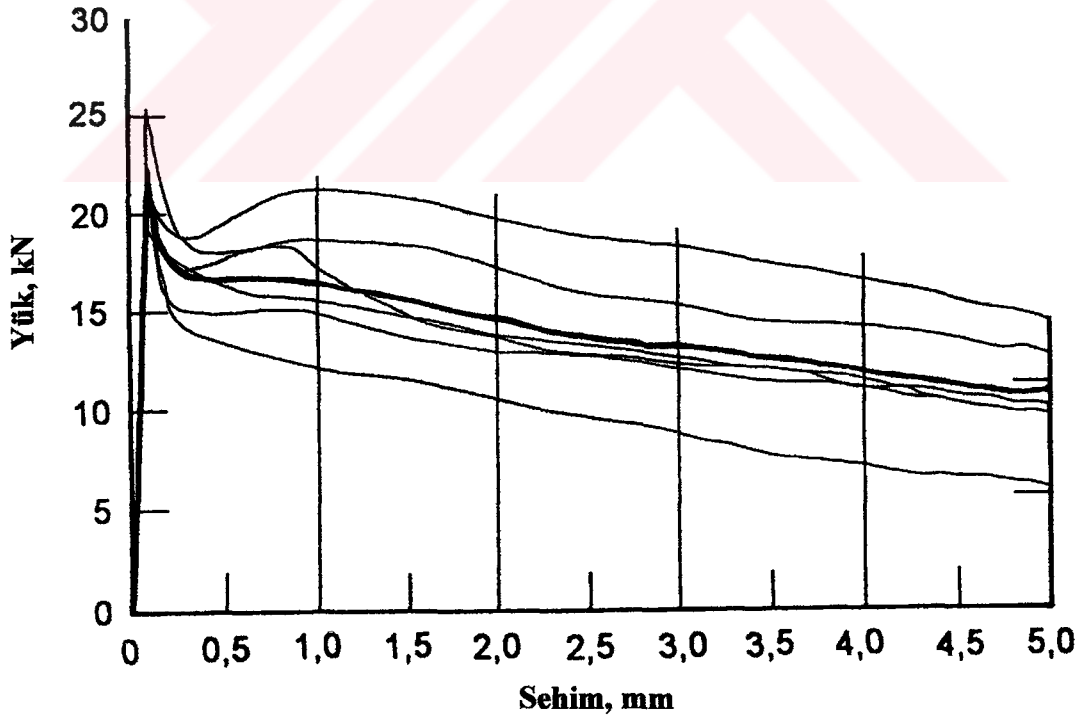
Şekil D.1. Yalın (normal) beton kiriş numunelere ait yük-sehim eğrileri (Falkner ve diğ., 1999).



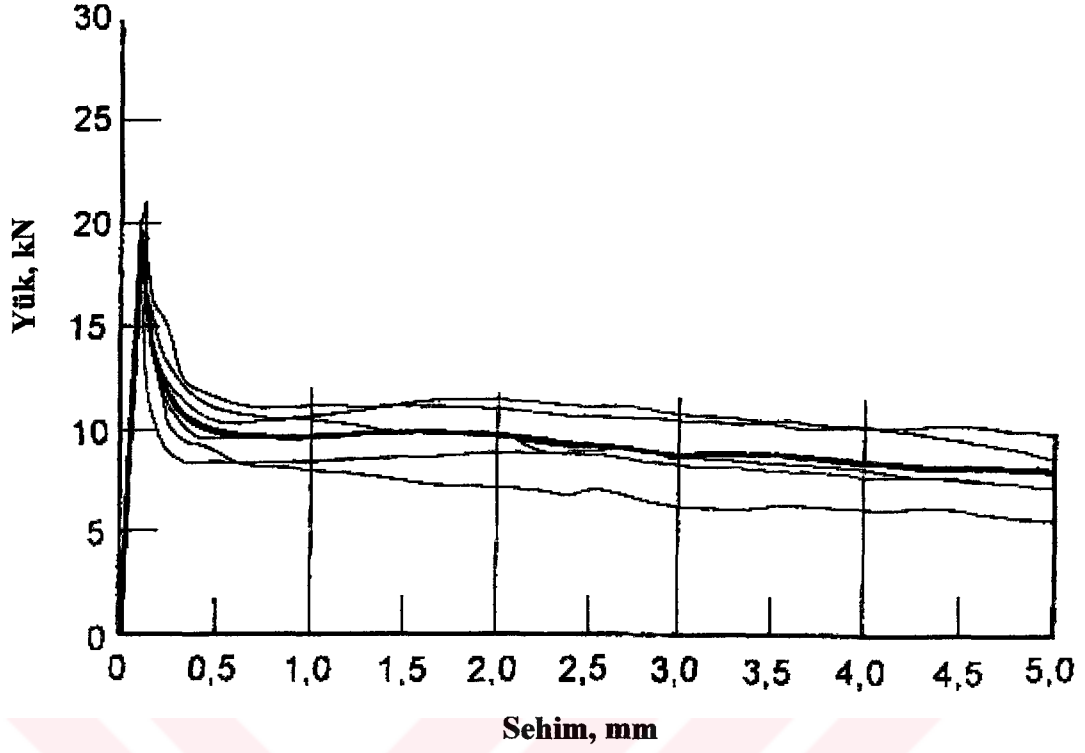
Şekil D.2. $L/d=80$ ve $V_f=20 \text{ kg/m}^3$ olan CTDB kiriş numunelere ait yük-sehim eğrileri (Falkner ve diğ., 1999).



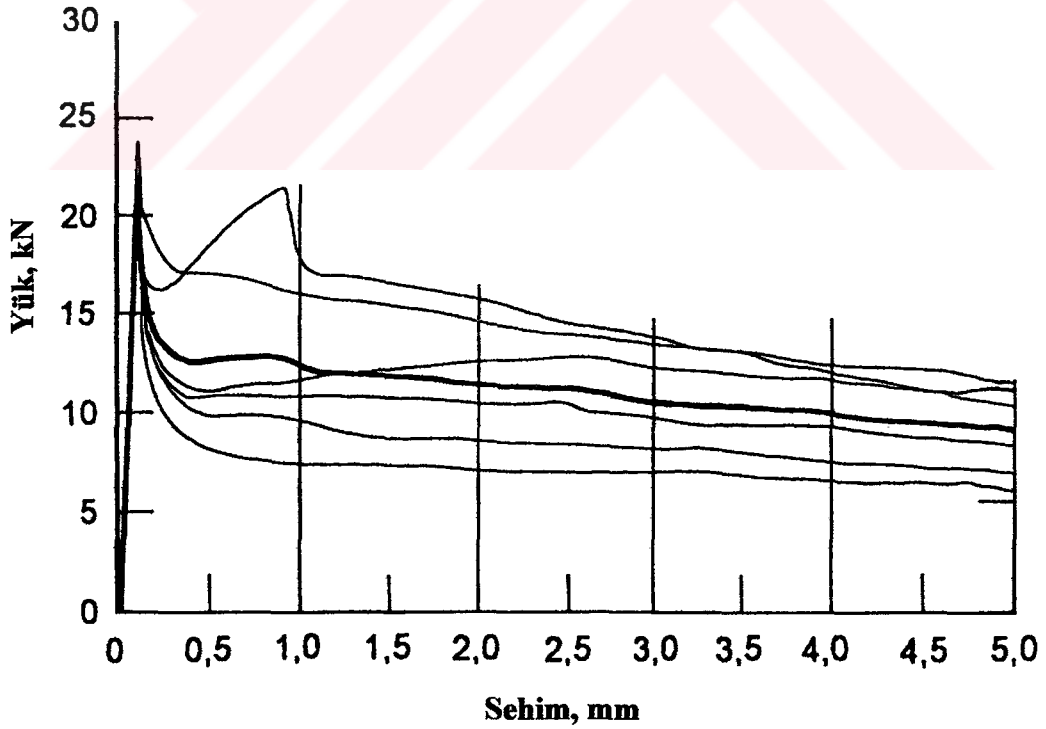
Şekil D.3. $L/d=80$ ve $V_f=30 \text{ kg/m}^3$ olan ÇTDB kiriş numunelere ait yük-sehim eğrileri (Falkner ve diğ., 1999).



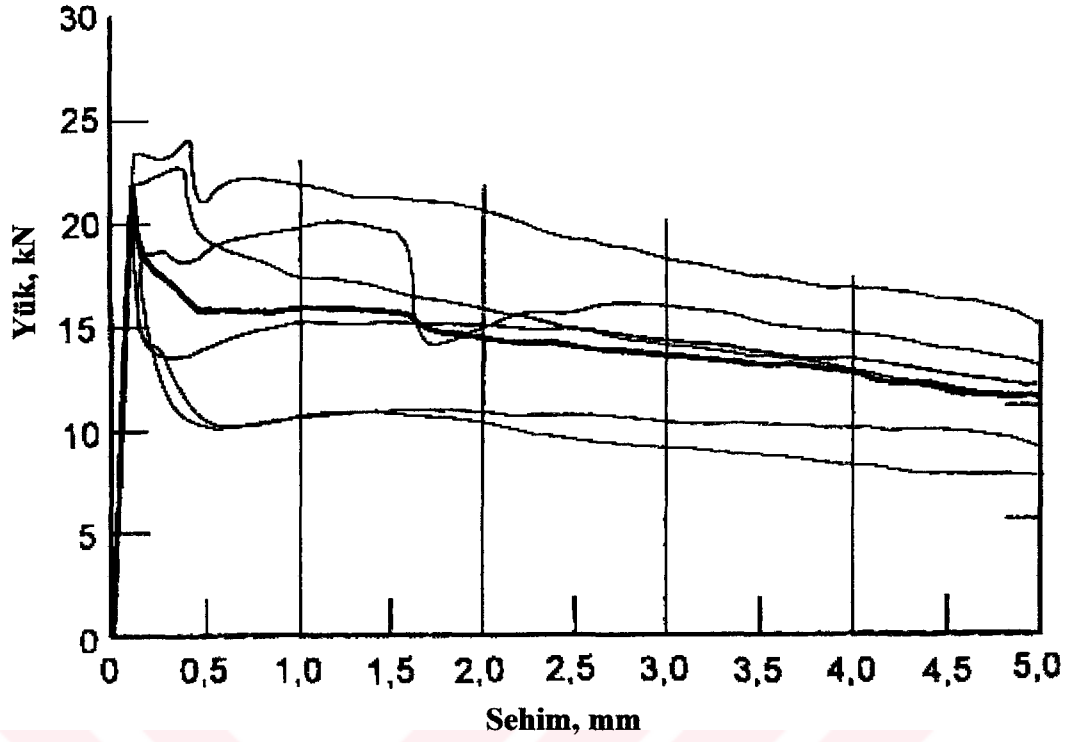
Şekil D.4. $L/d=80$ ve $V_f=40 \text{ kg/m}^3$ olan ÇTDB kiriş numunelere ait yük-sehim eğrileri (Falkner ve diğ., 1999).



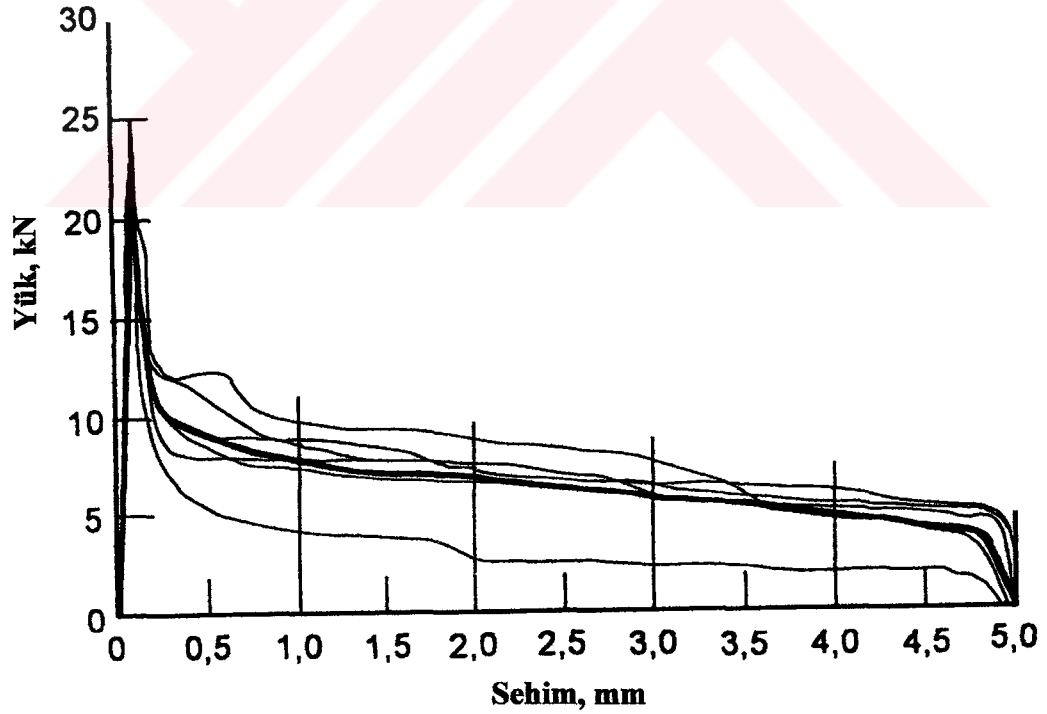
Şekil D.5. $L/d=65$ ve $V_f=25 \text{ kg/m}^3$ olan ÇTDB kiriş numunelere ait yük-sehim eğrileri (Falkner ve diğ., 1999).



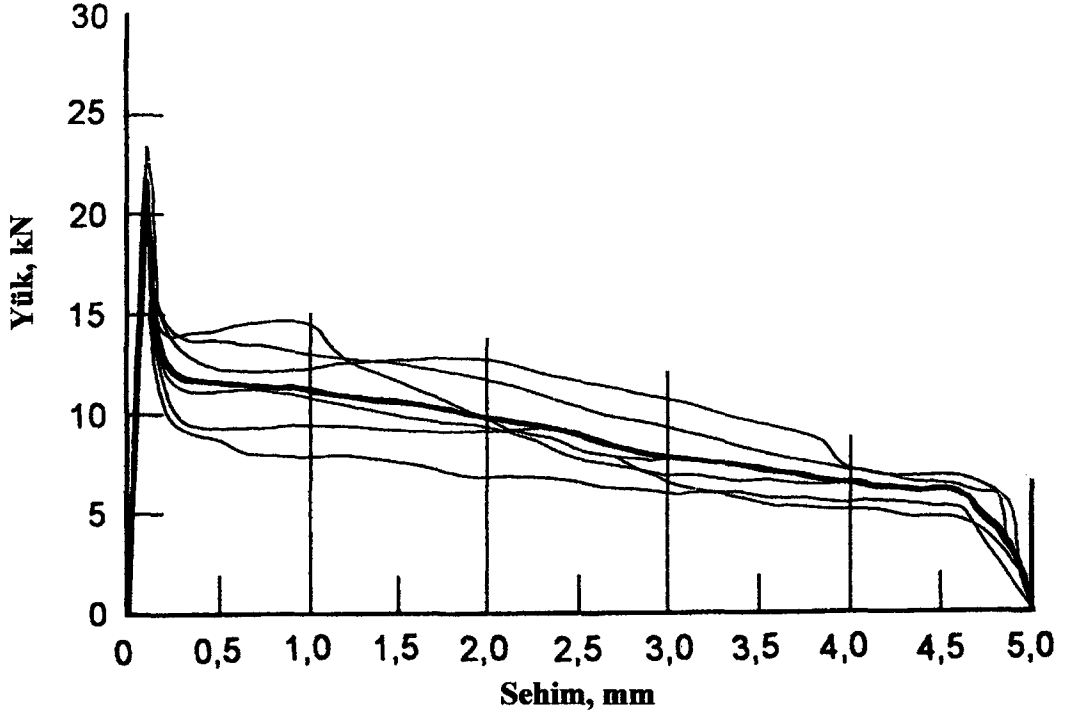
Şekil D.6. $L/d=65$ ve $V_f=35 \text{ kg/m}^3$ olan ÇTDB kiriş numunelere ait yük-sehim eğrileri (Falkner ve diğ., 1999).



