

34706

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

34706

YÜKSEK MUKAVEMETLİ BETONLARLA İLGİLİ
BİR İRDELEME

İnş. Müh. A. Ayhan AKPINAR

F.B.E. İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yapı Programında
hazırlanan

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Tez Danışmanı : Prof. Altay GÜNDÜZ

F.C. YÜKSEKÖĞRETİM KURULU
DOKÜMANTASYON MERKEZİ

İSTANBUL , 1994

İÇİNDEKİLER:

Sayfa No

SEMBOL LİSTESİ	vii
KISALTMALAR LİSTESİ	viii
TEŞEKKÜR	ix
TÜRKÇE ÖZET	x
YABANCI DİLDE ÖZET	xi
1.GİRİŞ	1
1.1. İşin Kapsamı	1
1.2. Tarihsel Bilgi	2
2.MALZEMELER	4
2.1. Beton Karışım Tasarımı	4
2.1.1. Genel	4
2.1.2. İçerik	7
2.1.2.1. Çimento	7
2.1.2.2. Cüruf ve Uçucu Kül	8
2.1.2.3. Silis Dumanı	8
2.1.2.4. Su Azaltıcı Katkılar	9
2.1.2.5. Normal Yoğunluklu Agregası	9
2.1.2.6. Hafif Agregası (HA)	10
2.1.3. Karışım Tasarımının Kuralları	12
2.1.3.1. Mikro Yapı	12
2.1.3.2. Normal Yoğunlukta Beton	16
2.1.3.3. HA (Hafif Agregası) Betonu	16
2.1.3.4. Su-Çimento Oranı ve Bağlayıcı Madde Hidratlaşması	18
2.1.4. Taze ve Katılaşan Betonun Özellikleri	21
2.1.4.1. İşlenebilirlik	21
2.1.4.2. Isı ve Mukavemet Gelişmesi	23
2.1.5. Döküm ve Katılaştırma	25
2.2. Mekanik Özellikler	26
2.2.1. Giriş	26
2.2.2. Basınç Altında Davranışı	27
2.2.2.1. Basınç Mukavemeti	27

2.2.2.2. Gerilme-Şekil Değiştirme Davranışı	29
2.2.3. Çekme Altında Davranış	32
2.2.4. Elastik Modülü ve Poisson Oranı	34
2.2.5. Rötire	36
2.2.6. Sünme	38
2.2.7. Yükleme Oranının Etkisi	41
2.2.8. Çok Eksenli Yük Altındaki Davranış	43
2.2.9. Aderans Özellikleri	44
2.2.10. Su Basıncı Etkisi	46
2.3. Yüksek Mukavemetli Betonda Yorulma	48
2.3.1. Giriş	48
2.3.2. Basıncıta Yorulma	49
2.3.3. Çekmede Yorulma	61
2.3.4. Sonuçlar	62
2.4. Dayanıklılık	63
2.4.1. Gözeneklilik ve Geçirgenlik	63
2.4.2. Kimyasal Bozulma	64
2.4.3. Donma Direnci	65
2.4.4. Donatı Korozyonu	66
2.4.5. Aşınma Erozyon Direnci	68
2.4.6. Isı Etkisi	68
2.4.7. Yangın Direnci	70
2.5. Kalite Sağlama ve Kalite Kontrolü	71
2.5.1. YMB'da Kalite Sağlama	71
2.5.2. Test Yöntemleri	73
2.5.2.1. Örneklerin Boyut ve Şekli	73
3. YAPI ELEMANLARININ TASARIMI	76
3.1. Tasarım Ölçütleri	76
3.1.1. Giriş	76
3.1.2. Limit Durumu	76
3.1.3. Ek Tasarım Koşulları	77
3.1.4. Etkiler, Malzeme Özellikleri ve Tasarım Koşulları	78
3.1.4.1. Etkiler	78
3.1.4.2. Malzeme Özellikleri	79

3.1.4.3. Tasarım Koşulları	80
3.1.5. Tasarıma Etki Eden Malzemelerin Özellikleri	81
3.1.6. Çözümleme	81
3.1.6.1. Genel	81
3.1.6.2. Hesap Yöntemleri	82
3.1.6.3. Kiriş ve Çerçevelerin SLD'de Yapısal Çözümlemeleri	83
3.2. Çözümleme İçin Davranış Modelleri	83
3.2.1. Aderans Kayma İlişkisi	83
3.2.2. Çekmeye Karşı Rijitleştirici Etki	84
3.2.2.1. Tanım	84
3.2.2.2. Basitleştirilmiş Aderans-Kayma İlişkisi	85
3.2.2.3. Betona Gömülü Çeliğin Gerilme Şekil Değiştirme İlişkisi	86
3.2.3. Moment-Eğrilik İlişkisi	88
3.3. Öngerilmeli Elemanlar	90
3.3.1. Genel Bilgi	90
3.3.2. Öngerilme Kuvvetlerinin Belirlenmesi	90
3.3.3. Servis Koşullarında Öngermenin Etkileri	91
3.3.4. Öngerilmenin SLD'de Etkisi	91
3.4. SLD'un Denetlenmesi	92
3.4.1. Sehim/Defleksiyon	92
3.4.2. Çatlak Kontrolü	94
3.4.2.1. Genel Koşullar	94
3.4.2.2. Minimum Donatı Alanları	95
3.4.2.3. Çatlak Genişliklerinin Hesaplanması	96
3.4.2.4. Doğrudan Hesaplama Yapmadan Çatlak Kontrolü	98
4. YAPI ELEMANLARI	100
4.1. Kolonlar	100
4.1.1. Beton ve Çeliğin Mukavemet Katkısı	100
4.1.2. Kuşatma Donatısının Etkisi	102
4.1.3. Narin Kolonlar	105
4.2. Kirişler	106
4.2.1. Eğilme Kapasitesi	106
4.2.1.1. Son Moment Kapasitesi	106
4.2.1.2. Eğilmede Dönme Kapasitesi	107

4.2.2. Kayma Kapasitesi	108
4.3. Plak ve Kabuklar	112
4.3.2. Yüzey Yükleri Etkisindeki Plaklar	112
4.3.3. Zımbalama Kayma Kapasitesi	113
4.3.4. YMB Kullanımıyla Betonarme Plakların Servis Özelliklerinin Geliştirilmesi	116
4.4. Kompozit Elemanlar	118
5. KURALLAR ve YÖNETMELİKLER	119
5.1. Giriş	119
5.2. Seçilen Dökümanlar	120
5.2.1. CEB-FIB Model Standardı MC90	121
5.2.2. Norveç Standardı NS 3473 (1989)	122
5.2.3. Finlandiya Standardı MK B4 1983/84 (Ek Belge 1989)	125
5.2.4. Amerikan Standardı ACI 318/1989	125
6. YAPILAR	129
6.1. Giriş	129
6.2. Binalar	129
6.3. Köprüler	131
6.4. Karaya Yakın Yapılar	134
6.5. Özel Uygulamalar	136
7. ARAŞTIRMA İHTİYACI	140
7.1. Malzeme Araştırması	140
7.2. Yapısal Davranış	141
7.3. Genel Yorumlar	143
8. YÜKSEK MUKAVEMETLİ BETONUN TÜRKİYE'DEKİ KULLANIMI	144
8.1. Türkiye'de YMB Kullanımının Nedenleri ve Kullanım Alanı	144
8.2. Türkiye'de YMB ile İlgili Araştırmalar	145
8.2.1. Giriş	145
8.2.2. Türkiye'de YMB Bünyesel Davranışı İlgili Bir Araştırma	147
KAYNAKLAR	154
ÖZGEÇMİŞ	

SEMBOL LİSTESİ:

A : Alan

E : Elastisite Modülü

I : Atalet Momenti

N : Normal Kuvvet

P : Öngerilme Kuvveti

V : Kesme Kuvveti

A_c : Beton Alanı

A_s : Donatı Alanı

E_c : 28 Günlük Normal Ağırlıklı Betonun Elastyik Tanjant Modülü

I_c : Beton Kesitinin Atalet Momenti

$P_{m,t}$: t Anında ve Elemanın Herhangi Bir Noktasında Öngerilme Kuvvetlerinin Ortalama Değeri

P_0 : Gerilmeden Hemen Sonra Donatının Aktif Ucundaki İlk Kuvvet

$1/r$: Herhangi Bir Kesitteki Ağırlık

b : Kesit Genişliği

d : Etkili Derinlik

f_c : Beton Basınç Mukavemeti

f_{cd} : Silindir Tasarım Basınç Mukavemeti

f_{ck} : 28 Günlük Karakteristik Basınç Mukavemeti

f_{cm} : Silindir Ortalama Basınç Mukavemeti

f_{ctk} : Karakteristik Eksenel Çekme Mukavemeti

f_{ctm} : Ortalama Eksenel Çekme Mukavemeti

h : Kesit Yüksekliği

ϵ_c : Beton Birim Mukavemeti

ϵ_{cl} : Maksimum Beton Mukavemetindeki (f_c) Birim Deformasyon

ϵ_{cu} : Limit Durumdaki Beton Birim Deformasyonu

σ_c : Beton Basınç Mukavemeti

σ_{cu} : Limit Birim Deformasyondaki (ϵ_{cu}) Beton Basınç Mukavemeti

KISALTIMA LİSTESİ:

ACI	:Amerikan Beton Enstitüsü
BN	:Bağıl Nem
CEB	:Avrupa Beton Komitesi
DYA	:Düşük Yoğunluklu Agreg
FIB	:Uluslararası Öngerme Federasyonu
HA	:Hafif Agreg
HAB	:Hafifg Agregalı Beton
HB	:Hafif Beton
ISO	:Uluslararası Standart Organizasyonu
NLD	:Nihai Limit Durumu
NMB	:Normal Mukavemetli Beton
NYB	:Normal Yoğunluklu Beton
SD	:Silis Dumanı
SLD	:Servis Limit Durumu
YMB	:Yüksek Mukavemetli Beton

Bu çalışmada bana yardımcı olan Sayın Hocam; Prof. Altay GÜNDÜZ 'e değerli katkılarından dolayı teşekkür ederim. Hayatım boyunca beni hiçbir zaman yalnız bırakmayan ve destekleyen aileme de şükranlarımı sunarım. Saygılarımla;

İnş. Müh. A.Ayhan AKPINAR
YILDIZ, EYLÜL 1994

ÖZET

Bu çalışma CEB (Avrupa Beton Komitesi) ve FIB (Uluslararası Öngerme Birliği) tarafından 1988 yılında yayımlanan Yüksek Mukavemetli Beton adlı rapor baz alınarak hazırlanmıştır.

Yüksek mukavemetli betonlarla (YMB İng. Kıs. H.S.C.) ilgili ulusal ve uluslararası standartlarda spesifik bilgiler ve tasarım kuralları yok denecek kadar azdır. Bu rapor dahilinde sunulan derlenmiş bilgilerin bundan sonra bu konu ile ilgilenecek araştırmacı ve uygulamacılara yardımcı olacağı umulmaktadır.

Mukavemeti 60 N/mm^2 ile 130 N/mm^2 arasında olan betonlar yüksek mukavemetli beton olarak anılmaktadır. Bu aralıktaki mukavemet değerlerine sahip betonlar bu çalışmanın ilgi alanındadır.

Betondan yüksek mukavemet elde etmek için aşağıdaki yöntemler önerilmektedir.

- i. Toplam geçirgenliğin azaltılması
- ii. Gözenek genişlik dağılımının kontrolü
- iii. CSH ürünlerinin kalitesinin yükseltilmesi

Burada dikkat edilecek hususlar şöyle özetlenebilir;

- i. Düşük su/çimento oranı
- ii. Plastifiyanların kullanılması
- iii. Mukavemeti yüksek çimento kullanımı
- iv. Silis dumanı, uçucu kül ve puzolanın kullanılması.

Bu parametreler düşünülerek yapılan deneylerde yüksek mukavemetli betona ait hidratlaşma ısı, yorulma, basınç mukavemeti, çekme mukavemeti, sünme ve rötre değerleri karşılaştırılmalı olarak anlatılmıştır.

Yüksek mukavemetli tasarım basınç mukavemeti, kayma mukavemeti ve diğer parametreler üzerinde ampirik ifadeler elde edilmiştir.

Çalışmanın sonunda; Yüksek Mukavemetli Betonla ilgili Türkiye'de yapılan bazı araştırma ve uygulamalardan bahsedilmektedir.

ABSTRACT

This study is related on State Art Report named "High Strength Concrete" issued on 1988 by CEB (Comité Euro-Internationale du Béton) and FIB (Fédération Internationale de la Précontrainte)

There are so few specific information and design rules among national standards about High Strength Concrete. It is hoped to help to the researchers and operators who are interested on this subject by the information given in this report.

Concretes have between from 60 N/mm² to 130 N/mm² compressive strength are called as High Strength Concrete. At this report we are interested in the concretes having the strength in this interval.

Based on the strength controlling parameters three corresponding paths might be taken to increase the strength of cement paste and cement-based materials,

- i. decrease of total porosity
- ii. Improved pore size distribution, ie reduction of maximum and average pore size and also elimination of large griffith flows.
- iii. Improved quality of CS Hydration products.

As a consequence, the pillars of practical min. design for HSC are;

- i. reduced w/c ratio
- ii. extensive use of plasticizers
- iii. application of cement with a high strength potential
- vi. application of pozzolans and in particular silica fume (SF)

In the experiments on which these parameters are cared have been explained about hidration temperature, fatigue, compressive strength, tensile strength, shrinkage and creep values of High Strength Concrete.

Some Mathematical formulas have been obtained about the design comprassive strength, shear capacity and strength and the other parameters of High Strength Concrete.

At the end of the study; are given some applications and researches of High Strength Concrete in Turkey.

1.GİRİŞ

1.1.İşin Kapsamı:

Yüksek mukavemetli betonun dünya çapında, geliştirilmesi ve uygulanması son on, yirmi yılda büyük gelişmeler göstermiştir. Yüksek mukavemetli betonun kullanımı, köprü ve deniz yapılarıyla kısıtlı değildir. Aynı zamanda yüksek binalarda, prefabrike elemanlarda ve kadırımlarda vb. kullanılır. Beton teknolojisinde büyük bir gelişmeler olmuştur, bugün mukavemeti 100 N/mm^2 veya daha fazla olan beton elde edilebilmektedir. Ancak mukavemeti bu kadar yüksek olan betonlar; ulusal ve uluslararası standartların ve tasarım yöntemlerinin kapsamı dışındadırlar. Deneysel verilere dayanılarak yapılan pek çok hesaplama ve dekleme, mukavemeti 40 N/mm^2 'den küçük betonlar için geçerlidir.

Bu yeni gelişmelerin, uygulamaya konulabilmesi ve tasarım yöntemlerinin oluşturulması için FIP ve CEB 1988/89 yıllarında ek bir grup kurmuştur.

Bu grubun hazırladığı rapor, YMB (yüksek mukavemetli beton) ile ilgili araştırmalar için bir başlangıç ve koordinasyon temeli olmuştur ve formülasyonuna başlanıp, CEB/FIP MC90'a kaydedilmiştir. Bu formülasyonun üç yıl içinde bitmesi tahmin edilmektedir.

CEB'in bu çalışmasının amacı ve kapsamı, yüksek mukavemetli beton ile ilgili ayrıntılı bir rapor hazırlamaktır.

Bu rapordaki tanıma göre YMB;

Ulusal standartlarda varolan limitler doğrultusunda, silindirik basınç mukavemeti 60 N/mm^2 ile 130 N/mm^2 arasında olan betonlardır.

YMB'de tanımlanan özelliklere benzer özellikler sergileyen harç ile hazırlanan, yoğunluğu 1200 kg/m^3 'ün üzerinde olan hafif betonlarda bu kategoriye sokulabilir.

1.2.Tarihsel Bilgi:

Betonun ilk kullanımı bundan 9000 yıl öncesine dayanır. O zamanlarda yapılan döşemelere ilişkin kalıntıları Yiftah El (İsrail)'de bulunmuştur. Bulunan betonun mukavemeti yaklaşık 40 N/mm² 'dir /1.1/. YMB son yüzyıl boyunca bazı özel uygulamalarda kullanılmıştır. Özellikle önceden dökümlü betonlarda, panellerde ve kazıklarda kullanılmıştır. İngiltere'de yirmili yıllarda inşa edilen beton mavnasında mukavemeti 75-120 N/mm² olan beton kullanılmıştır /1.2/. Özellikle erken katılaşıp beton konusunda önemli gelişmelerin yaşandığı yıllarda, beton özelliklerinde de önemli gelişmeler sağlanmıştır. Sonuç olarak standartlarda istenen kalitede bir yükselme gözlenmiştir. Örneğin İngiltere standartlarında, 3 günlük beton mukavemet sınırlarında şöyle bir artış olmuştur; 15 N/mm² (1971), 23 N/mm² (1978), 25 N/mm² (1989).

Bu dönemde betonarmenin tasarım mukavemetlerinde de bir artış gözlenmiştir. 1970 CEB-FIP şartnamesinde beton sınıfı için herhangi bir üst sınır belirlenmemiştir. 1975'te CEB tarafından verilen şartnamede üst sınır C60'dır /1.5/. Bundan üç yıl sonra CEB-FIP model standardı, beton yapılarda üst sınırı C50 olarak belirler /1.6/. 1984 FIP şartnamesi sınırı C80'e çıkartır /1.7/, CEB-FIP model standardı 1990 bu sınırı onaylar /1.8/.

1970'li yıllarda silika dumanı ve süper yumuşatıcıların kullanımıyla birlikte mukavemeti 100 N/mm² 'a kadar hazır karışumlu beton dökümü mümkün olmuştur /1.9/. Böylece çimento sınırlayıcı faktör olmaktan çıkmış, kullanılan agreganın özellikleri önem kazanmıştır.

Bu yıllar boyunca YMB teriminin anlamı da değişmiştir. 1950'lerde Amerika'da, mukavemeti 34 N/mm² olan betona YMB denmekteydi /1.10/. 1960'larda 41-52 N/mm² 'lik betonların ticari kullanımı başlamış ve 1970'lerin başlarında beton mukavemeti 62 N/mm² 'ye ulaşmıştır. Bu günlerde ise Amerika'da 76-97 N/mm² mukavemetli betonların ticari kullanımı düşünülmektedir /1.5/. Chicago'daki Lake Point Kulesi'nin kolonlarının yapımında (1968) mukavemeti 52 N/mm² beton kullanılmıştır.

Yine Chicago'daki Water Tower Palace'nin (yapım 1973-75) alt kolonlarının mukavemeti 62 N/mm² 'dir. Dallas'ta ki Interfirst Plaza'nın (yapım 1983) bütün kolonlarında beton tasarım mukavemeti 69 N/mm² 'dir. 1989'da Seattle'daki 44 katlı Pasifik First Center 115 N/mm² 'lik kolonlarla inşa edilmiştir.

YMB uygulamaları ile ilgili örnekler 6. bölümde verilmiştir.

YMB araştırmaya daima açıktır ve araştırmacıların ilgisini çeker. Örneğin 1973'te laboratuvar şartlarında basınç mukavemeti 650 N/mm^2 olan beton harcı üretilmiştir /1.11/. 1981'de de sertleşmiş basınç mukavemeti 250 N/mm^2 olan beton üretilmiştir /1.12/. YMB'de olan gelişmelerin hepsi /1.13-1.16/' da verilmiştir.



2.MALZEMELER

2.1.Beton Karışım Tsarımı:

2.1.1.Genel

Beton, geleneksel anlamıyla çimento ile çevrilmiş agrega (çakıl+kum) karışımından oluşan, içerisinde puzolanik malzemelerinde bulunabileceği kompozit bir malzemedir. Betonun özellikleri, bu malzemelerin özelliklerinin karışımı şeklindedir. Yani bu malzemelerin karışım oranları, birbirleri arasındaki bağların fiziksel ve kimyasal özellikleri çok önemlidir.

Çimento bu karışımın kesintisiz kısmıdır. Hidratlaşma sürecine, ürünlerine ve bu ürünlerin mikro yapısal dağılımına bağlı olarak, betonun niteliğine katkıda bulunur. Saydığımız bu karakteristik özellikler, çimentonun kompozisyonu, su oranı, puzolanın özellikleri ile değişir.

Sonradan sertleşen malzemelerle kıyaslandığında, çakıl çok daha geleneksel bir malzeme durumundadır. Şu anda bile sertleşmiş ve taze betonun mukavemetinde birincil önem çakılın derecelendirilmesidir. Katılmış beton homojen olmayan, geçirgen bir maddedir. Geçirgenliğin ve heterojenliğin derecesi, betonun özelliklerini kontrol edebilen ve tayin edilebilen özelliklerdir. Mindess'e /2.1/ göre, çimentonun mukavemeti şunlara bağlıdır:

- (i) toplam geçirgenlik,
- (ii) boşluk dağılımı,
- (iii) katı fazın doğası.

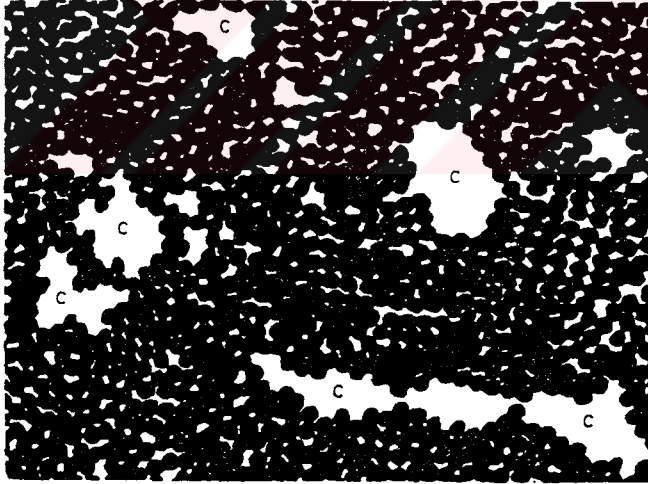
Geçirgenlik temelde su-çimento oranına ve hidratlaşma derecesine bağlıdır. Bu olay R. Feret ve D.Abrams tarafından formüle edilen, mukavemet ve su-çimento oranı arasındaki deneysel ilişkinin temelini oluşturur.

Jambor /2.2/ ve Zaitsev /2.3/ gibi pekçok araştırmacı da göz büyüklüğünün dağılımı ile beton mukavemeti arasında bir ilişki kurmuşlardır. Bu ilişkiye göre ortalama ve maksimum göz büyüklüğünün azalması , basınç mukavemetinin artmasına sebep olmaktadır.

Klasik oransal mekaniğe göre, örneğin Griffith teorisi /2.4/, maksimum göz büyüklüğü, gevrek malzemelerin basınç mukavemeti kontrol edilirken göz önünde bulundurulur. Fakat Birchall /2.5/ tarafından yapılan araştırmalar da, yapı taşı çimento olan malzemelerdeki görünür bozukluklar (mikro çatlaklar, hava boşlukları gibi) baskın özellik gösterebilir:

Çimento'nun katı fazı, amorf hidrat ürünleri (CSH), Kalsiyum hidroksit kristalleri, hidratlaşmamış çimento partikülleri ve diğer malzemelerden oluşan kompleks bir sistemdir. CSH ürünleri karışımın yaklaşık %70'ini oluşturur. CSH'nin yapısı ve kimyasal kompozisyonu bölgeden bölgeye değişir ve değişik formlar çok zor geri çözünür.

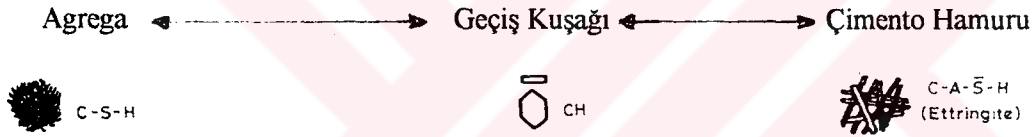
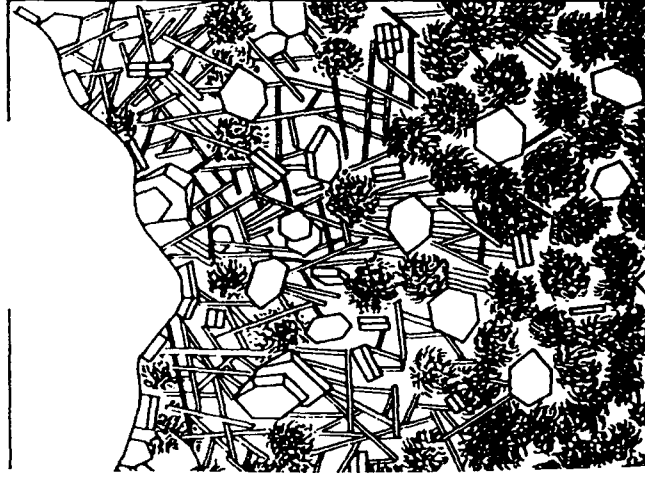
Geleneksel olarak katılaşmış çimento malzemesinin, birbirine bağlı CSH partikülleri ve dokunma noktalarında hala hidratlaşmamış çimento içerdiği, Powers /2.6/ tarafından ortaya atılmıştır. Değişik su-çimento oranlarındaki betonların, bu modele göre, kılcal boşlukların nitelik ve devamlılığında ve hidratlaşmamış çimento oranlarında farklılıklar olduğu öne sürülür. Aşağıda Powers tarafından açıklanan bu olay şekil 2.1'de gösterilmektedir.



C: Hidratlaşmamış Çimentonun Sebep Olduğu Söz Konusu Boşluklar

Şekil 2.1. Harç Yapısının Basitleştirilmiş Modeli Powers /2.6/.

Harcın heterojen yapısı ile ilgili daha yeni konular Şekil 2.2'de gösterilmiştir (Taylor /2.8/, Diamond /2.9/). Young'un tanımına göre /2.10/ CSH bile tekbiçimli olarak düşünülemez.



Şekil 2.2. Harçtaki Mikroyapısının Şematik Gösterimi ve Betondaki Harç Agregası Geçiş Kuşağı

"Bir amorf malzeme, büyük miktarda yabancı madde (alüminyum, demir, sülfür, magnezyum, sodyum, potasyum) içerir ve bölgesel karışımlarında pek çok farklı kompozisyonlar ve yapılar oluşturur. Böyle bir hücreli sistemde büyük miktarlarda su depolanır."

Jambor'un /2.11/ bulgularına göre, su-çimento oranı sadece geçirgenliği kontrol altına almakla kalmayıp aynı zamanda hidrat ürünlerinin kalitesini etkiler.

Sonuç olarak mukavemet sadece geçirgenliğe bağlı değildir.