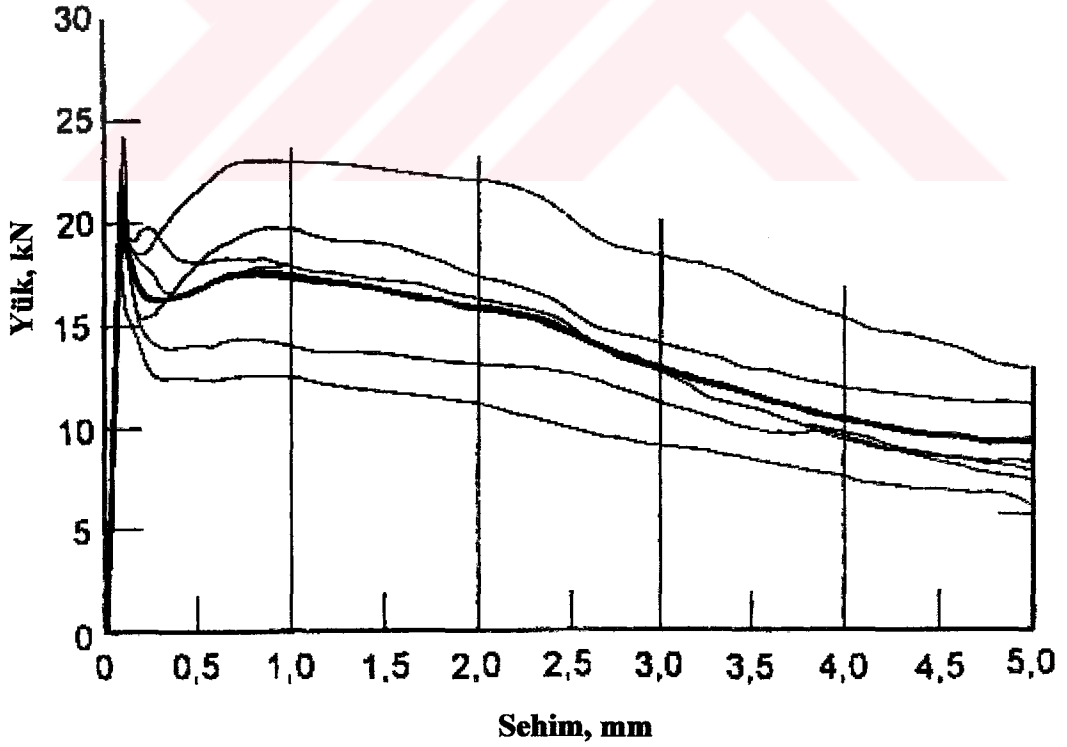
Şekil D.7. $L/d=65$ ve $V_f=45 \text{ kg/m}^3$ olan ÇTDB kiriş numunelere ait yük-sehim eğrileri (Falkner ve diğ., 1999).



Şekil D.8. $L/d=45$ ve $V_f=30 \text{ kg/m}^3$ olan ÇTDB kiriş numunelere ait yük-sehim eğrileri (Falkner ve diğ., 1999).

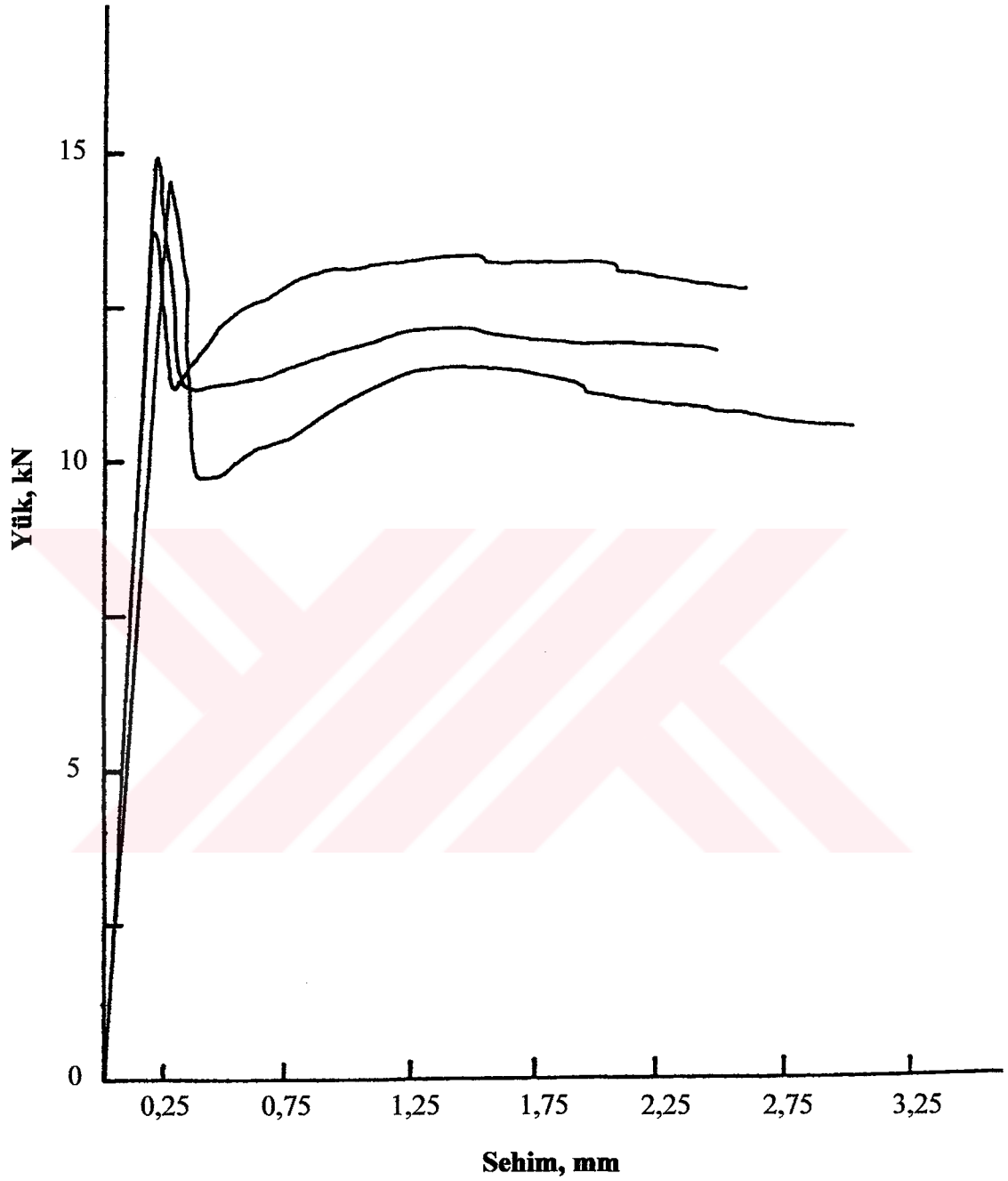


Şekil D.9. $L/d=45$ ve $V_f = 40 \text{ kg/m}^3$ olan ÇTDB kiriş numunelere ait yük-sehim eğrileri (Falkner ve diğ., 1999).

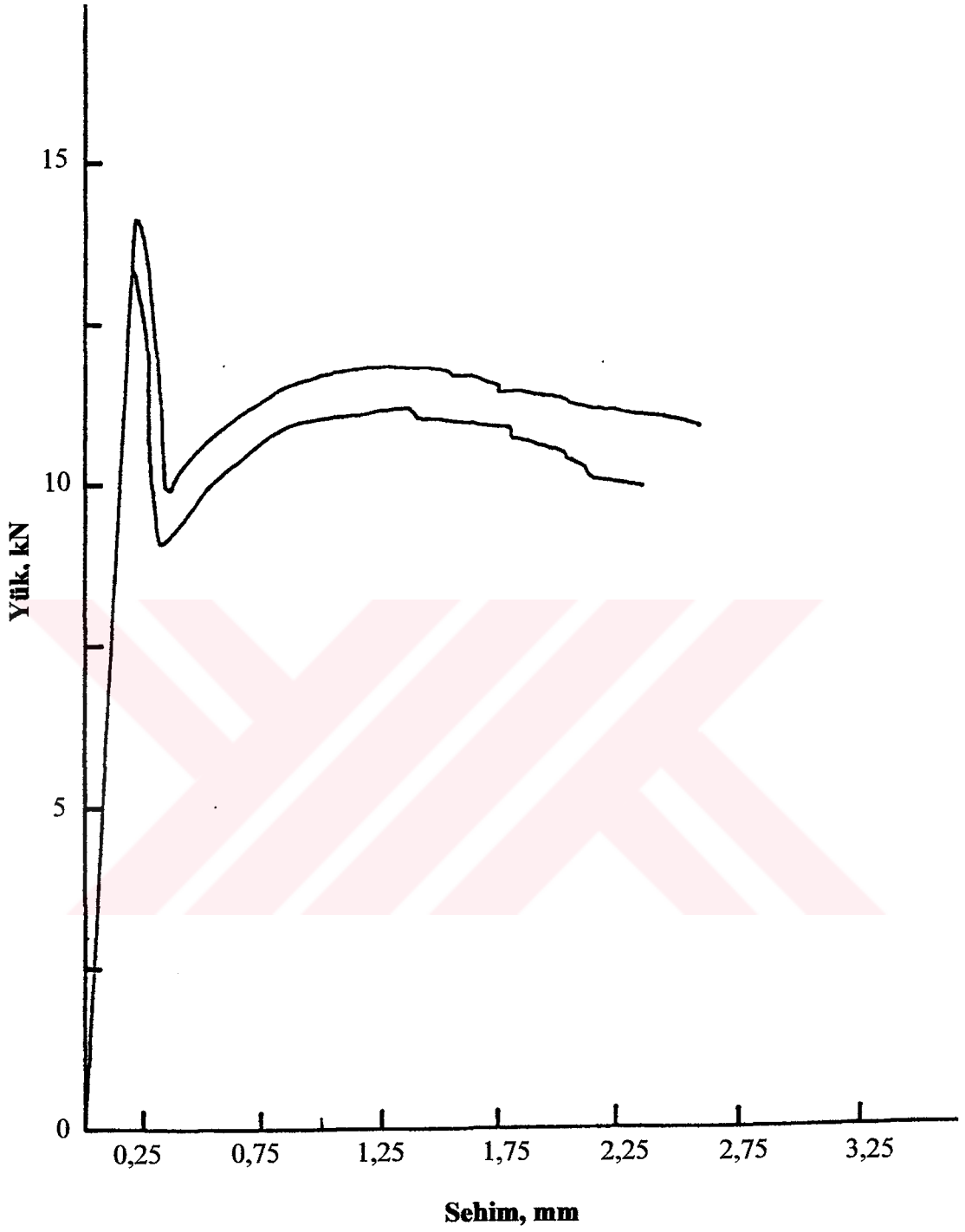


Şekil D.10. $L/d=45$ ve $V_f = 50 \text{ kg/m}^3$ olan ÇTDB kiriş numunelere ait yük-sehim eğrileri (Falkner ve diğ., 1999).

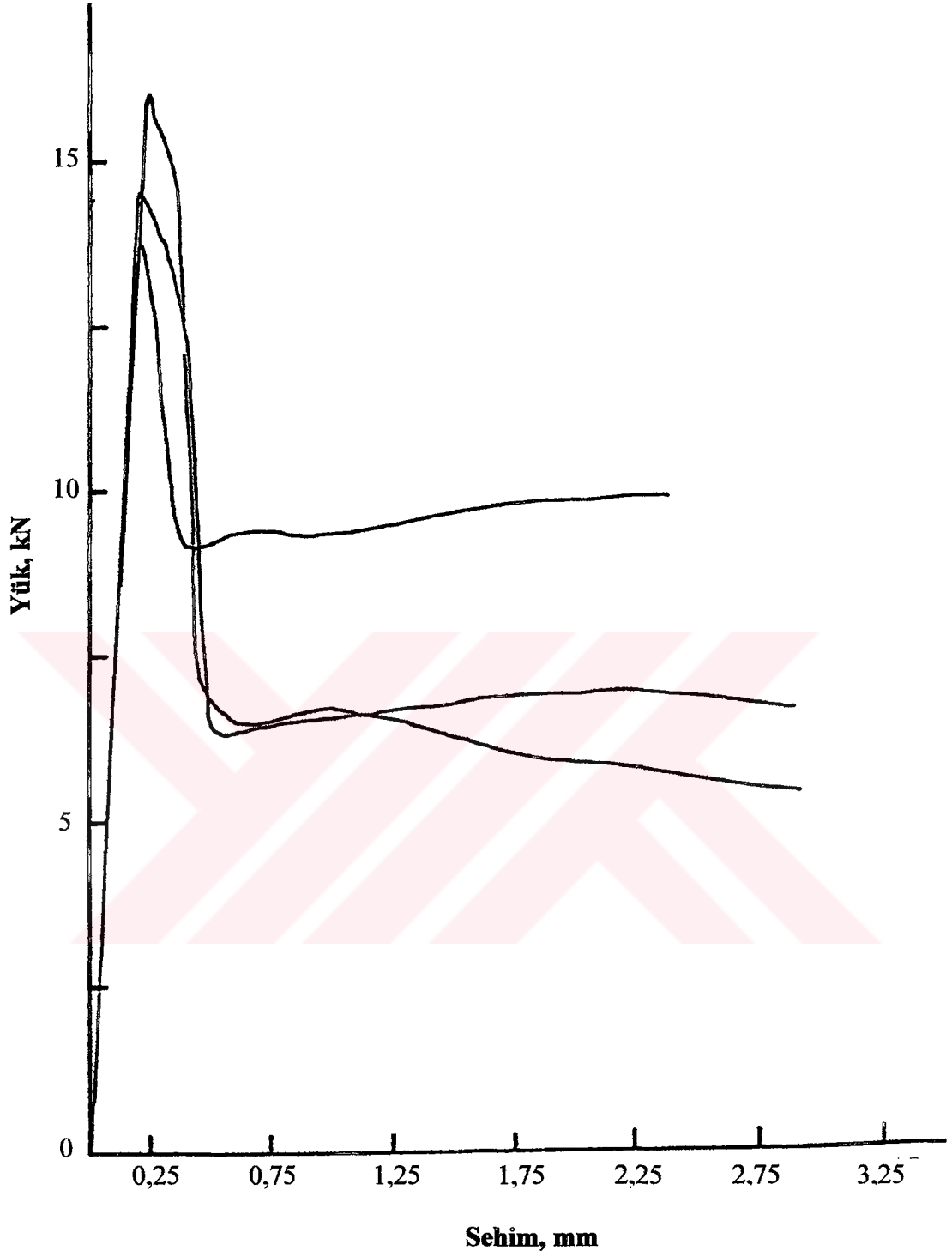
EK E: İskandinav deney yöntemine esasen çentiksiz ÇTDB kiriş numuneler üzerinde yapılan dört noktali eğilme deneyinden elde edilen ait yük-sehim eğrileri (3 numune).