Mindess /2.1/ tarafından verilen mukavemet kontrol parametrelerine göre, beton ve beton benzeri malzemelerin mukavemetlerini arttırmak için aşağıdaki yöntemler uygulanabilir:

- (i) toplam geçirgenliğin azaltılması
- (ii) gelişmiş gözenek genişlik dağılımı, (maksimum ve ortalama gözenek genişliğinin azalması, büyük Griffith bozukluklarının yok edilmesi.)
- (iii) CSH ürünlerinin kalitesinin artırılması.

Sonuç olarak, YMB'nin karışım tasarımında dikkat edilecek noktalar şunlardır:

- düşük su-çimento oranı
- plastikleştiricilerin geniş çaplı kullanımı
- mukavemeti yüksek çimento kullanımı
- silis dumanı ve puzolanik malzeme kullanımı

2.1.2. İçerik

2.1.2.1. Çimento:

YMB'nin mukavemet artımı ve potansiyeli çimento seçimine bağlıdır. Cüruf kompozisyonu ve incelik, erken ve son mukavemetleri etkileyen faktörlerdir.

Cüruf minerallerin C_3S , C_2S ve C_3A , harcın mukavemet gelişiminde büyük etkileri vardır. C_3S hem hızlı erken mukavemet gelişimine hemde yüksek son mukavemete katkıda bulunur. C_2S daha yavaş hidratlaşır ama son mukavemeti artırır. C_3A 'nın erken mukavemet üzerinde etkisi vardır, ACI Komitesi 225 /2.12/.

Cüruf minerallerinin hidratlaşması, çimentonun inceliğiyle etkilenebilir. Geniş yüzey, reaksiyonun hızlanmasına sebep olur. Fakat aşırı ince malzeme kullanımı, katılaşmadan sonra 28 günlük mukavemetin azalmasına sebep olur /2.12/.

Erken mukavemetin gerekli olmadığı durumlarda, C_3A 'nın azaltılması, C_3S artırılması ve bir miktarda C_3S kullanılması son mukavemette önemli bir artış sağlayacaktır. Bu karışım aynı zamanda düşük ısı oluşumunu sağlar. Isı oluşumu en düşük olan C_2S 'dir. Onu C_3S ve C_3A takip eder.

Çimentodaki diğer malzemelerde mukavemeti ve ısı oluşumunu etkiler. Özellikle yüksek alkali reaktivitesi, erken mukavemetin artmasına ama son mukavemetin azalmasına sebep olur.

2.1.2.2. Cüruf ve Uçucu-Kül :

Uçucu-kül veya cüruf çimentonun içine konulursa, mukavemet potansiyeli sınırlanır, Maage /2.13/. Erken mukavemet potansiyeli azalır. Bu eksik ince çimento kullanımı ve gelişmiş katılaşma koşulları sağlanarak dengelenir.

Beton üretimi sırasında uçucu-kül eklenmesiyle, küresel parçacıkların 'lubrikasyon' etkisiyle işçilik daha kolaylaşır; Banfill/2.14/, ACI SP-79 /2.15/, Krell /2.16/.

2.1.2.3 Silis Dumanı :

Silis dumanı, silikon metali ve ferrosilikon alaşımlarının eritme safhasında ortaya çıkan bir yan üründür. Silis dumanı (SD) ana karakteristiği %85-98 oranlarında amorf SiO_2 içermesi ve 0.1, 0.2 mikron çaplı küresel partiküllü olmasıdır. SD hem dolgu hemde puzolan olarak iş görür.

SD'nin çimentonun bir miktarı ile yer değiştirilmesi mukavemette önemli bir artış sağlar. Normal mukavemetli betonun uzun dönemli mukavemeti düşünülürse SD, çimentodan 2-4 defa daha etkilidir. Bu etkenlik derecesi artan mukavemetle birlikte yükselir, Maage /2.13/, Johansen /2.17/, Sellevold /2.18/. Sonuç olarak YMB'de SD kullanımı daha bir önem kazanmaktadır. Yani, çimento oranı çok yüksek tutulmamalıdır.

İşlenebilirliğin ve mukavemetim yüksek (80N/mm^2) tutulması istemi durmunda, SD kullanımı tek çözümdür.

Çok ince tanecikli SD parçacıklarının düzgün dağılımı için de plastikleştiriciler kullanılmalıdır.

En çok kullanılan SD kombinasyonu normal veya uçucu-kül karışımı Portland Çimentosu ile yapılmıştır.

Bu pozzolan'ın özellikleri F.I.P.'nin 'Çimentoda Yoğun Silis Dumanı Kullanımı' adlı raporunda ayrıntılı bir şekilde açıklanmıştır 1988 /2.19/.

2.1.2.4. Su Azaltıcı Katkılar:

Dağıtıcı malzemeler veya plastikleştiriciler, betonun işlenebilirliğini arttırmak ve su miktarını dolayısıyla da çimento miktarını azaltmak amacıyla kullanılırlar.

Karışımın karakteristiği, piyasadaki ürünlerin gerçek formülüne bağlı olmasıdır.

Bu ürünler ana karışım ve özelliklerine göre üç temel grupta toplanırlar:

- i Lignosülfonatlar
- ii Sülfonat melamin-formaldehit kondensleri
- iii Sülfonat naftalin-formaldehit kondensleri

(i)'nin aşırı dozajları katılaşma üzerinde geciktirici etkide bulunur. Grup (ii) ve (iii) genellikle 'süperplastikleştiriciler' veya 'yüksek oranda su azaltıcılar' olarak adlandırılırlar. Bu iki grubun geciktirici etkisi düşüktür, bu sebeple daha fazla kullanılma olanakları vardır.

YMB'de normal dozaj m^3 'te 5-20 litredir (%40'lık solüsyonlar için). Klasik plstikleştiriciler (i) genellikle diğer gruplarla (ii), (iii) birlikte kullanılır.

(ii) ve (iii) grupları betonun işlenebilirliğini çok kısa sürde azalttığı için beton, şantiyede karıştırılarak bu dezavantaj yok edilir.

Çalışmalar süperplastikleştiricilerin betonun işlenebilirlik yeteneğini uzatma özelliğini geliştirmek üzerinde yoğunlaşmıştır. Bunun için katılaşmanın geciktirilmesi şarttır /2.20/. Bu katkı malzemelerinin etkileri çimentonun ve pozzolonanın seçimine göre değişir.

2.1.2.5. Normal Yoğunluklu Agregalar:

YMB'ye bağlı olarak çakılın ana özellikleri şöyledir:

- geometrik şekil
- parçacık boyutu dağılımı
- mekanik özellikler
- harçla, bağ yapısını etkileyecek yönde kimyasal tepkime

YMB ile yapılan tüm karışımların anahtarı düşük su-çimento oranıdır. Bunun optimum çimento miktarı ile sağlanabilmesi için, seçilen agreganın su ihtiyacı mümkün olduğu kadar düşük olmalıdır. Su ihtiyacı temel olarak boyut dağılımı, ince parçacıkların şekilleri ve çakılın mineral yapısına bağlıdır.

YMB için agregası kapasitesi genellikle kompozit çimentonun mukavemetini sınırlar. 'Orta iyilikte agregası' için bu üst limit $120-140 \text{ N/mm}^2$ olarak belirlenmiştir. Belirli boyutlardaki 'çok iyi agregası' için bu değer 170 N/mm^2 'yi bulur, Bache /2.21/, Baerland /2.22/.

Daha egzotik agregalarda bu değer 250 N/mm^2 'yi aşar. Eğer karışımın portland çimento bölümü alüminyumlu çimento ile değiştirilirse, $450-500 \text{ N/mm}^2$ civarındaki kapasitelere ulaşılır. Ama bu malzemeler normal yapılarda kullanıma uygun değildir ve bu çalışmada araştırma dışı bırakılmıştır.

Günümüzde, değişik kimyasal ve fiziksel özellikteki çakılların, betonun mekanik özelliklerini nasıl etkileyeceği tam olarak bilinmemektedir, Danielsen /2.23/.

YMB'de ki maksimum agregası büyüklüğü normalde 22mm ile 10mm arasındadır. Bunun temel nedeni işçilik problemleridir. Ama azaltılmış maksimum boyutun da betonun mukavemeti üzerinde yararlı etkileri vardır, ACI Komitesi 363 /2.24/.

YMB'nin yapısal amaçlarla kullanımı normalde iyi bir işçilik ve yoğun betonarme ihtiyaçlarını karşılamak içindir. Bu olay YMB la ilgili pekçok çalışmaya yansımıştır. Bu çalışmalarda yaklaşık 200mm'lik yığılma değerleri baz alınmış ve rapor edilmiştir.

Büyük parçacıkların karışımında herhangi bir problemle karşılaşmadan böyle bir karışım elde edilmesi için sürekliliği ayrılmış agregası normalde tercih edilir.

2.1.2.6. Hafif Agregası (HA) :

Betonun yoğunluğunu düşürebilmek için, doğal agregası tamamen veya kısmen, hafif yoğunlukta endüstriyel bir malzemeyle değiştirilebilir. Yüksek mukavemetli hafif agregalarda, bu malzeme aslen cürufur; genleşmiş kil, şist, uçucu küldür Gjerde /2.25/, Lydon /2.26/.