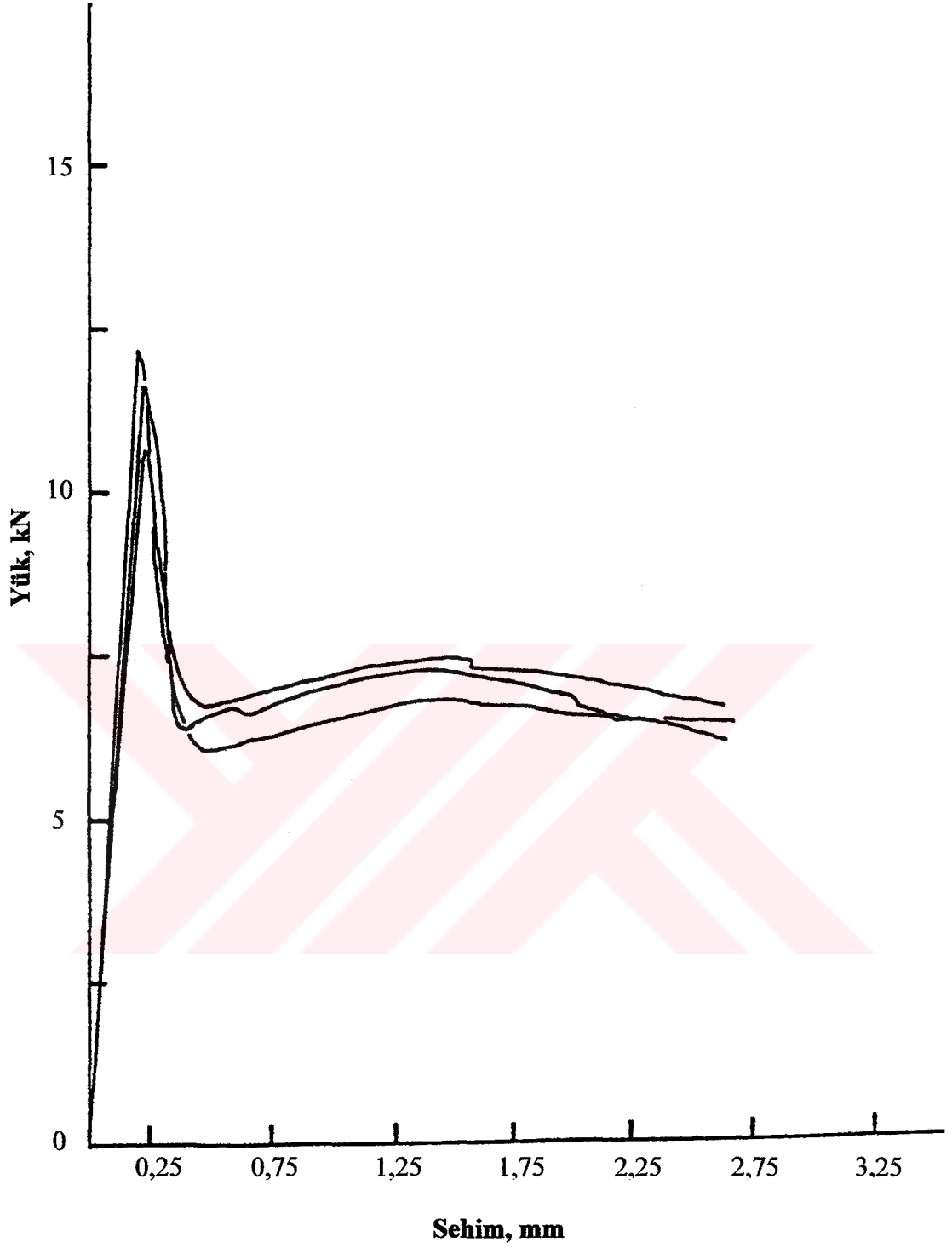
Şekil E.1. $L/d=80$ ve $V_f=50 \text{ kg/m}^3$ olan ÇTDB kiriş numunelere ait yük-sehim eğrileri (Skurdal, 1989).



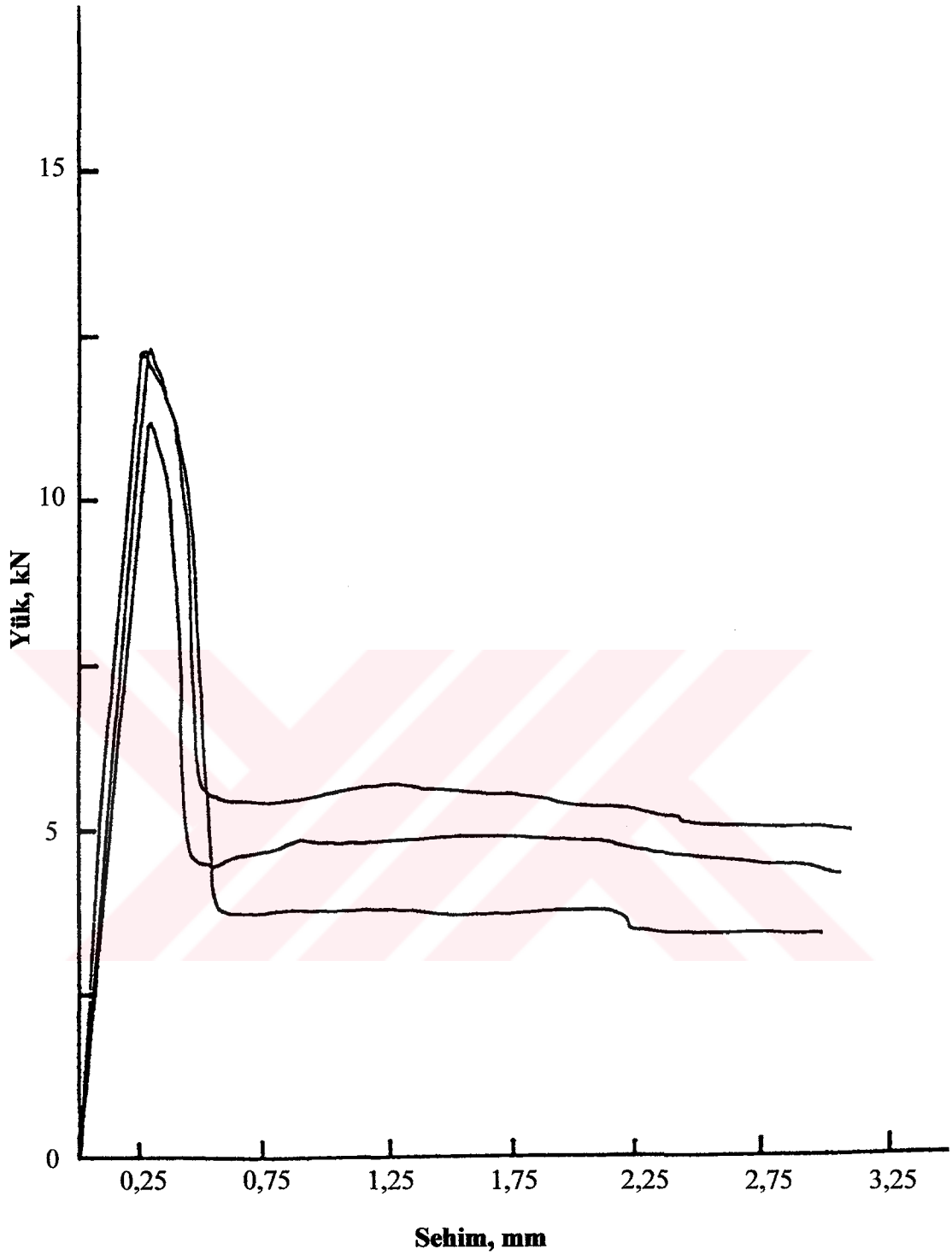
Şekil E.2. $L/d=80$ ve $V_f=40 \text{ kg/m}^3$ olan ÇTDB kiriş numunelere ait yük-sehim eğrileri (Skurdal, 1989).



Şekil E.3. $L/d=80$ ve $V_f=30 \text{ kg/m}^3$ olan ÇTDB kiriş numunelere ait yük-sehim eğrileri (Skurdal, 1989).



Şekil E.4. $L/d=60$ ve $V_f=50 \text{ kg/m}^3$ olan ÇTDB kiriş numunelere ait yük-sehim eğrileri (Skurdal, 1989).



Şekil E.5. $L/d=60$ ve $V_f = 30 \text{ kg/m}^3$ olan ÇTDB kiriş numunelere ait yük-sehim eğrileri (Skurdal, 1989).

EK F: Yalın ve ÇTDB numunelere uygulanan basınç, yarma ve eğilme deneylerinden elde edilen deney sonuçları.

Tablo F. 1. Basınç deneyine tabi tutulan ÇTDB silindir numunelerden elde edilen basınç dayanımları.

| Karışım kodu | Numune | | | Ortalama basınç dayanımı (f_c'), MPa | Standart sapma, MPa |
|--------------|--------|------|------|--|---------------------|
| | 1 | 2 | 3 | | |
| N80İ50 | 56,9 | 55,5 | 53,8 | 55,4 | 1,6 |
| N80İ35 | 52,8 | 59,0 | 51,1 | 54,3 | 4,2 |
| N80İ20 | 51,6 | 52,5 | 50,2 | 51,4 | 1,2 |
| N65İ50 | 76,3 | 76,1 | 70,8 | 74,4 | 3,1 |
| N65İ35 | 69,9 | 69,7 | 68,3 | 69,3 | 0,9 |
| N65İ20 | 57,2 | 56,1 | 58,6 | 57,3 | 1,3 |
| N55İ50 | 46,4 | 43,9 | 45,8 | 45,4 | 1,3 |
| N55İ35 | 48,1 | 48,0 | 49,0 | 48,4 | 0,6 |
| N55İ20 | 45,8 | 47,7 | 44,8 | 46,1 | 1,5 |
| NB | 61,1 | 58,9 | 61,4 | 60,5 | 1,4 |

Tablo F. 2. Basınç deneyine tabi tutulan ÇTDB silindir numunelerden elde edilen elastisite modülleri.

| Karışım kodu | Numune | | | Ortalama elastisite modülü (E), GPa | Standart sapma, GPa |
|--------------|--------|------|------|-------------------------------------|---------------------|
| | 1 | 2 | 3 | | |
| N80İ50 | 50,3 | 46,0 | 47,9 | 48,1 | 2,2 |
| N80İ35 | 44,1 | 50,5 | 44,5 | 46,4 | 3,6 |
| N80İ20 | 46,3 | 44,2 | 45,8 | 45,4 | 1,1 |
| N65İ50 | 55,2 | 45,4 | 46,7 | 49,1 | 5,3 |
| N65İ35 | 51,0 | - | 48,1 | 49,5 | 2,1 |
| N65İ20 | 53,1 | 48,8 | 53,2 | 51,7 | 2,5 |
| N55İ50 | 47,0 | 42,2 | - | 44,6 | 3,4 |
| N55İ35 | 45,0 | 46,0 | 49,2 | 46,7 | 2,2 |
| N55İ20 | 58,8 | 47,1 | 43,1 | 49,7 | 8,2 |
| NB | 54,0 | 50,0 | 52,6 | 52,2 | 2,0 |

Tablo F. 3. Yarma deneyine tabi tutulan ÇTDB disk numunelerden elde edilen yarma çekme dayanımları.

| Karışım kodu | Herbir numune üzere maksimum yük (P), kN | | | | | | Ortalama maksimum yük (P), kN | Standart sapma, kN | Ortalama yarma çekme dayanımı (f_{st}), MPa |
|--------------|--|-------|-------|-------|------|-------|-------------------------------|--------------------|---|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | | | |
| N80İ50 | 94,0 | 97,5 | 96,7 | 88,7 | 93,0 | 88,5 | 93 | 3,8 | 6,58 |
| N80İ35 | 79,6 | 84,0 | 81,2 | 90,5 | 90,7 | 78,5 | 84 | 5,4 | 5,95 |
| N80İ20 | 85,8 | 79,2 | 86,6 | 95,8 | 83,0 | 72,0 | 84 | 8,0 | 5,92 |
| N65İ50 | 125,0 | 112,0 | 111,0 | 114,0 | 88,0 | 90,0 | 107 | 14,6 | 7,55 |
| N65İ35 | 100,7 | 99,8 | 96,0 | 85,6 | 90,0 | 106,9 | 97 | 7,7 | 6,83 |
| N65İ20 | 87,7 | - | 87,3 | 90,7 | 85,6 | 98,0 | 90 | 4,9 | 6,36 |
| N55İ50 | 85,2 | 88,0 | 97,2 | 96,8 | 90,2 | 95,4 | 92 | 5,0 | 6,52 |
| N55İ35 | 92,2 | 82,0 | 81,0 | 79,3 | 76,0 | 74,0 | 81 | 6,4 | 5,71 |
| N55İ20 | 77,8 | 78,4 | 87,5 | 79,0 | 71,0 | 81,7 | 79 | 5,4 | 5,60 |
| NB | 76,0 | 68,3 | 70,6 | 71,0 | - | 89,5 | 75 | 8,5 | 5,30 |

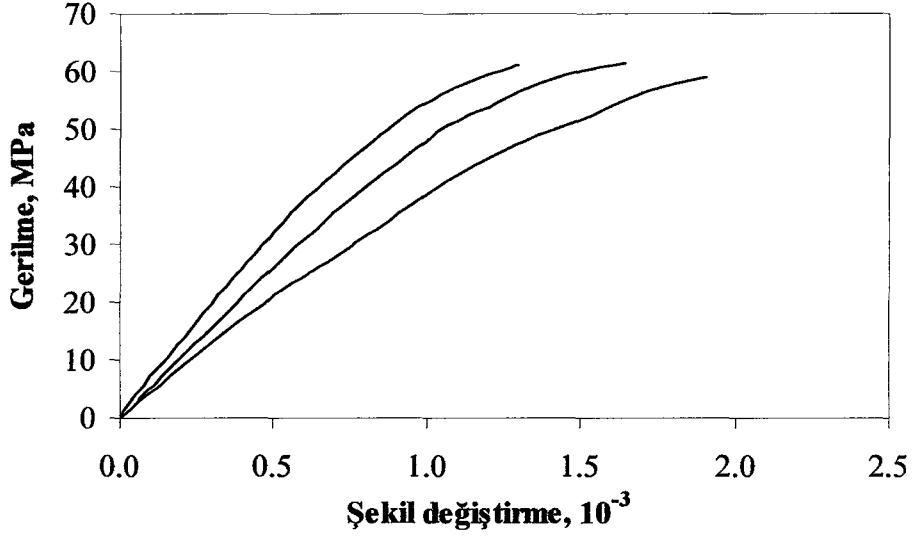
Tablo F. 4. Eğilme deneyine tabi ÇTDB tutulan kiriş numunelerden elde edilen net eğilme dayanımları.

| Karışım kodu | Numune | | | | Ortalama net eğilme dayanımı (f_{net}), MPa | Standart sapma, MPa |
|--------------|--------|-------|-------|------|---|---------------------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | | |
| N80İ50 | 13,90 | 8,63 | 13,90 | - | 12,1 | 3,0 |
| N80İ35 | 7,95 | 6,98 | 6,94 | 7,10 | 7,3 | 0,5 |
| N80İ20 | 6,60 | 6,24 | 6,19 | 6,39 | 6,4 | 0,2 |
| N65İ50 | 7,58 | 11,12 | 12,17 | 7,27 | 9,5 | 2,5 |
| N65İ35 | 6,20 | 7,71 | 7,07 | 6,80 | 6,9 | 0,6 |
| N65İ20 | 6,05 | 7,24 | - | 6,77 | 6,7 | 0,6 |
| N55İ50 | 8,67 | 9,57 | 6,67 | 7,26 | 8,1 | 1,3 |
| N55İ35 | 6,71 | 6,22 | 7,61 | 7,51 | 7,0 | 0,7 |
| N55İ20 | 5,29 | 6,04 | 6,49 | 6,33 | 6,0 | 0,5 |
| NB | 6,29 | 6,20 | 5,82 | 5,96 | 6,1 | 0,2 |

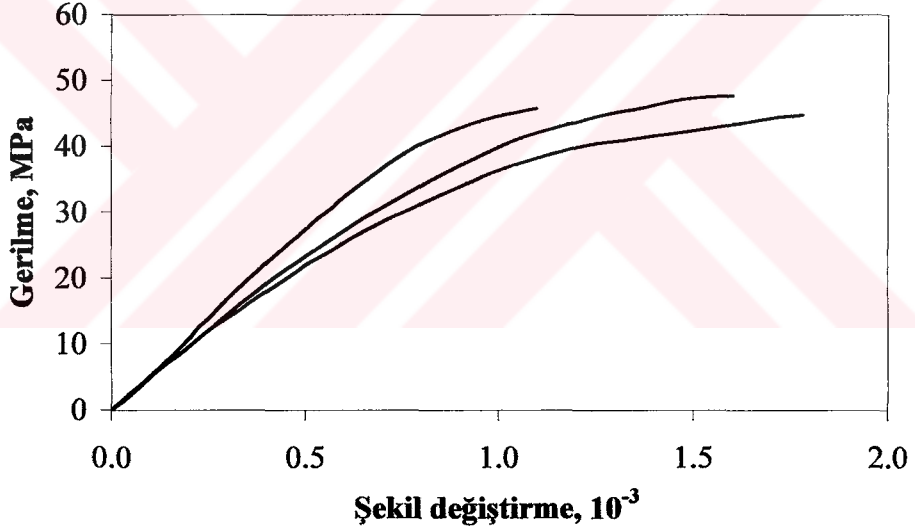
Tablo F. 5. Eğilme deneyine tabi ÇTDB tutulan kiriş numunelerden elde edilen özgül kırılma enerjileri.

| Karışım kodu | Numune | | | Ortalama özgül kırılma enerjisi (G_F), N/m | Standart sapma, N/m |
|--------------|--------|--------|--------|--|---------------------|
| | 1 | 2 | 3 | | |
| N80İ50 | 4422,6 | - | 4319,2 | 4371 | 73 |
| N80İ35 | 2048,7 | - | 1538,2 | 1793 | 361 |
| N80İ20 | 1211,7 | 933,7 | 925,2 | 1024 | 163 |
| N65İ50 | 3956,5 | 3492,3 | - | 3724 | 328 |
| N65İ35 | 2057,7 | 2268,2 | 1489,8 | 1939 | 403 |
| N65İ20 | 958,7 | 893,7 | 1017,2 | 957 | 62 |
| N55İ50 | 3335,7 | 3400,2 | - | 3368 | 46 |
| N55İ35 | 1915,6 | 1713,9 | 1924,9 | 1851 | 119 |
| N55İ20 | 715,1 | 1444,2 | 872,2 | 1011 | 384 |
| NB | - | - | - | - | - |

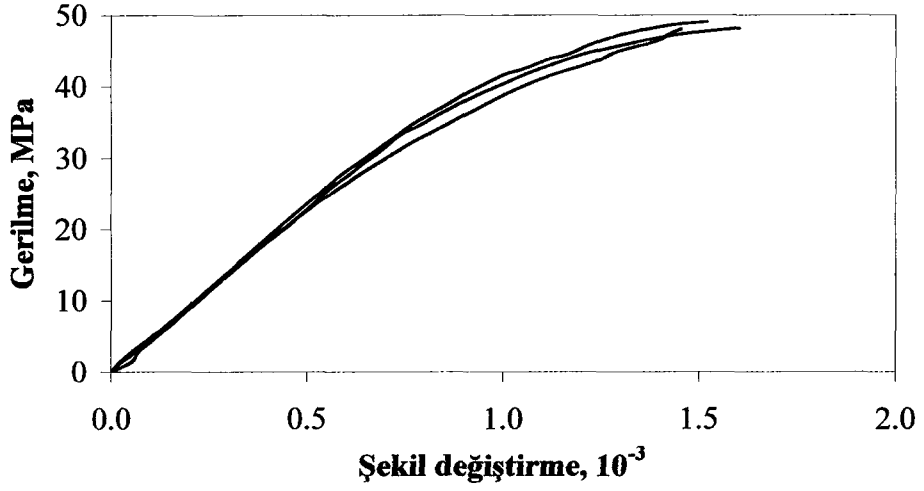
EK G: Yalın ve ÇTDB silindir numuneler üzerinde yapılan basınç deneyinden elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrileri (3 numune).



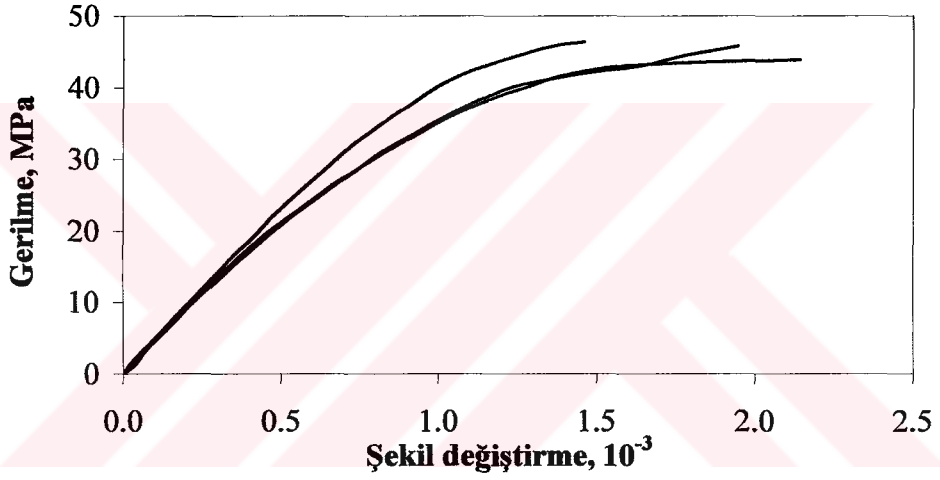
Şekil G.1. NB kodlu normal beton numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrileri.



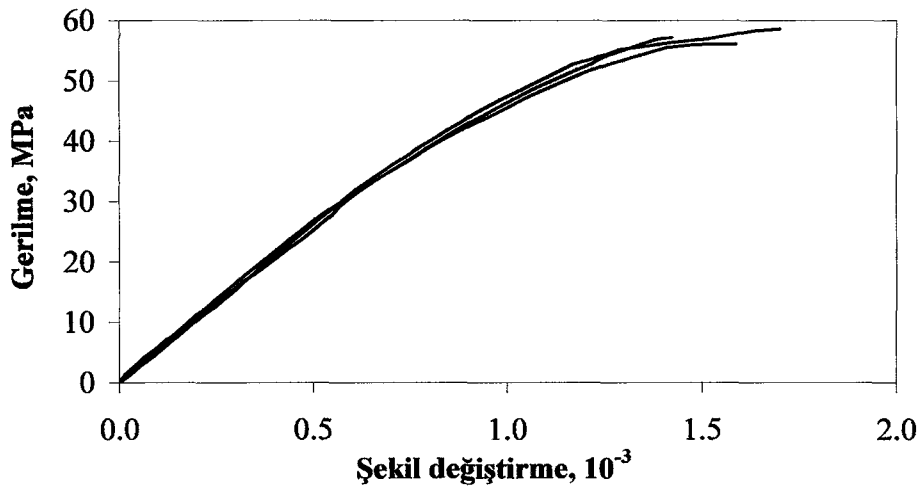
Şekil G.2. $L/d=55$ ve $V_f=20$ kg/m³ olan N55İ20 kodlu ÇTDB numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrileri.



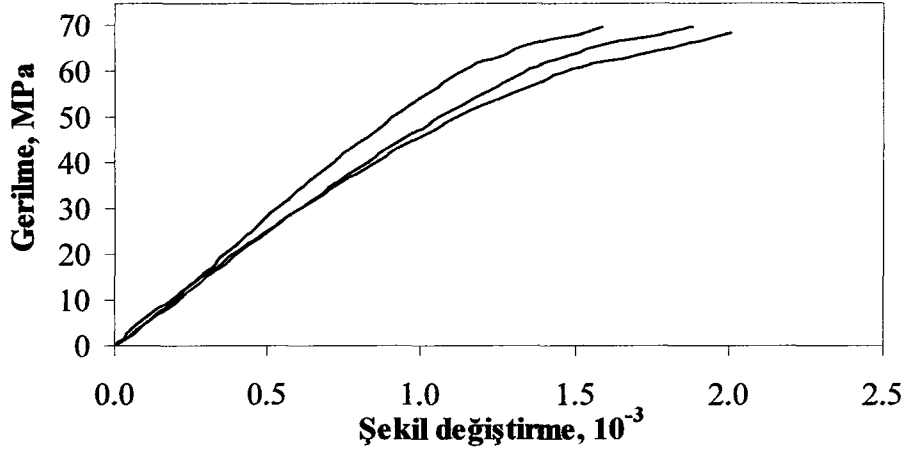
Şekil G.3. $L/d=55$ ve $V_f = 35 \text{ kg/m}^3$ olan N55İ35 kodlu ÇTDB numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrileri.



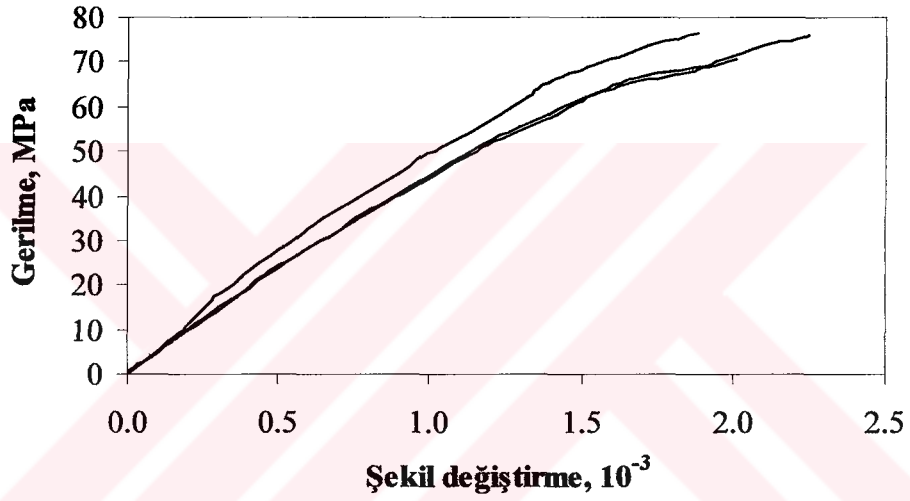
Şekil G.4. $L/d=55$ ve $V_f = 50 \text{ kg/m}^3$ olan N55İ50 kodlu ÇTDB numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrileri.



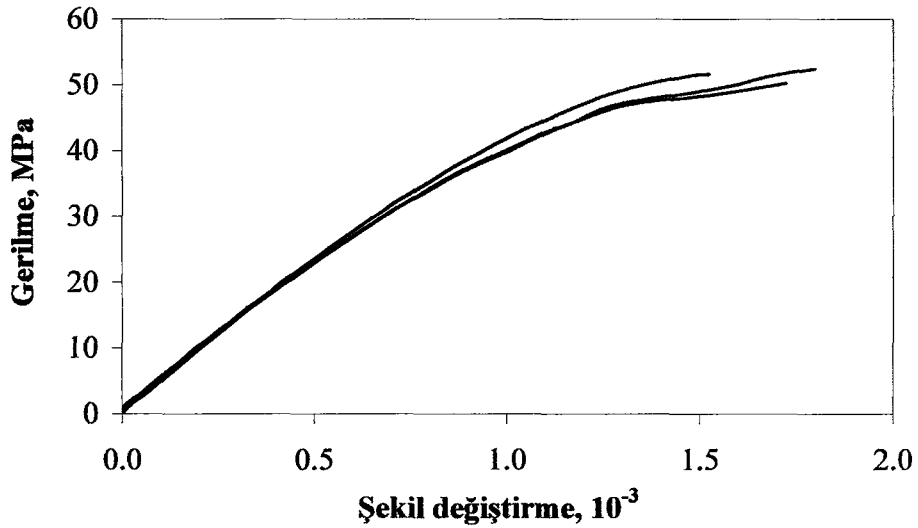
Şekil G.5. $L/d=65$ ve $V_f = 20 \text{ kg/m}^3$ olan N65İ20 kodlu ÇTDB numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrileri.



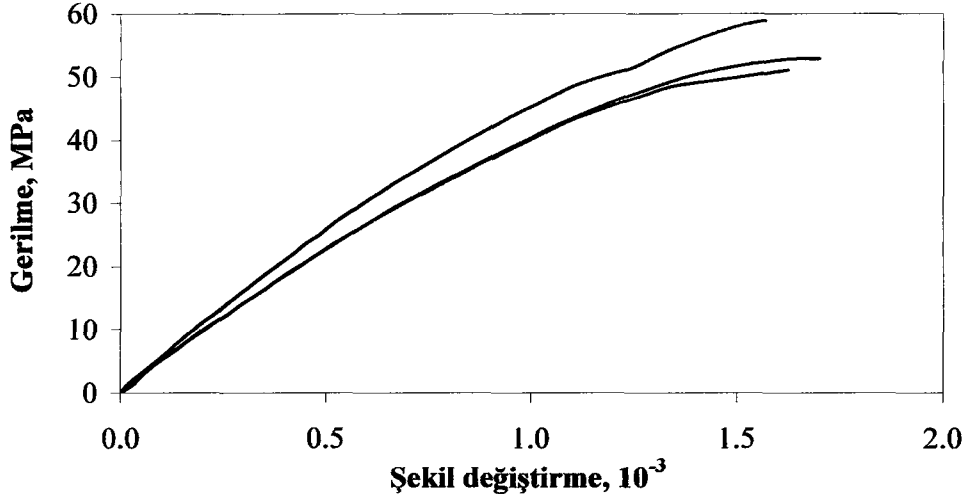
Şekil G.6. $L/d=65$ ve $V_f = 35 \text{ kg/m}^3$ olan N65İ35 kodlu ÇTDB numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrileri.



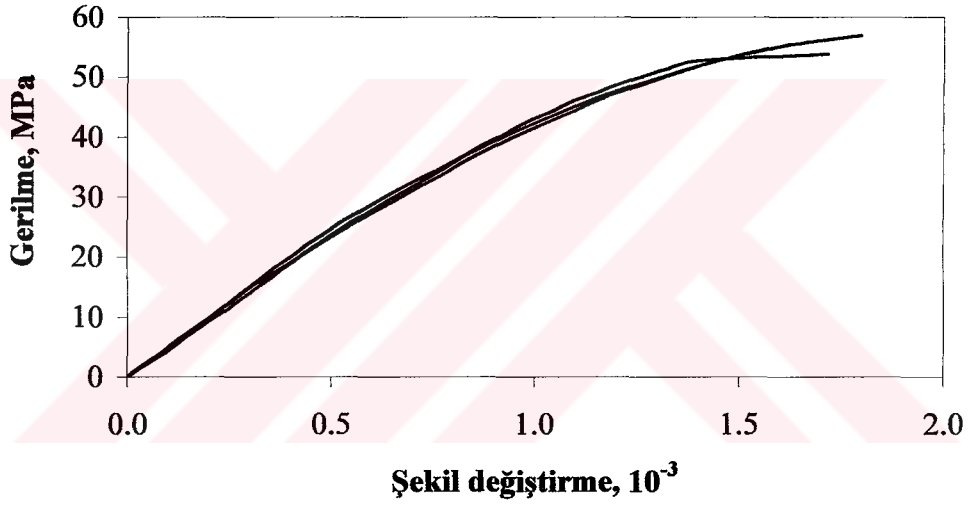
Şekil G.7. $L/d=65$ ve $V_f = 50 \text{ kg/m}^3$ olan N65İ50 kodlu ÇTDB numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrileri.