Çoğu parçacığın kapalı yüzeyleri vardır, ama bu yanıltıcıdır. Agreg a yüzeyinin iç kısımlara göre geçirgenliğinin daha düşük olmasına rağmen, mikroskobik boyutlarda boşluklar görülmektedir, Zhang /2.27/, Newman /2.28/.

HA bağıl olarak büyük miktarlarda suyu kısa bir sürede absorbe edebilir ve bu olay uzun sürebilir, Zhang /2.27/, Lydon /2.29/. (Değişik parçacık yoğunluğuna sahip agregalar üzerinde bir karşılaştırma yapılacak ise bu parçacık ağırlığından çok parçacık hacmi gözönünde bulundurularak yapılmalıdır).

0-2mm dolayındaki HA genellikle daha büyük parçacıkların parçalanmasıyla elde edilir. Dolayısıyla parçacıklar tamamen geçirgenliği düşük bir yüzeyle kaplı değildir. Bu tür parçacıkların su isteğinde ters etkisi vardır. Sonuç olarak normla yoğunluklu agreg a bu oranı korumak amacıyla kullanılır.

Belkide HA'nın en önemli yararı; yüksek geçirgenliği ve harçla etkin ve güçlü bağ yapabilme yeteneğidir. Normal agreganın hem aşırı su isteği, hemde düşük parçacık mukavemeti ve elastisite modülü vardır. Bunlar birbiriyle bağlantılı şeylerdir ama son söylediğimiz HA'ların YMB'ye uyumu konusunda daha önemlidir. Toplam geçirgenlikleri %40-45 ve normal yoğunluklu agregalardan daha zayıf olan, Liapor ve Lytag ile 65-75N/mm² civarında beton mukavemetlerine ulaşılır, /2.27/, /2.30/.

Aşırı geçirgen HA, örneğin hafif yoğunluklu Leca (parçacık yoğunluğu 500-600 kg/m³ ve geçirgenliği %70), betonda 30N/mm² 'lik bir limit mukavemet sağlar, /2.30/. Ekstrem maddelerden biri olan genleşmiş polistayrin de HA olarak kullanılır ama mukavemeti birkaç N/mm² azaltır. Parçacıkların elastisite modülünün azalması, hafif betonlarda yükün normal yoğunluk betonlarına göre daha büyük bir yüzdesinin iç düzey tarafından taşındığını gösterir. Parçacık yüzeyi harçla çok güçlü bir bağ oluşturur ve bunların arasında daha yakın bir Elastisite modülü vardır. Parçacık boşluklarında emilmiş su bulunması agreg a-iç düzey sınırları için ölümcül önem taşıyan hidratlaşma tepkimesinin devam etmesini ve mükemmel bir devamlılık oluşmasını sağlar, Holm /2.31/.

Düşük parçacık yoğunluğu demek, yüksek geçirgenlik demektir. Yüksek geçirgenliğin etkili kimyasal maddelerin HA'nın içlerine sızması gibi potansiyel bir tehlike oluşturduğu söylenmektedir. Bu oldukça yanlıştır. Örneğin YMB'de, HA kullanımı beton karışımında yüksek bir kalite sağlar ve etkili maddelerin hareketini kısıtlar.

Pratikte eğer beton yapımında kuru HA kullanılırsa, sadece serbest su değil hava süzücü ve süperplastikleştiriciler gibi diğer sıvılarda ilk dört dakikada absorbe edilir. Bu olay çok değişken bir yapıya sebep olur. En iyi çözüm başlangıçtaki su emilmesini dengelemek için diğer maddelerden önce mikserdeki kuru agregaya ekstra su eklemektir.

Bu günlerde emprenyeleme yoluyla parçacık yüzeylerinin belirlenmesi çalışmalarına başlanmıştır. Ama mevcut kullanılan sistemlerin hepsi agrega-harç bağı üzerinde ters etki yapmaktadır.

2.1.3.Karışım Tasarımının Kuralları:

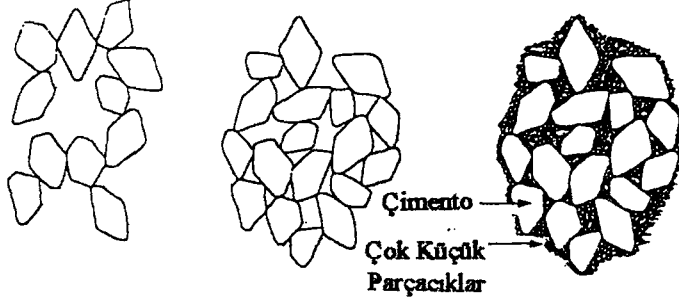
Bu çalışmanın konuları dahilinde olan ve gelişmiş karışım teknikleri ile üretilen yüksek mukavemetli betonlarda, su-çimento oranı genellikle 0.22-0.40 arasındadır. Normal yoğunluklu agregalarla üretilen bu betonların 28 günlük basınç mukavemetleri $60-130\text{N/mm}^2$ arasındadır. Düşük su-çimento oranını arttırmak ve işçiliği kolaylaştırmak için su azaltıcı karışımlar kullanılmalıdır. Bu karışımların tek başlarına kullanılması genellikle yüksek mukavemet değerleri elde edilmesini engellemektedir, bu yüzden ek olarak puzolanik malzemeler kullanılmalıdır. SD bu uygulamalarda çok kullanışlı bir malzeme olmuştur ve 80N/mm^2 'nin üzerindeki beton üretimlerinde en çok kullanılan malzeme budur.

2.1.3.1. Mikro Yapı:

Betonun mekanik özellikleri onu oluşturan katıların daha sıkı paketlenmesi ile geliştirilebilir. Harç- agrega bağı bu yolla kuvvetlendirilebilir.

İlk etki YPS (homojen dağılımlı ultra ince parçacıklı yoğun sistem) ile açıklanabilir, Bache /2.21/. Bache bu başlangıç noktasını, Powers tarafından açıklanan harç yapısının parçacık modelinden alır.

Büyük miktarlarda SD (çimento kütlesinin %10'nundan fazlası) parçacık yapısının inceltmesinde kullanılır, böylece toplam boşluk miktarı ve ortalama boşluk büyüklüğü azalır. Şekil 2.3 de bu yapı şematik olarak gösterilmektedir.



1)Portlant Çimentosu 2)PÇ+süperplastikleştirici 3)PÇ+SD+süperplastikleştirici

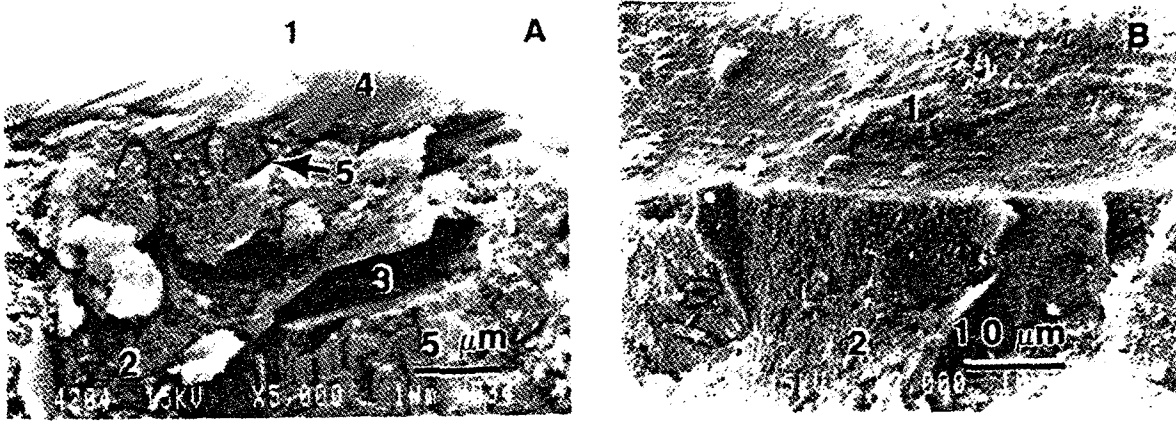
Şekil 2.3 Taze Betonda ki Harcın Yapısı

SD parçacıkları çimento parçacıklarından daha küçüktür. Boyutları ve küresel şekilleri, onların daha büyük olan çimento yapıları arasındaki boşlukları doldurmalarına yardımcı olur. Ayırıştırıcı maddelerin aşırı dozlarda kullanılmasının sebebi de yüzey gerilimini yenip yoğun parçacık paketlemesine olanak sağlamaktır. Çok az su ihtiyacı oluşur ve su-çimento oranları çok düşük betonlar hazırlanabilir. SD aynı zamanda yoğun ve homojen bir yapı sağlayan, CSH-jelinin pozolanik reaksiyonlar sonucu oluşumuna da katkıda bulunur.

YMB oluşumu için sadece yoğun bir çimento iç düzeyi yeterli değildir. Çünkü agrega-iç düzey bağı yeteri kadar güçlü olmayabilir.