Şekil G.8. $L/d=80$ ve $V_f = 20 \text{ kg/m}^3$ olan N80İ20 kodlu ÇTDB numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrileri.

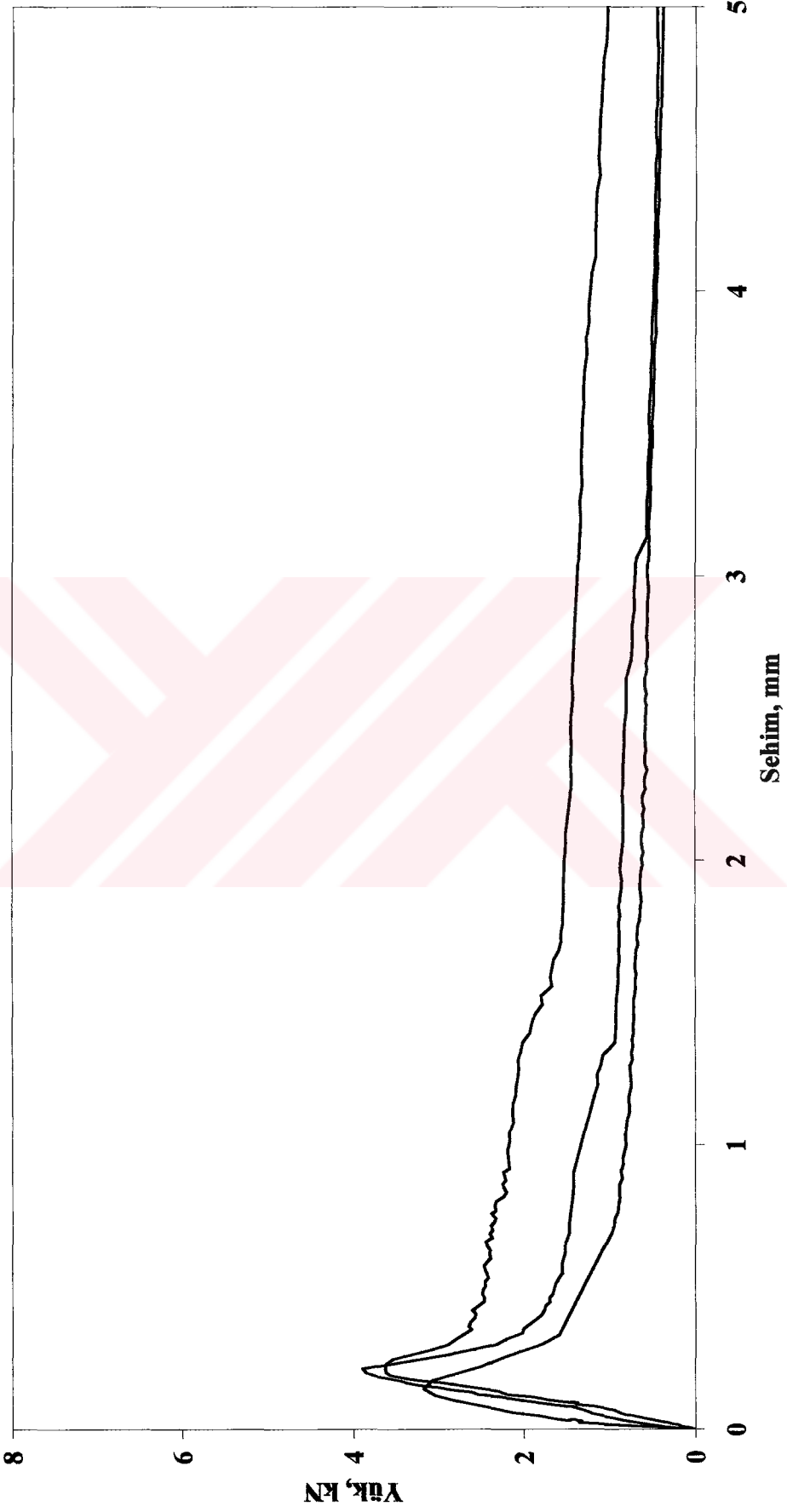


Şekil G.9. L/d=80 ve $V_f = 35 \text{ kg/m}^3$ olan N80İ35 kodlu ÇTDB numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrileri.

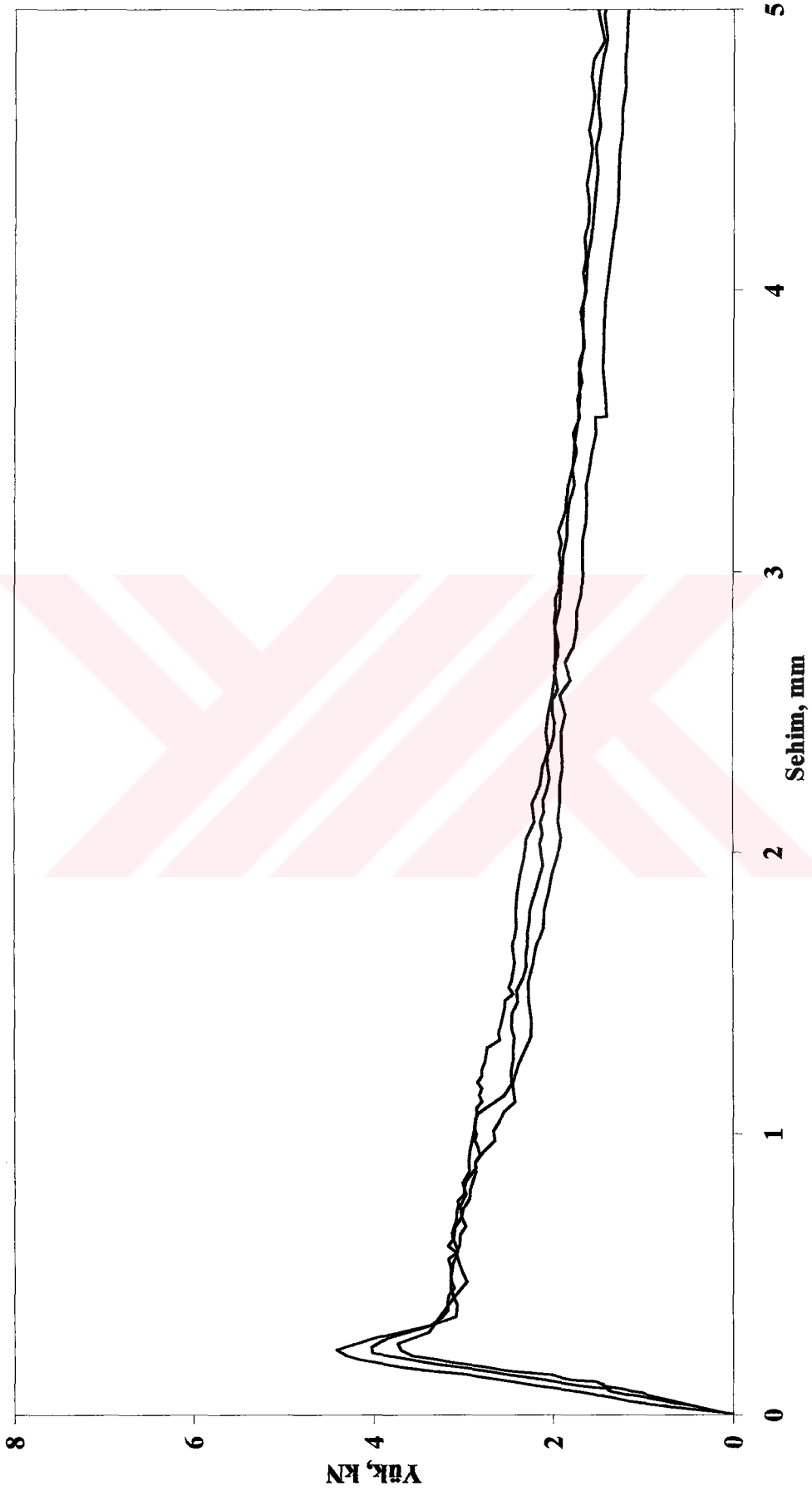


Şekil G.10. L/d=80 ve $V_f = 50 \text{ kg/m}^3$ olan N80İ50 kodlu ÇTDB numunelere ait gerilme-şekil değiştirme eğrileri.

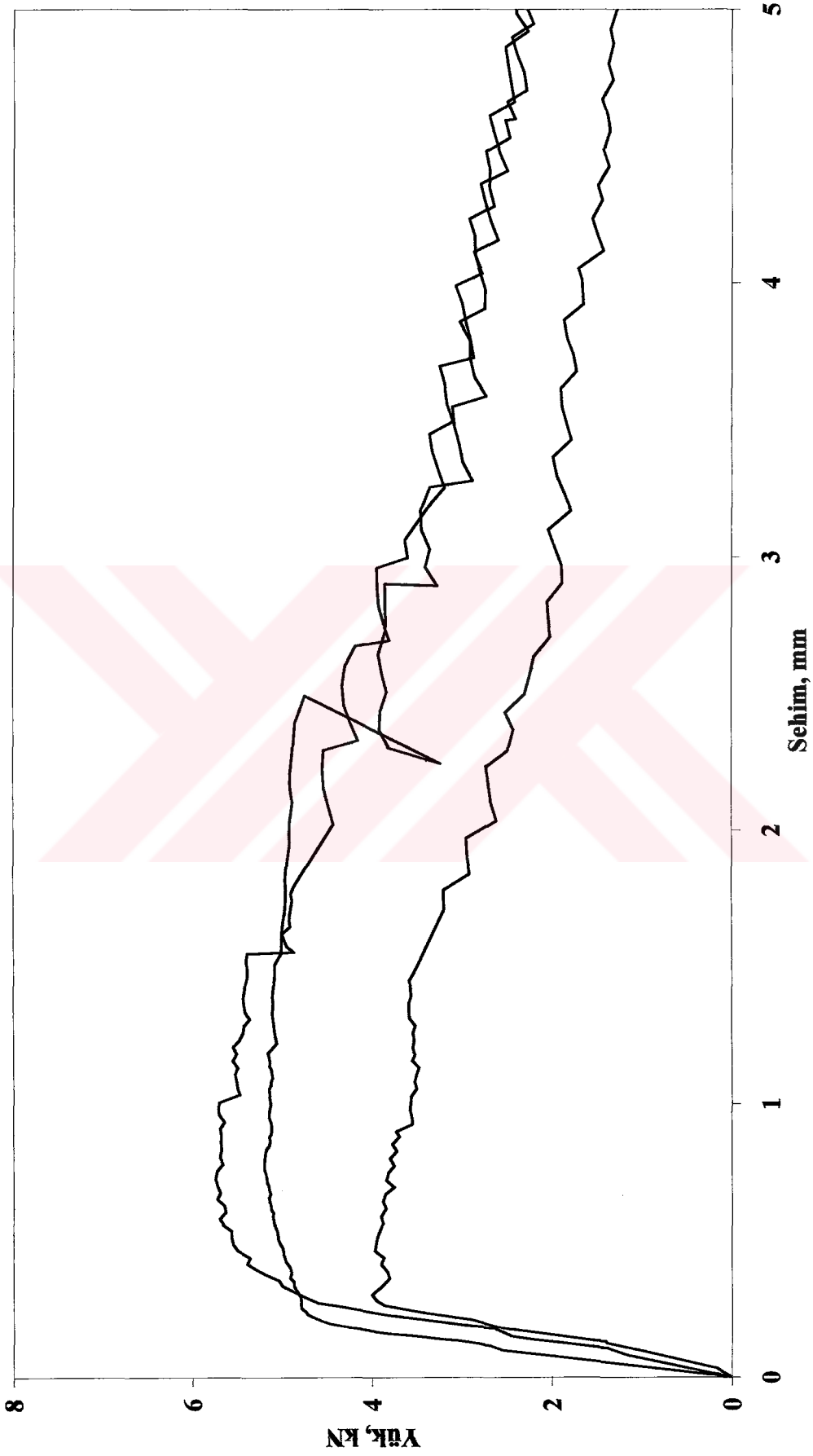
EK H. RILEM 50-FMC Teknik Komitesi (1985) tarafından önerilen standarda göre çentikli ÇTDB kiriş numuneler üzerinde yapılan üç noktalı eğilme deneyinden elde edilen yük-sehim eğrileri (3 numune).



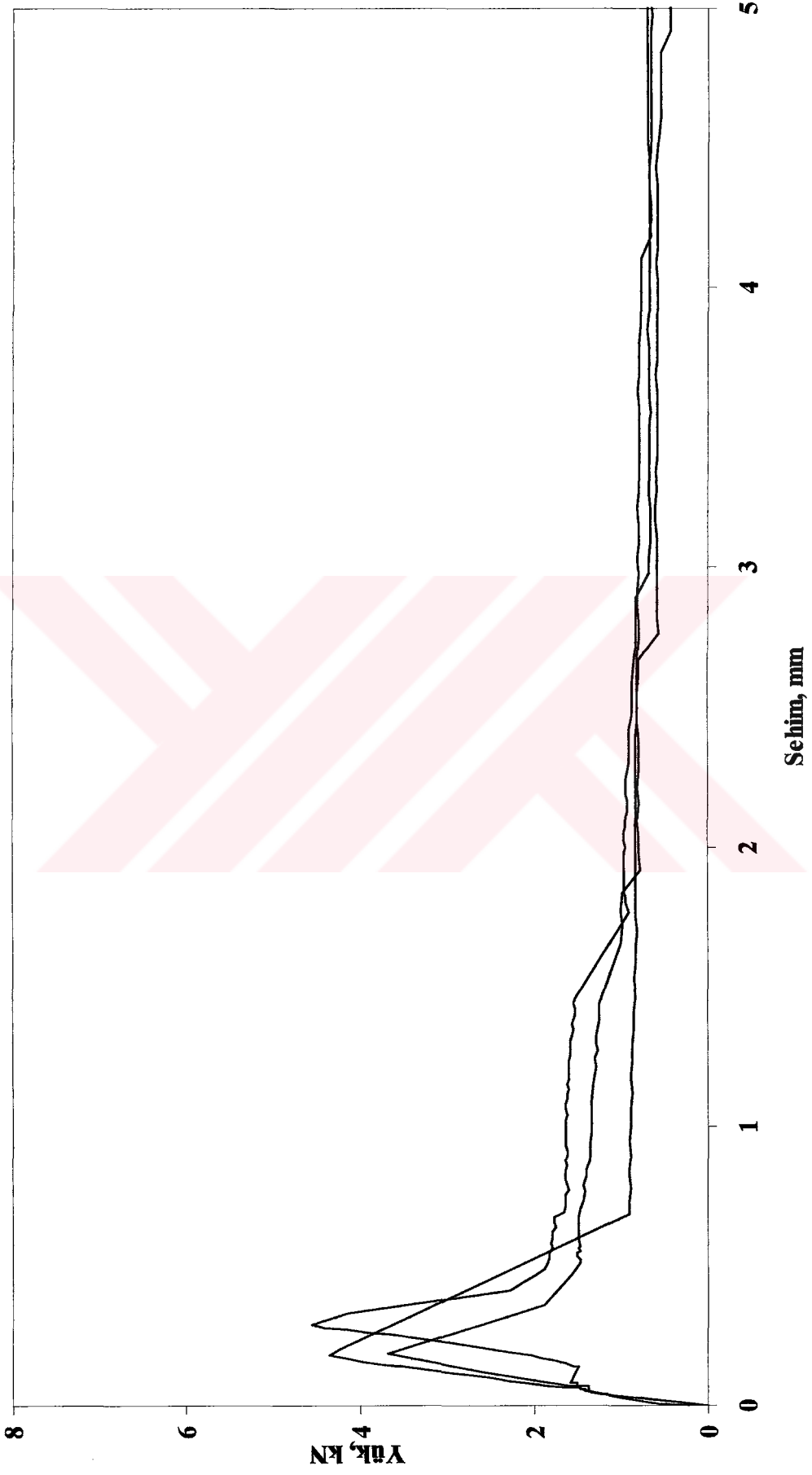
Şekil H.1.1. $L/d=55$ ve $V_f=20 \text{ kg/m}^3$ olan N55İ20 kodlu ÇTDB numunelere ait yük-sehim eğrileri.