Normal mukavemetli betonlarda yüzeyler arası bölge genellikle zayıf bağlıdır ve sıvı harçtan daha heterojen ve geçirgen bir yapı içerir. SD eklenmesinin mikro yapının yüzeyini büyük ölçüde değiştirir ve iç düzey kadar yoğun olması sağlar. Bu durum Şekil 2.4 de görülebilir.

Bu iç düzey ile agrega arasında çok daha etkili bir bağ oluşturur. SD'nin bu etkisi ve agrega yüzeylerinde yoğunlaşma yeteneği betonun iç ayrışmasını azaltır. Bu yüzeyler arası etkilere bağlı olarak, yüksek mukavemetli SD betonlarındaki agrega, aktif yük taşıyıcı eleman durumuna gelmekte, toplam mukavemete katkıda bulunmaktadır. Bu özellikler sadece doğal malzemelerle sağlanamaz.



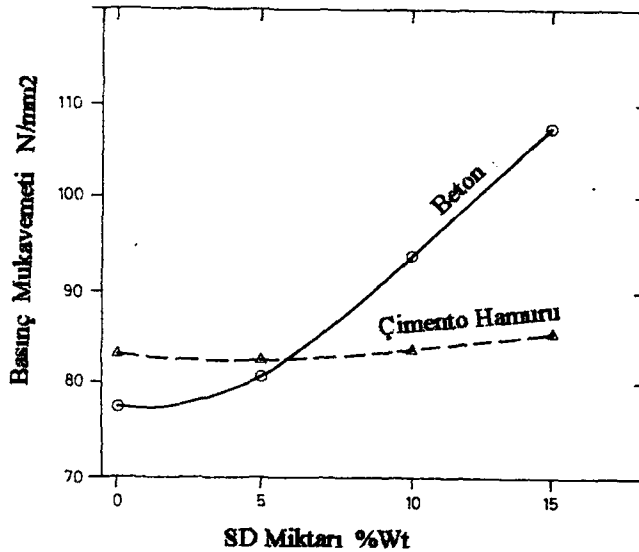
A: Silis Dumansız

B: %15 Silis Dumanlı

(1) Agrega ile kontak yüzeyi, (2) Çimento hamuru, (3) Boşluklar, (4) CH Tabakası. (5) Mikroçatlaklar

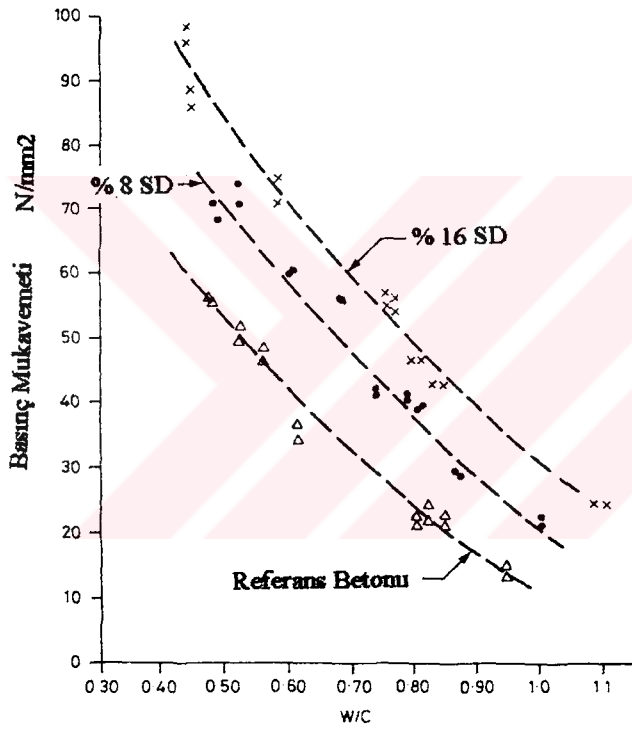
Şekil 2.4 28 Günlük Betonda SD'nin Geçiş Bölgesindeki Yapıya Etkisi

Sonuç olarak SD miktarının artmasıyla birlikte kompozit yapıda, iç düzeye göre daha yüksek mukavemet elde edilir. Şekil 2.5 de ki grafikte SD kullanımı ile Basınç Mukavemetindeki artış gösterilmektedir. Bu tür etkiler aynı su-çimento oranlı SD'siz betonlarla karşılaştırılabilir ve bu daha yüksek mukavemetli SD betonları için de geçerlidir (Şekil 2.6).



Şekil 2.5 SD'nin 28 Günlük Aynı su -çimento Oranındaki Beton ve Çimento Hamuru Mukavemetlerine Etkileri

Agreganın güçlenmesi, böyle karışımlarda agreganın mukavemetinin de göz önünde bulundurulmasını gerektirir, Aitcin /2.35/. Kaba agreganın mineral yapısının beton mukavemeti üzerinde etkisi vardır ve bu etki sebebiyle Abram kuralının karışım tasarımlarında da hesaba katılması gerekir, Aitcin /2.35/.



Şekil 2.6 Farklı Miktarlarda SD İçeren Betonlarda su-çimento Oranına Karşı 28
Günlük Küp Mukavemetler (SP30 Portland Çimentosu Kullanılarak)

2.1.3.2. Normal Yoğunluklu Beton:

Agreganın özellikleri YMB'nin basınç mukavemeti ve Elastik modülü konusunda belirleyicidir. Normal mukavemetli betonlarda, agreganın mukavemeti ve katılığı harcından daha yüksektir. Normal mukavemetli betonlardaki kırılmalar harçtaki çatlamlara ve harç ile agrega arasındaki geçiş bölgesinin yapısına bağlıdır. Dolayısıyla azalmış su-çimento oranı, basınç mukavemetinde büyük bir artışa neden olur. YMB'de agreganın kapasitesi sınırlayıcı etmen olabilir, Helland /2.36/.

Bu olay agreganın düşük su/çimento oranlı iç düzeyden daha zayıf olması veya agreganın 2.1.3.1'de tartışılan güçlendirici etkiyi yapacak kadar güçlü olmaması sebepleriyle oluşmaktadır.

Konu temelde kaba agregalarla ilgilidir. İnce agreganın mekanik özelliklerinin daha az önem taşıdığı saptanmıştır, Mindess /2.1/.

Düzensiz şekilli kaba agregaların, parçalanmış taş gibi, en yüksek mukavemeti verdiği düşünülür. ACI Komitesi 363 /2.24/. Bu etki agrega ve harç arasında gelişmiş bağ konusuyla birlikte açıklanmıştır, Regourd /2.37/. Bunun yanında, parçalanmış taşın köşeli yapısı işçiliği zorlaştırır. su isteğini ve su-çimento oranını artırır ki bu olay da sonuçta agregaya bağlanma yeteneğini azaltır. Parçalanmış ve doğal olarak yuvarlanmış agrega arasındaki seçim, yoğunluğun düşük su ve yüksek işlenebilirlik eğiliminde olduğu bir konumda optimizasyon problemine sebep olur.

2.1.3.3.HA(Hafif Agregalı) Beton:

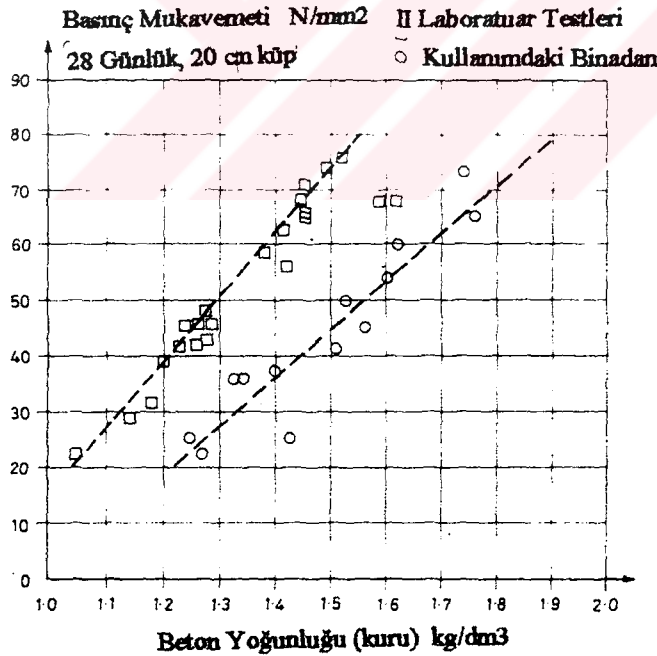
HA'nin geçirgen özelliği, mukavemeti ve Elastik modülü azaltır. Öncekini tahmin etmek basit bir model sayesinde mümkün olabilir, Bache /2.38/. Parçacıkların mukavemeti azalıp, birim hacim miktarı artırsa betonun mukavemeti azalır. Buna göre, YMB betonunun kullanıldığı durumlarda, iç düzey mukavemetinin artırılması için çimento geliştirilmeli (SD veya süperplastikleştirici kullanımıyla) veya su-çimento oranı azaltılmalıdır. Bu olay genellikle ince agrega ile aynı oranda doğal kum kullanımıyla olur. İyi kalite HA ve uygun bir karışımla (aşağıda gösterildiği gibi) mükemmel bir mukavemet-yoğunluk kombinasyonu sağlanır, Gjerde /2.25/:

Çimento miktarı 385 kg/m^3 , SD 15 kg/m^3 , Doğal kum 600 kg/m^3 , ince HA 117 kg/m^3 , HA 4/16mm 554 kg/m^3 , su 164 l/m^3 , süperplastikleştirici 10 l/m^3 ve hava süzücüler.