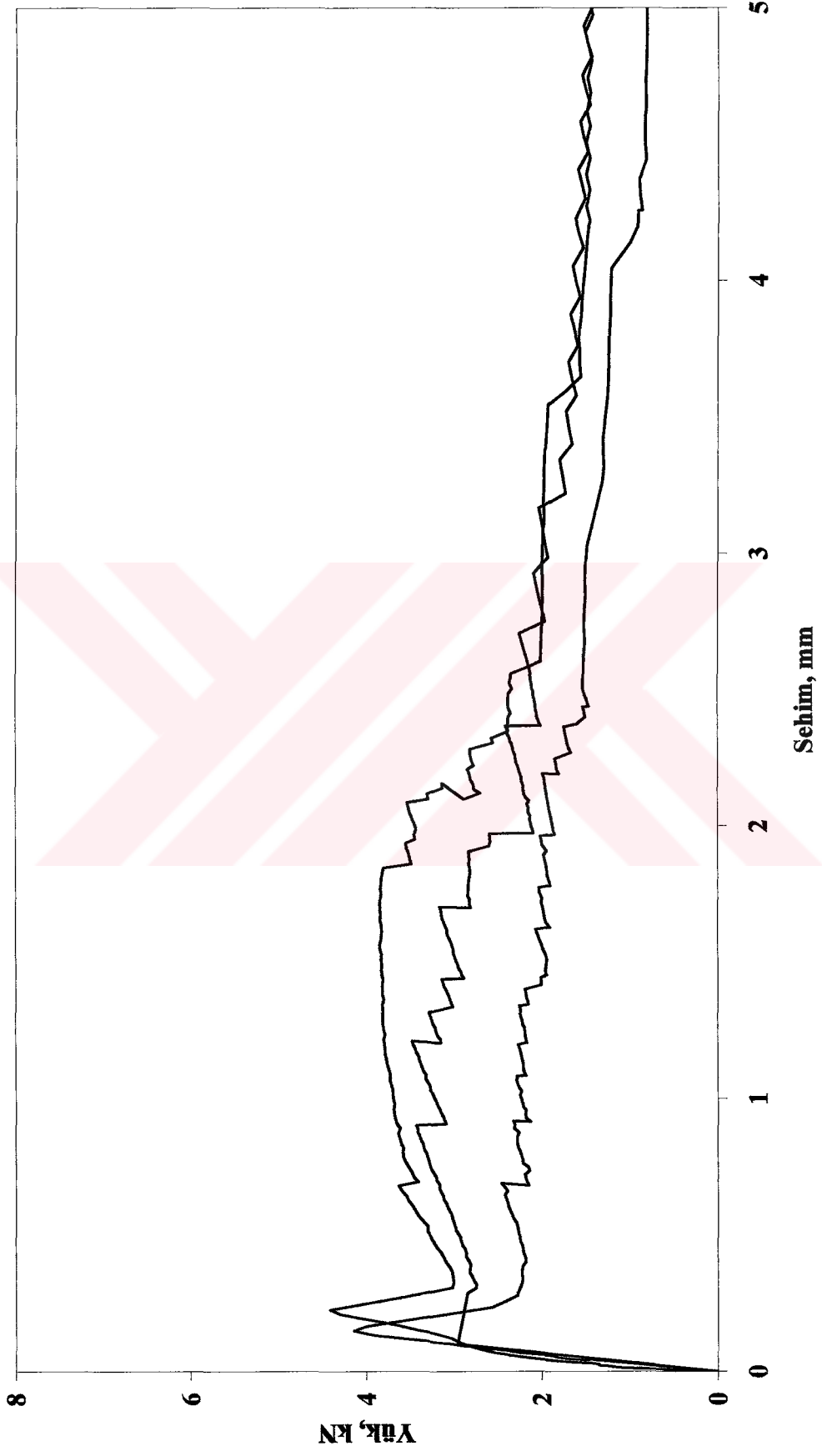
Şekil H.2. $L/d=55$ ve $V_f=35 \text{ kg/m}^3$ olan N55İ35 kodlu ÇTDB numunelere ait yük-sehim eğrileri.



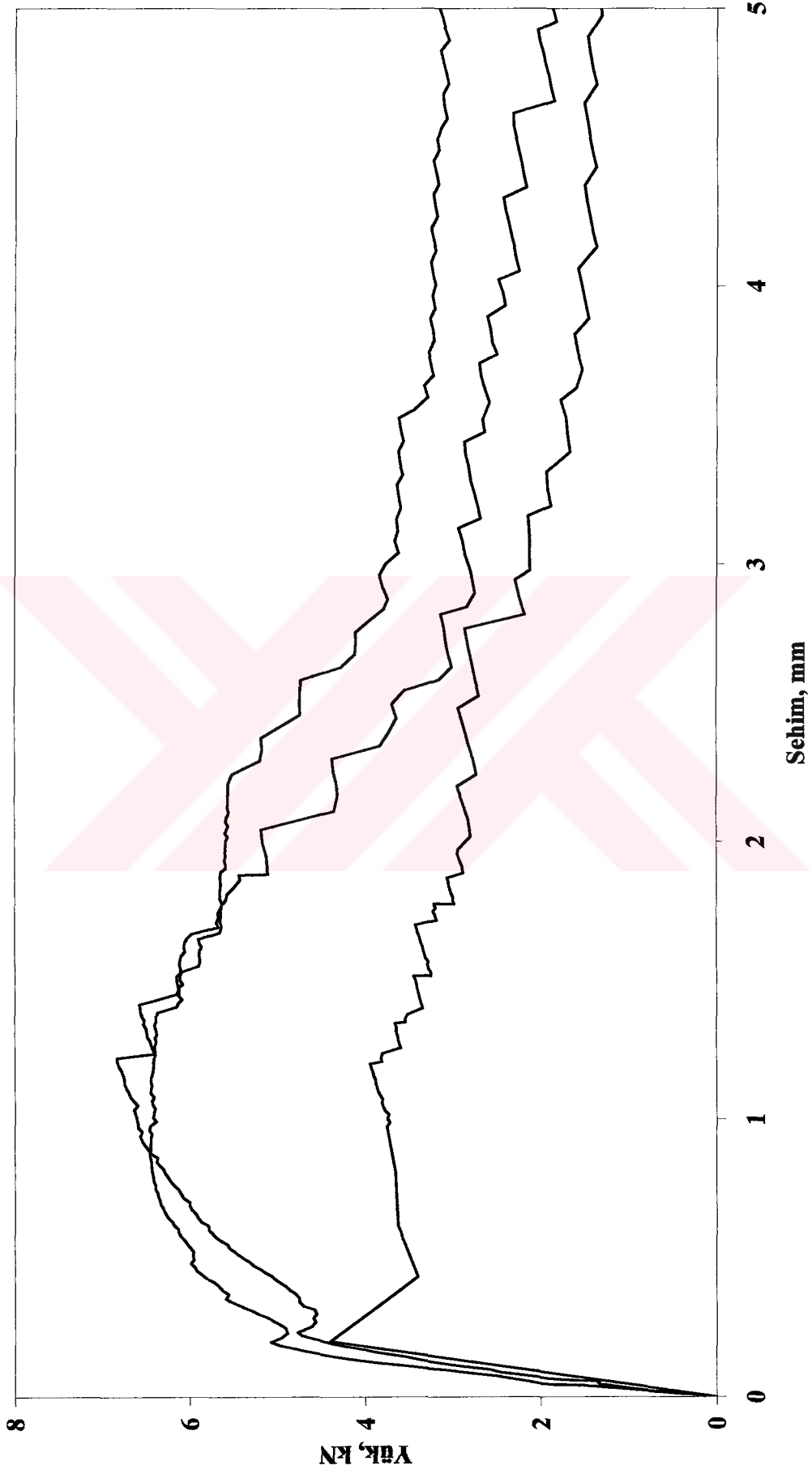
Şekil H.3. $L/d=55$ ve $V_f=50 \text{ kg/m}^3$ olan N55İ50 kodlu ÇTDB numunelere ait yük-sehim eğrileri.



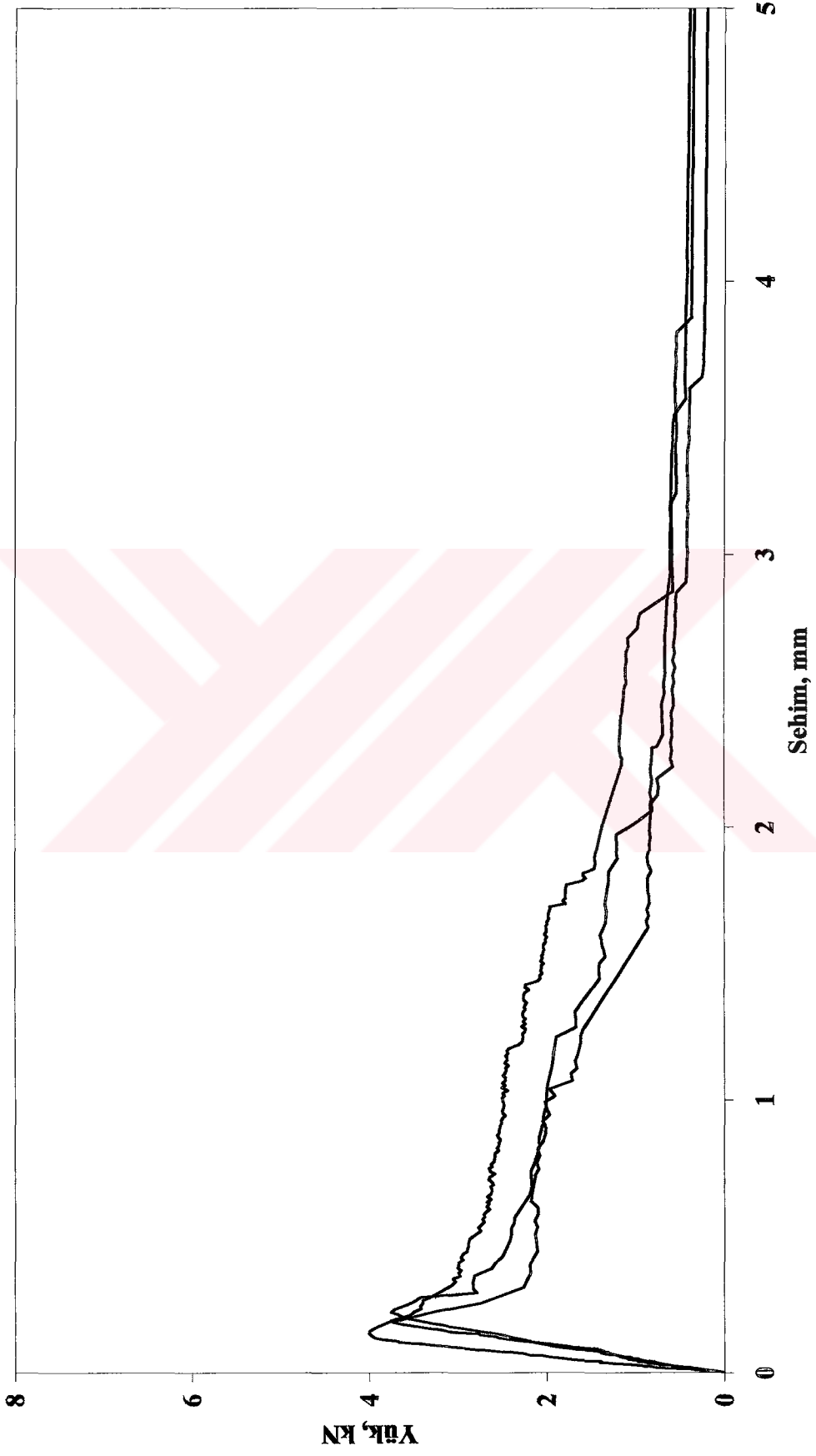
Şekil H.4. $L/d=65$ ve $V_f=20 \text{ kg/m}^3$ olan N65İ20 kodlu ÇTDB numunelere ait yük-sehim eğrileri.



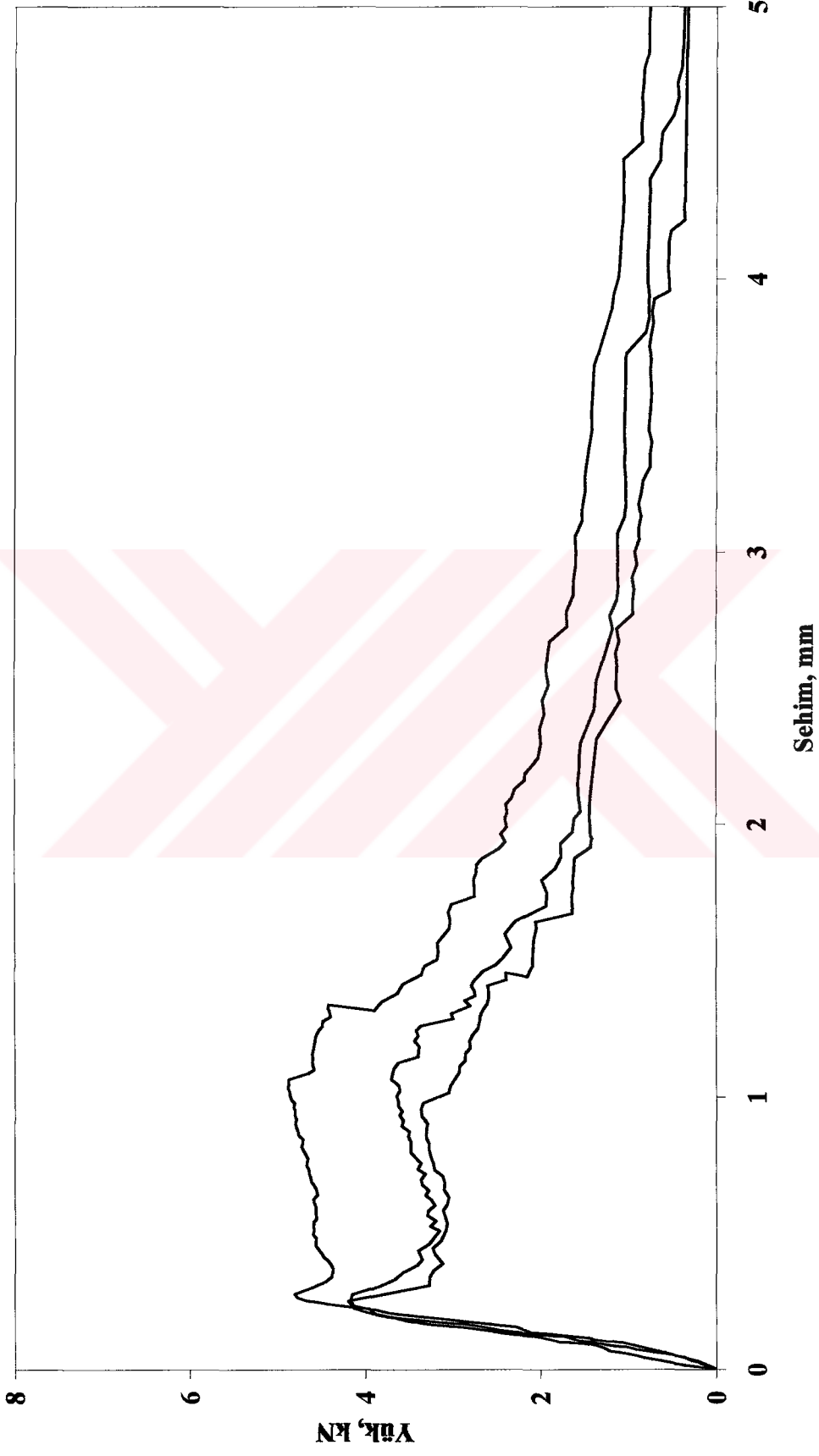
Şekil H.5. $L/d=65$ ve $V_f=35 \text{ kg/m}^3$ olan N65İ35 kodlu ÇTDB numunelere ait yük-sehim eğrileri.



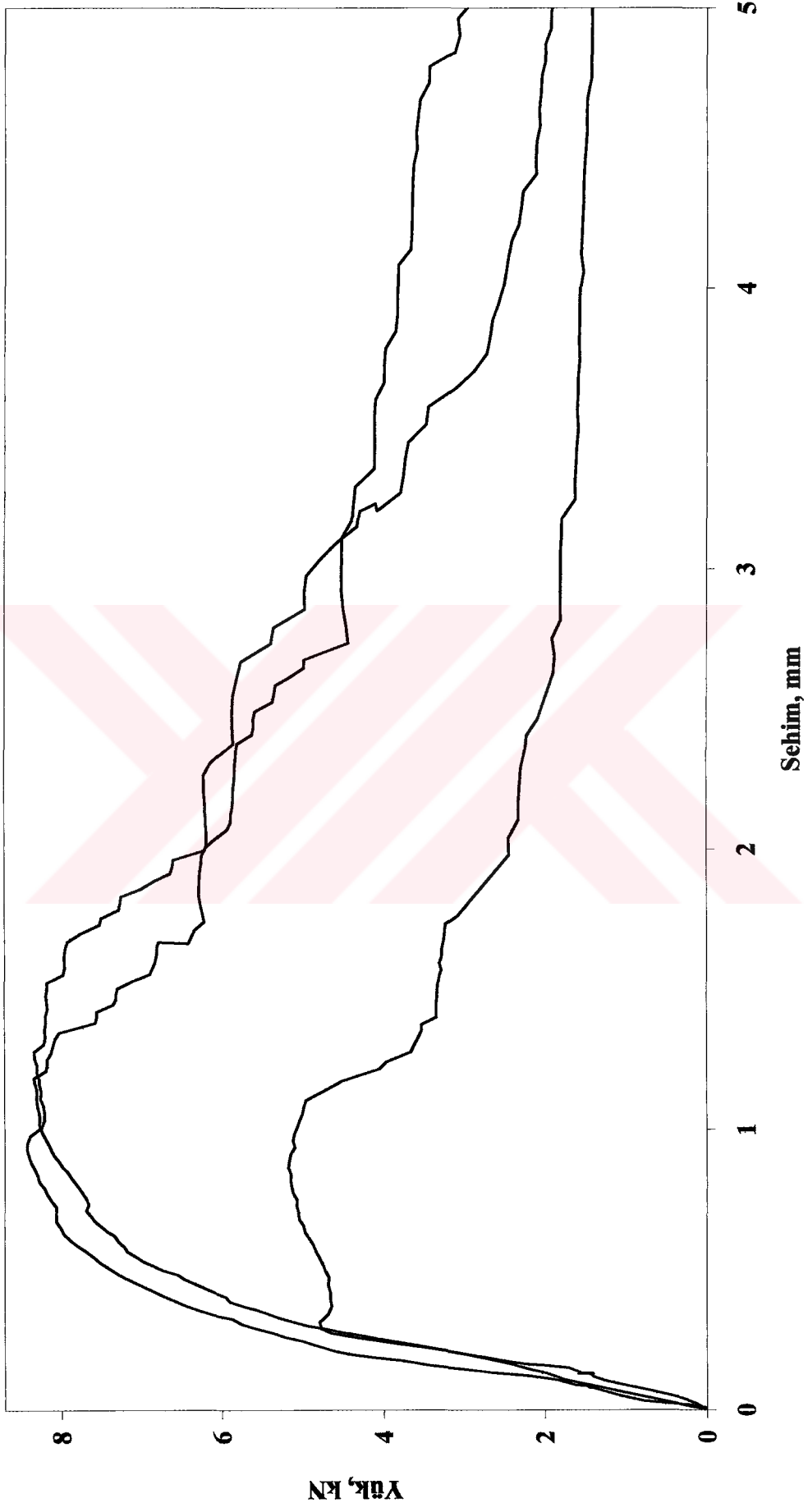
Şekil H.6. $L/d=65$ ve $V_f=50 \text{ kg/m}^3$ olan N65İ50 kodlu ÇTDB numunelere ait yük-sehim eğrileri.



Şekil H.7. $L/d=80$ ve $V_f=20 \text{ kg/m}^3$ olan N80İ20 kodlu ÇTDB numunelere ait yük-sehim eğrileri.

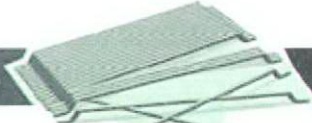


Şekil H.8. $L/d=80$ ve $V_f=35 \text{ kg/m}^3$ olan N80İ35 kodlu ÇTDDB numunelere ait yük-sehim eğrileri.





Şekil H.9. $L/d=80$ ve $V_f=50 \text{ kg/m}^3$ olan N80İ50 kodlu ÇTDB numunelere ait yük-sehim eğrileri.

EK I: ÇTDB'larda kullanılan çelik tellerin özellikleri.




ÜRÜN BİLGİ FORMU





• Tanım:


Beton takviyesinde kullanılan TS 10513 Standardına uygun, sonu kancalı, iki ucu levnimsi, birbirlerine tutkalla birleştirilmiş, sınıf C, tip A, soğuk çekilmiş çelik teller.



• Uygulama:

- Dorzüz zeminler
- Endüstriyel zeminler
- Kazıklar üzerine döşemeler
- Kaplamalar
- Koruma betonları
- Tünel segmentleri

• Geometri:



Uzunluk (l)
60 mm

Çap (d)
0,75 mm

80 Performans sınıfı: 80

Uzunluk / Çap oranı (= l/d): 80

4600 fiber/kg

• Çekme Dayanımı:

- Tel çekme dayanımı: min. 1050 N/mm²
- DIN 17 140-D9
- EN 10016-2 - C9D

• Kaplama: Yok

• Onaylar:

Uygunluk


ASTM A820

Ürün

Belçika

ATG 1857

Hollanda




1631

Türkiye

TS 10513

Kalite Sistemi



Ürün

Rusya

TC-07-0116-98

Polonya

Z-2117/95

Romanya

015-07/012-1997

Almanya

Z-71.4-3

Tavsiyeler - Karışım

1. Genel

- ✓ Çelik telleri beton santralında karıştırmayı tercih ediniz.
- ✓ Tavsiye edilen maksimum doz:

| Agrega çapı (mm) | Dozaj (kg/m ³) | |
|------------------|----------------------------|-------|
| | Dökme | Pompa |
| 8 | 60 | 45 |
| 16 | 50 | 35 |
| 32 | 35 | 30 |

- ✓ Bütün teller dağılıncaya kadar karışıma devam edin. Teller beton karışım süresini fazla etkilemez.
- ✓ Özel çimento kullanırsanız, ön testleri yaptırmanız tavsiye edilir.

2. Tellerin betona ilavesi

2.1. Beton santralında karışım

- ✓ Karışıma ilk malzeme olarak tellerle başlamayın.
- ✓ Teller kum ve agregalarla beraber karıştırılabilir veya hazırlanmış betona ilave edilebilir.


2.2. Transmikserde karışım

- ✓ Mikser devir hızını mak. 'a çıkartın.
- ✓ Beton slampı min. 12 cm olmalıdır.
- ✓ 20 kg/dak. hız ile telleri betona karıştırın.
- ✓ Bütün tellerin ilavesinden sonra mikseri mak. hızla 5 dakika çevirin.


2.3. Otomatik dozaj

- ✓ Teller özel geliştirilmiş dozaj makinaları ile 3.5 kg/sn hızla betona ilave edilebilir.

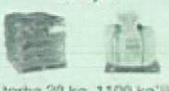
Tavsiyeler - Depolama



Paletten yağmurdan koruyun



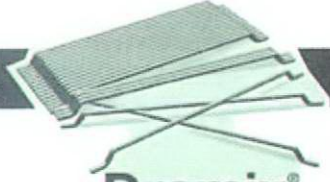
Paletleri üst üste koymayın



Sevkiyat

1 torba 20 kg 1100 kg'lık torba
1 Palet 1200 kg

Şekil I.1. L/d=80 olan kancalı uçlu çelik telin (Dramix RC 80/60 BN) özellikleri.



Dramix®



• Tanım:



Beton takviyesinde kullanılan TS 10513 Standardına uygun, sonu kancalı, iki ucu kıvrılmış, birbirlerine tutkalla birleştirilmiş, sınıf C, tip A, soğuk çekilmiş çelik teller.

• Uygulama:

- Endüstriyel zeminler
- Kazıklar üzerine döşemeler
- Beton kazıklar
- Koruma betonları
- Kaplamalar

• Geometri:



60 mm



0,90 mm

65

Performans sınıfı: 65

Uzunluk / Çap oranı (= l/d): 67

3200 fiber/kg

• Çekme Dayanımı:

- Tel çekme dayanımı: min. 1000 N/mm²
- DIN 17 140-D9
- EN 10016-2 - C9D

• Kaplama: Yok

• Onaylar:



Uygunluk

ASTM A820

Ürün

Belçika

ATG 1857

Hollanda



1631

Türkiye

TS 10513

Kalite Sistemi



Ürün

Rusya

TC-07-0116-98

Polonya

Z-2117/95

Romanya

015-07/012-1997

Almanya

Z-71.4-3

Tavsiyeler - Karışım

1. Genel

- ✓ Çelik telleri beton santralinde karıştırmayı tercih ediniz.
- ✓ Tavsiye edilen maksimum doz:

| Agrega çapı (mm) | Dozaj (kg/m ³) | |
|------------------|----------------------------|-------|
| | Dökme | Pompa |
| 8 | 110 | 80 |
| 16 | 70 | 55 |
| 32 | 60 | 45 |

- ✓ Bütün teller dağılıncaya kadar karışıma devam edin. Teller beton karışım süresini fazla etkilemez.
- ✓ Özel çimento kullanırsanız, ön testleri yaptırmanız tavsiye edilir.

2. Tellerin betona ilavesi

2.1. Beton santralinde karışım

- ✓ Karışıma ilk malzeme olarak tellerle başlamayın.
- ✓ Teller kum ve agregalarla beraber karıştırılabilir veya hazırlanmış betona ilave edilebilir.

2.2. Transmikserde karışım

- ✓ Mikser devir hızını mak.'a çıkartın.
- ✓ Beton slampı min. 12 cm olmalıdır.
- ✓ 20 kg/dak. hızı ile telleri betona karıştırın.
- ✓ Bütün tellerin ilavesinden sonra mikseri mak. hızla 5 dakika çevirin.

2.3. Otomatik dozaj

- ✓ Teller özel geliştirilmiş dozaj makinaları ile 3.5 kg/sn hızla betona ilave edilebilir.

Tavsiyeler - Depolama



Paletleri yağmurdan koruyun



Paletleri üst üste koymayın



Sevkiyat
1 torba 20 kg 1100 kg'lık torba
1 Palet 1200 kg

Şekil I.2. L/d= 65 olan kancalı uçlu çelik telin (Dramix RC 65/60 BN) özellikleri.



Dramix®

ZP 305

• Tanım:



Beton takviyesinde kullanılan TS 10513 Standardına uygun, sonu kancalı, iki ucu lovmiş, birbirlerine tutkalla birleştirilmiş, sınıf C, tip A, soğuk çekilmiş çelik teller.

• Uygulama:

- Püskürtme beton, çap betonları

• Geometri:



Uzunluk (l)

30 mm

Uzunluk / Çap oranı
(= l/d): 55



Çap (d)

0,55 mm

16 750 fiber/kg

• Çekme Dayanımı:

- Tel çekme dayanımı: min. 1100 N/mm²
- DIN 17 140-D9
- EN 10018-2 - C9D

• Kaplama: Yok

• Onaylar:

Uygunluk
ASTM A820

Kalite Sistemi



Ürün

Belçika

ATG 1857

Ürün

Rusya

TC-07-0116-98

Türkiye

TS 10513

Polonya

Z-2117/95

Almanya

Z-71.4-3

Romanya

015-07/012-1997

Tavsiyeler - Karışım

1. Genel

- ✓ Çelik telleri beton santralinde karıştırmayı tercih ediniz.
- ✓ Tavsiye edilen maksimum doz:

| Agrega çapı (mm) | Dozaj (kg/m ³) | |
|------------------|----------------------------|-------|
| | Dökme | Pompa |
| 8 | 110 | 80 |
| 16 | 70 | 55 |
| 32 | 60 | 45 |

- ✓ Bütün teller dağılıncaya kadar karışıma devam edin. Teller beton karışım süresini fazla etkilemez.
- ✓ Özel çimento kullanırsanız, ön testleri yaptırmanız tavsiye edilir.

2. Tellerin betona ilavesi

2.1. Beton santralinde karışım

- ✓ Karışıma ilk malzeme olarak tellerle başlamayın.
- ✓ Teller kum ve agregalarla beraber karıştırılabilir veya hazırlanmış betona ilave edilebilir.

2.2. Transmikserde karışım

- ✓ Mikser devir hızını mak.'a çıkartın.
- ✓ Beton slampı min. 12 cm olmalıdır.
- ✓ 20 kg/dak. hızı ile telleri betona karıştırın.
- ✓ Bütün tellerin ilavesinden sonra mikseri mak. hızla 5 dakika çevirin.

2.3. Otomatik dozaj

- ✓ Teller özel geliştirilmiş dozaj makinaları ile 3.5 kg/sn hızla betona ilave edilebilir.

Tavsiyeler - Depolama



Paletleri yağmurdan koruyun



Paletleri üst üste koymayın



1 torba 20 kg



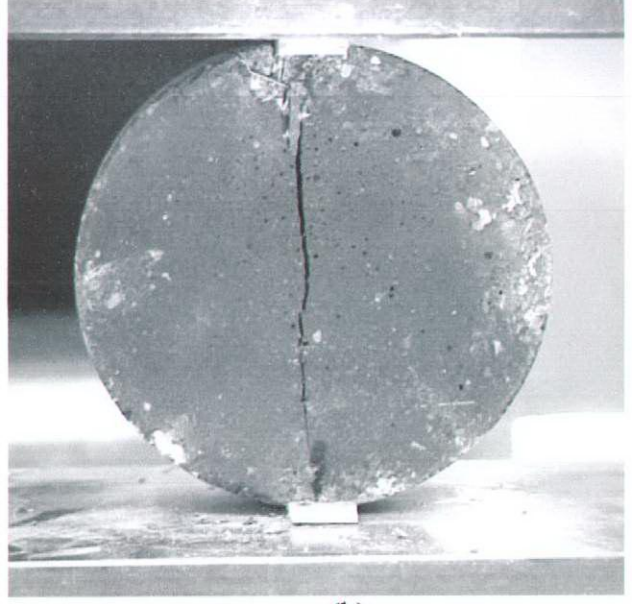
1100 kg'lık torba

Şekil I.3. L/d=55 olan kancalı uçlu çelik telin (Dramix ZP 305) özellikleri.

EK J: Sertleşmiş beton deney düzenekleri: Basınç, yarma ve üç noktalı eğilme deneyleri.