Elde edilen çökme 220 mm . ve ortalama 28-günlük basınç mukavemeti 70 N/mm^2 dir. Kaymaya uğrayan bir kuleden çıkarılan kabuk betonun ($d/h=1/1$) ortalama 6-aylık mukavemeti 83 N/mm^2 olarak bulunmuştur ve taze betonun yoğunluğu 1880 kg/m^3 'tür.

Birim hacimdeki bağlayıcı madde miktarı arttıkça, betonun da yoğunluğu doğal olarak artacaktır. Sonuç olarak diyebiliriz ki, bağlayıcı maddenin veya HA'nın miktarlarında önemli bir değişiklik olmadığı sürece YMB'nin yoğunluğu $1880\text{-}2000 \text{ kg/m}^3$ ve mukavemeti $75\text{-}80 \text{ N/mm}^2$ civarında olacaktır.

Şekil 2.7 de ki grafik sertleşmiş beton yoğunluğuna bağlı olarak 28 günlük kübik basınç mukavemetinin deneysel değerlerini göstermektedir. Spitzner /2.39/. Unutulmamalıdır ki kuru yoğunluklar $150\text{-}200 \text{ kg/m}^3$ civarındadır.



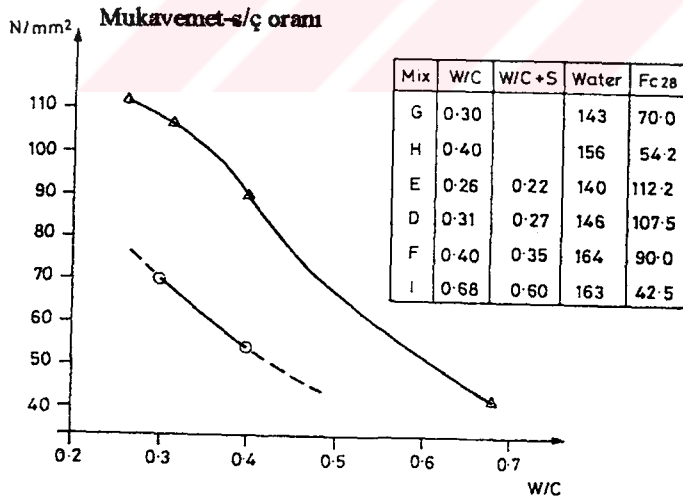
Şekil 2.7 HA Betonunun Yoğunluk ve Basınç Mukavemeti

2.1.3.4. Su-çimento Oranı Ve Bağlayıcı Madde Hidratlaşması

Betonun mukavemet potansiyeli su-bağlayıcı madde (s/b) oranına göre belirlenir, burada bağlayıcı madde çimento, mineraller, uçucu kül ve SD gibi maddelerdir. Mukavemetle s/b arasındaki bağıntı özel bağlayıcı maddeler için modifiye edilmiş geleneksel Feret formülüyle hesaplanabilir, Larrad /2.40/.

Örneğin, SD'li YMB'lerde, SD betonunun mukavemeti, aynı s/b oranlı portland çimento betonunun mukavemetinden yüksektir, Sellevold /2.34/.

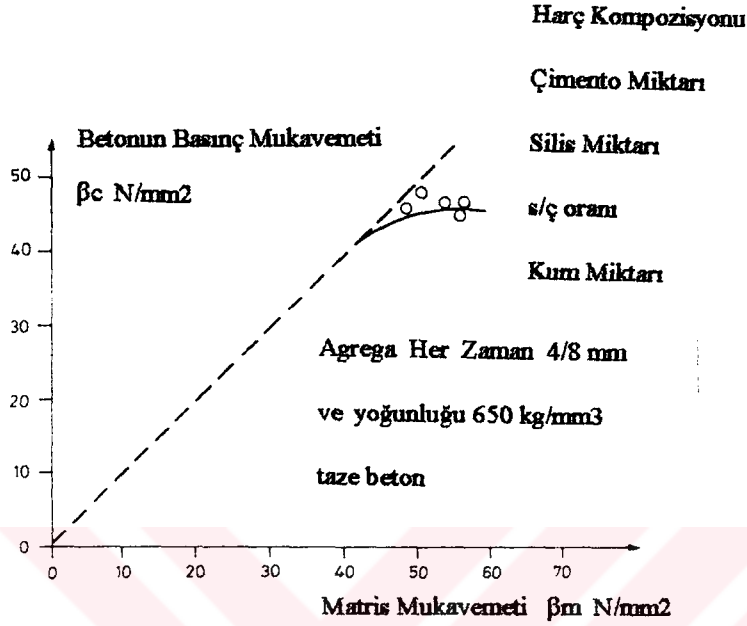
YMB tasarımı eklenmesi gereken bir başka önemli parametre de agreganın kalitesidir. Bu parametre Şekil 2.8'de görüldüğü gibi bazen sınırlayıcı faktör olabilir. Bir diğer örnek de 4/8mm boyutlarında ve 650 kg/m^3 yoğunluğundaki HA için hazırlanan numunenin davranışı Şekil 2.9'da görülmektedir. Bu sistemde harcın mukavemeti artsada, 50 N/mm^2 'lik basınç mukavemetini aşmak olası değildir, Spitzner /2.39/.



△ PC + %15 SD

○ PC

Şekil 2.8 NYB İçin Mukavemet ile w/c Oranı Arasındaki İlişki

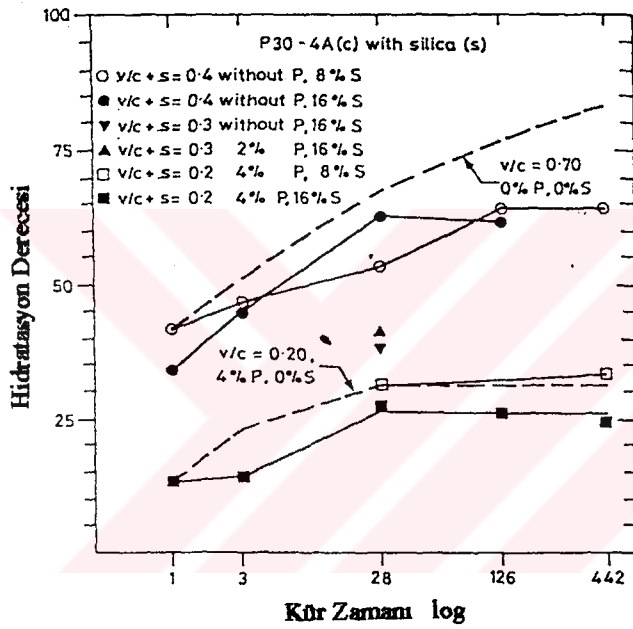


Şekil 2.9 Kuru Yoğunluğu 650 kg/m³ Olan HA Betonunda Betonun Basınç Mukavemeti β_m İle Bağlayıcı Harcının Basınç Mukavemeti β_c Arasındaki Koralasyon

S-b oranına ek olarak, hidratlaşma reaksiyonunun genişliği de mukavemet gelişimini kontrol eder. Bağlayıcı maddenin düşük s/b oranlı ve SD'lı YMB'de hidratlaşma karakteristiği tam olarak bilinmemektedir. SD reaksiyonlarının genişliğini belirleyecek direkt metodlar bulunmaktadır.

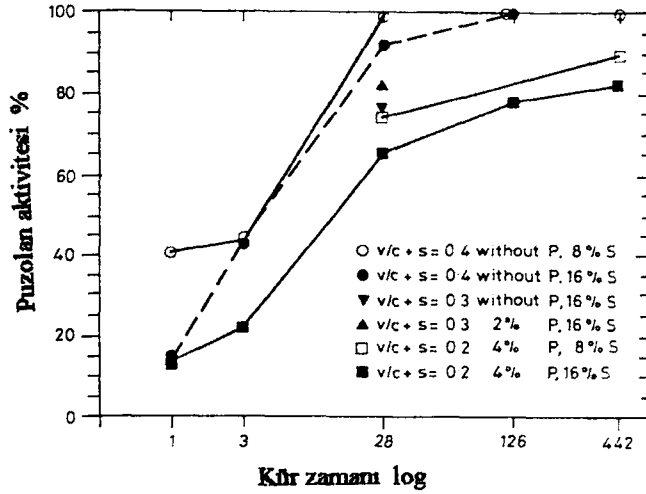
Ama son zamanlarda, bu karakteristik özelliklerin bir bölümü, çimento ve ST'nin YMB karışımı içindeki reaksiyon hızını takip etme olanağı tanıyan özel teknikler (NMR - Nükleer Manyetik Resonans) sayesinde anlaşılma başlanmıştır, Justnes /2.42/.