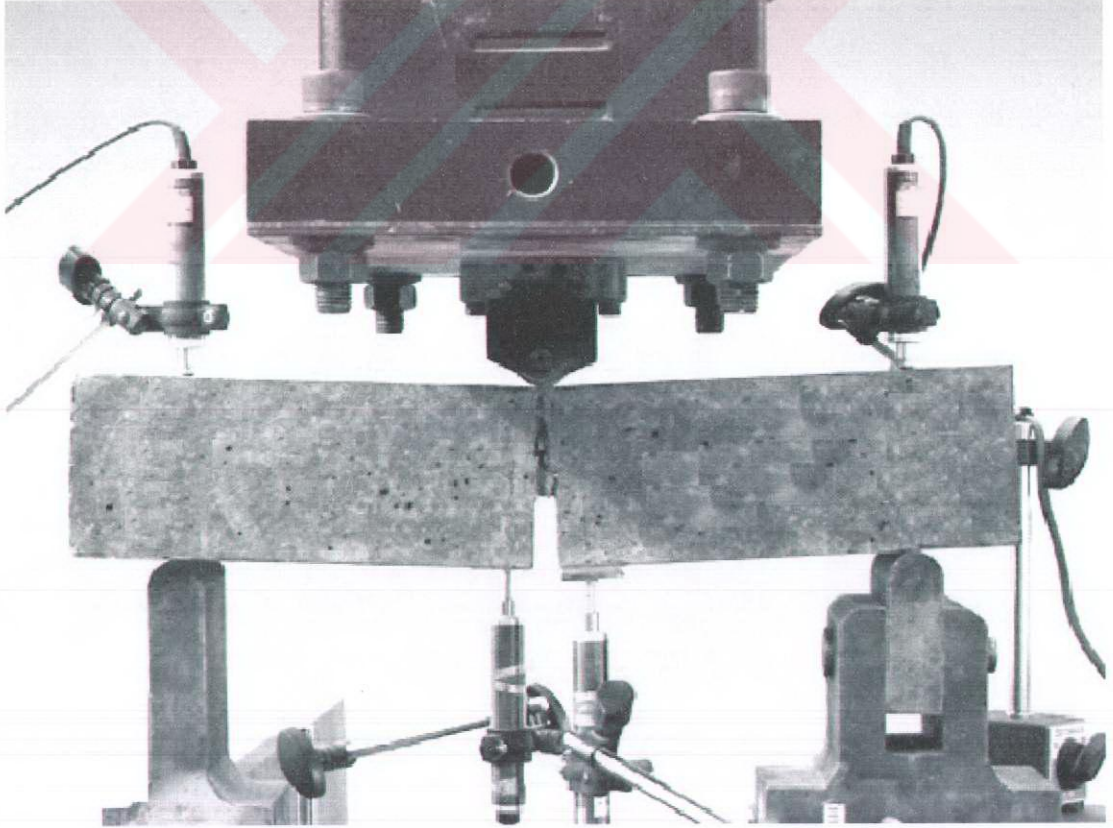


(a)



(b)

Şekil J.1. (a) Silindir basınç ve (d) Disk yarma deneyi düzenegi.



Şekil J.2. Çentikli ÇTDB kiriş için üç noktalı eğilme deneyi düzenegi.



Şekil J.3. Deplasman kontrollü deney aleti (Instron 5500R).

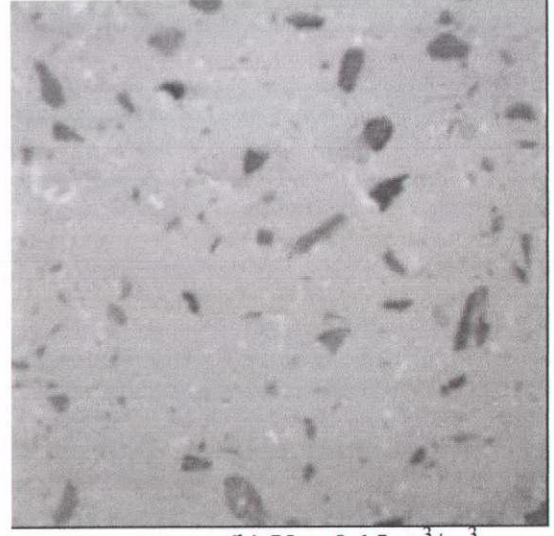


Şekil J.4. Çentikli yalın beton kiriş için üç noktalı eğilme deneyi düzeneği.

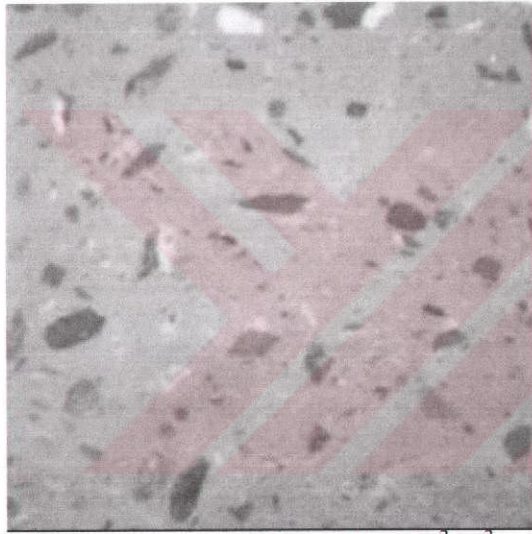
EK K: Farklı agrega konsantrasyonuna sahip betonların en kesit görünüşleri.



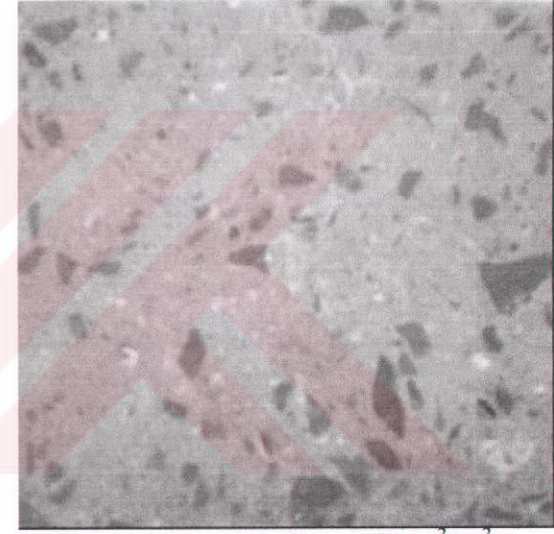
(a) $V_{ag}=0,00 \text{ m}^3/\text{m}^3$



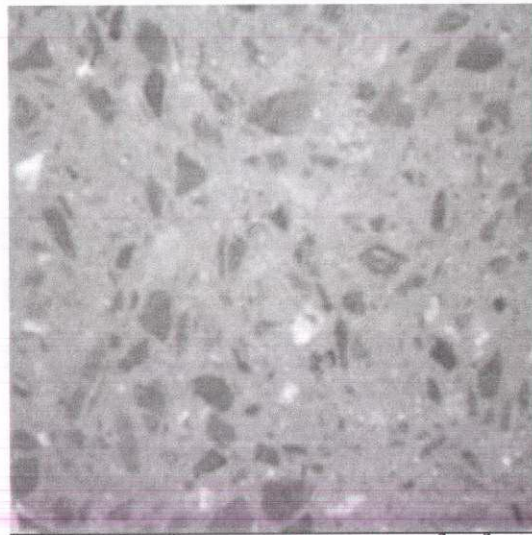
(b) $V_{ag}=0,15 \text{ m}^3/\text{m}^3$



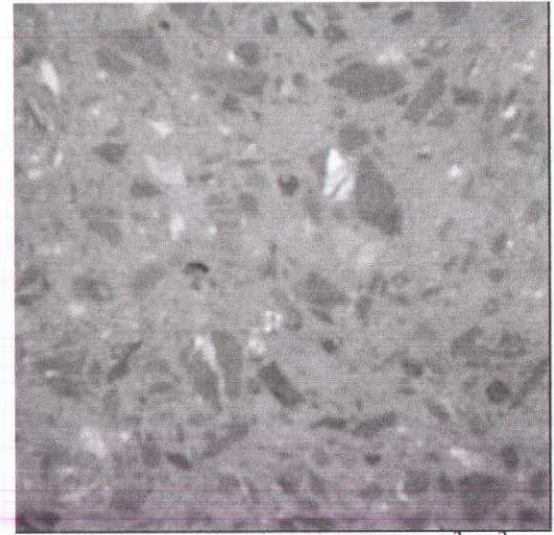
(c) $V_{ag}=0,30 \text{ m}^3/\text{m}^3$



(d) $V_{ag}=0,45 \text{ m}^3/\text{m}^3$



(e) $V_{ag}=0,60 \text{ m}^3/\text{m}^3$



(f) $V_{ag}=0,68 \text{ m}^3/\text{m}^3$

Şekil K.1. Farklı agrega konsantrasyonuna sahip betonların en kesit görünüşleri.

ÖZGEÇMİŞ

Fikret Bayramov, 1975 yılında Ermenistan'ın Amasya ilçesinin İbiş köyünde doğdu. İlk ve orta okulu İbiş köy okulunda, lise eğitimini ise Azerbaycan'da; Bakü 51 nolu lisede tamamladı. 1992 yılında, Azerbaycan İnşaat Mühendisleri Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Yapı İşletmesi ve Ekonomisi Ana Bilim Dalını kazandı. 1997 yılında, "Azerbaycan'da Sermaye Yatırımı Denetiminin Oluşturulması" konulu Yüksek Lisans Tezi hazırladı ve eğitimini 5,0/5,0 ortalama ile tamamlayıp Yüksek İnşaat Mühendisi-Ekonomist olarak mezun oldu. 1997 yılında, Türkiye'de devlet burslusu olarak Doktora yapmaya hak kazandı. 1997-98 eğitim yılında, Ege Üniversitesi Türk Dünyası Araştırmaları Enstitüsü'nde Türkçe dil eğitimini (TÖMER) pekiyi derece ile tamamladı. 1998-99 eğitim yılının kış yarısında, İstanbul Teknik Üniversitesi İngilizce Hazırlık Bölümünü tamamladıktan sonra, bahar yarısında İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yapı Mühendisliği (Yapı Malzemesi) Programında Doktora öğrenimine başladı. Yazarın aşağıdaki listede belirtilen ulusal ve uluslararası bilimsel dergi, konferans ve kongrelerde ortak makale ve bildirileri de bulunmaktadır.

Yazarın Yayın Listesi

• Uluslararası Yayınlar:

1. **Bayramov, F., Taşdemir, C. and Taşdemir, M.A., 2004.** Optimisation of steel fibre reinforced concretes by means of statistical response surface method, *Cement and Concrete Composites*, 26, 665-675.
2. **Bayramov, F., İlki A., Tasdemir, C. and Tasdemir, M.A., 2004.** An optimum design of steel fiber reinforced concretes under cyclic loading, *FraMCos-5*, Vail, Colorado, USA, April 12-16, 1121-1128.
3. **Taşdemir M.A., Karihaloo B.L., Bayramov F., Yerlikaya M., and Sönmez R., 2004.** HS/HPC, HPFRCC, and SCC for repair and retrofitting of concrete structures, *14th ERMCO, European Ready Mixed Concrete Organization Congress*, Helsinki, Finland, June 12-18.
4. **Bayramov, F., İlki A., Taşdemir, C., Taşdemir, M.A. and Yerlikaya, M., 2004.** SFRCs for concrete roads in heavily trafficked situations, *9th International Symposium on Concrete Roads*, Istanbul, April 4-7.
5. **Sönmez, R., Yüceer, Z., Taşdemir, C., Bayramov, F. and Taşdemir, M.A., 2004.** Some Physical Properties of Roller Compacted Concretes Used in Road Pavement Applications, *9th International Symposium on Concrete Roads*, Istanbul, April 4-7.
6. **Taşdemir, M A., Akyuz, S., Bayramov, F. and Ağar, A.S., 2003.** Inclusion based modelling of concrete with various aggregate volume fractions, *10th International*

Symposium on Continuum Models and Discrete Systems (CMDS10), Tel Aviv, Israel, 29 June-4 July 2003.

7. **Bayramov, F., Taşdemir, C. and Taşdemir, M.A.**, 2002. Optimum design of cement-based composite materials using statistical response surface method, *5th International Congress on Advances in Civil Engineering*, Istanbul Technical University, Istanbul, September 25-27, 725-734.
8. **Bayramov, F., Akçay, B., Ağar, A.S., Atahan, H.N, Şengül, C. and Taşdemir, M.A.** 2004. Determination of the true specific fracture energy of concrete, *6th International Conference on Advances in Civil Engineering*, Boğaziçi University, Istanbul, October 6-8.
9. **Köksal F., İlki A., Bayramov F. and Taşdemir M.A.** 2004. "Deformation and Fracture of Steel Fiber Reinforced Concretes", *6th International Conference on Advances in Civil Engineering*, Boğaziçi University, Istanbul, October 6-8.
10. **Şengül, Ö., Bayramov, F., Sönmez R., Yüceer, Z. ve Taşdemir, M.A.**, 2004. Optimum design of concrete against rapid chloride permeability, *9th International Corrosion Symposium and Exhibition*, Gazi University, Ankara, September 22 – 25.
11. **Güvensoy, G., İlki, A., Bayramov, F., Taşdemir, M.A. and Yerlikaya, M.**, 2004. Mechanical behaviour of ultra high performance steel fibre reinforced concretes under cyclic loading condition, *International Symposium on Ultra-High Performance Concrete*, Kassel, Germany, September 13-15.

• **Ulusal Yayınlar:**

1. **Taşdemir, M.A., Bayramov, F. ve Yerlikaya, M.**, 2004. Geleneksel ve yüksek performanslı çelik tel donatılı betonlar, *TMMOB-İMO Mühendislik Haberleri Dergisi, Yapı Malzemesi Özel Sayısı*, Sayı: 426, s. 70-75, İstanbul.
2. **Akkaya, Y., Bayramov, F. ve Taşdemir, M.A.**, 2004. Betonun kırılma mekaniği: tasarımda kullanılan mekanik özellikler ile kırılma parametreleri arasındaki bağıntılar, *TMMOB-İMO Mühendislik Haberleri Dergisi, Yapı Malzemesi Özel Sayısı*, Sayı: 426, s. 76-84, İstanbul.
3. **Kocatürk, A. N., Haberveren, S., Altıntepe, A., Bayramov, F., Ağar, A.Ş. ve Taşdemir, M.A.**, 2003. Agrega Konsantrasyonunun Betonun Aşınma Direncine Etkisi, *5. Ulusal Beton Kongresi*, İstanbul, 1-3 Ekim, s. 535-544.
4. **Köksal, F., İlki, A., Bayramov, F. ve Taşdemir, M.A.**, 2003. Çelik tel donatılı beton plakların mekanik davranışı ve optimum tasarımı, *XIII. Ulusal Mekanik Kongresi*, Gaziantep Üniversitesi, Gaziantep, 8-12 Eylül.
5. **Taşdemir, M.A. ve Bayramov, F.**, 2002. Yüksek performanslı çimento esaslı kompozitlerin mekanik davranışı, *İTÜ Dergisi/d Mühendislik*, Ekim, Cilt 1, Sayı 2, s.125-144.
6. **Taşdemir, M.A., Bayramov, F., İlki, A. ve Yerlikaya, M.**, 2002. Prefabrik elemanlar için çelik tel donatılı betonlar, *Beton Prefabrikasyon*, Temmuz, Sayı: 63, s. 5-12.
7. **Bayramov, F., Mestanzade, N., Taşdemir, C. ve Taşdemir, M.A.**, 2001. Çimento esaslı kompozit malzemelerin optimum tasarımı, *XII. Ulusal Mekanik Kongresi*, Konya Selçuk Üniversitesi, Konya, 10-14 Eylül, s. 157-168.