SD'nin bulunması ileriki dönemlerde çimentonun geniş olarak hidratlaşmasını azaltır. Eğer su/(çimento+silis) oranı düşük olursa bu azalma çok fazla olur. Bu durum Şekil 2.10. daki grafikte görülebilir. Bunun yanında, SD'nin geniş reaksiyonu bu karışımlarda oldukça görülür ve özellikle yüksek su/(çimento+silis) oranlı karışımlarda ve ileriki dönemlerde %100'e yaklaşır. Şekil 2.11 de puzolanların aktiflik derecesi yüzde olarak verilmektedir.



Şekil 2.10 SD Katkılı ve Katkısız PC'li (P30-A4 Çimentosu) Hamurun Hidratlaşma Derecesi

Bu artışların pratikte önemleri vardır. SD karışımlarında çimentonun uzunvadeli hidratlaşmadaki düşüş aynı zamanda bu tip betonların uzun dönemli mukavemet gelişimlerinde de benzer etkiler yapar, Smeplass /2.43/.



Şekil 2.11 PC'li Hamurdaki Pozolanların Reaksiyonunun Derecelendirilmesi

Kapalı hidratlaşma sırasında, yukarıda belirtilen karışımda, BN'de ki (bağıl nem) azalma ve kendi kendine kuruma durumları Sellevold /2.44/ tarafından belli bir periyot için gözlemlenmiştir. En düşük su/(ç+b) oranı 0.2 iken, BN değeri 10 günde %80'in altına, daha uzun dönemler (bir kaç ay) ve 0.4, 0.3, 0.2 oranları için sırasıyla yaklaşık olarak %88-%84 ve %78 olur. Paillere /2.45/ tarafından da benzer sonuçlar bulunmuştur.

Kendi kendine kuruma sadece kapalı deneylerde değil su içinde dökülen parçalarda da oluşur. Gerçek betonda su sıkılığı hazır olarak gelişir ve tamamen su içinde döküm olsabile kendi kendine kurumaya yeterli su sağlanamamaktadır. Çimento hidratlaşmasının yavaşlaması yanında bu olay iç kılcal gerilmelere ve buna bağlı mikro çatlaklara sebep olabilir. Bu olaya genellikle YMB'nin mikroskobik deneylerinde rastlanmaktadır. Bu çatlakların olağan negatif etkilerinin oluşmamasına özel önem gösterilmelidir.

2.1.4. Taze ve Katılaştıran Betonun Özellikleri

2.1.4.1. İşlenebilirlik

YMB'nin yapısal kullanımı genellikle ağır bir donatı ile desteklenir.

Donatı yoğunluğu deniz içinde yapılan yapılarda bu oranın yaklaşık 1000kg/m^3 e kadar yükseldiği gözlemlenmiştir, Moksnes /2.48/. Bu tür elemanlarda yeterli sonuç elde edebilmek için, işlenebilirliğin yüksek olması zorunludur. Sadece birkaç yıl önce yüksek kaliteli beton normal çökelmeli betona bağlandı.

Bu rapordaki değişik çalışmalarda da belirtildiği gibi, bu gün çökelme değerlerinin 200-260 mm arasında olması oldukça normal karşılanmaktadır. Bu tür bir karışımı aşırı imento ve su harcamadan ve düşük su-imento oranlarında elde edebilmek için plastikleştiriciler kullanılmalıdır.

İyi tasarlanmış bir YMB'de küçük miktarda suyun yüzey geriliminde bir azalma olmadan parçacıkları dağıtması olası değildir.

Büyük yüzey alanlarına bağlı olarak, ince paracıklaşarın karışıma eklenmesi betonun kıvamını ters etkiler ve betonu daha yapışkan yapar.

Karışımlarda yüksek imento ve puzolan kullanılması 0.25mm'den ince agregaların oranının azaltılmasını gerektirir.

Genellikle yoğun donatı ile birlikte narin bölgelerde kullanılan YMB işlenebilirliği yüksek bir malzeme olmalıdır bunun yanında kaldırıcın ve plak benzeri vibratör kullanımının kolay olduğu bölgelerde daha katı karışımlar kullanılmalıdır. Döküm sırasında kaba parçacıkların segregasyonunu engellemek için, agregada orantılı bir dereceleme yararlıdır. Sızıntı ince parçacıklar nedeniyle oluşan bir problemdir.

Yüksek dozajlı plastikleştirici kullanımıyla elde edilen işlenebilirlik, yüksek su oranı ile elde edilen işlenebilirlik oranıyla karşılaştırılmaz. Plastikleştiriciler taze karışımda, plastik akışkanlığı fazla etkilemeden akma gerilmesini azaltırlar (Bingham modeli), Tattersall /2.49/, Helland /2.50/, Wallevik /2.51/. Sonuçta ortaya çıkan malzeme enerji kullanan ve katı bir maddedir. Bu olayın pratikteki etkisi /2.50/'de açıklanmıştır. Bu aynı zamanda süzülmemiş hava yardımıyla akışkanlığın nasıl arttırılacağını da gösterir. Ama, karışımlardaki süzülmemiş hava ek boşluklara, dolayısı ile mukavemette %5-1'i kadar azalmaya sebep olur.

şunu da eklemeliyiz ki, betonun davranış karakteristiğindeki değişiklikler nedeniyle, normal betonların kıvamının belirlenmesinde kullanılan çökme testi YMB'de doğru sonuçlar veremeyecektir.

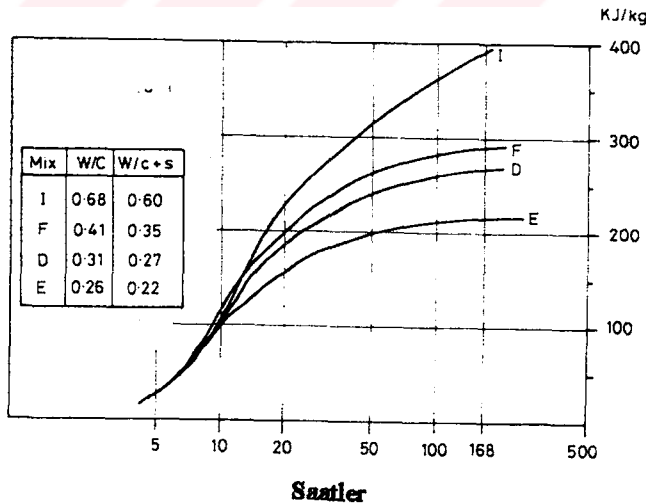
Plastikleştiricilerin kullanımı aynı zamanda katılaşma periyodunu ve çökeltme hızını etkiler. İşlenebilirliği korumak için, mikserler şantiyeye ulaştığında genellikle ek maddelerin dozajı arttırılmalıdır. Betonun katılaşmasını geciktiren plastikleştiriciler aynı zamanda betonun işlenebilirliğini de uzatır. Geciktirici ile yapılmış bir karışım da aynı davranışı gösterir.

Dolayısıyla plastikleştirici seçiminde bakılması gereken konular, uygun fiyatlı olması, istenen işlenebilirlik periyodu, katılaşmada yeterli bir gecikme ve su azaltıcı etkidir.

Bu optimizasyon sonucunda genellikle seçilen malzeme lignosülfonat kaynaklı plastikleştiriciler yani süper plastikleştiricilerdir. Basile'ye göre /2.52/, C3A kullanımı ile ilgili bazı öneriler daha büyük çökelmelere sebep olmaktadır, bunun sebebi tahminen bu malzemenin yüksek miktarda yarı-hidrat kireç içermesidir.

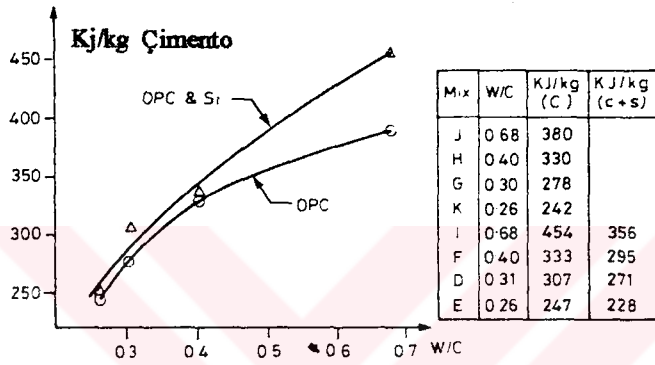
2.1.4.2. Isı ve Mukavemet Gelişmesi

Bir yapıdaki ısı ve mukavemet artışı, kullanılan malzemelerin özelliklerinin ve karışım oranlarının fonksiyonudur. Geleneksel mukavemet arttırma yöntemi su-çimento oranını azaltmak ve bir miktar SD eklemektir. Bu iki işlemin etkisi şekil 2.12 ve 2.13'te Helland /2.41/ tarafından gösterilmiştir. Benzer göstergeler Smeplass /2.53/ tarafından rapor edilmiştir.



Şekil 2.12 Su/Çimento+Silis Oranı 0.66 ile 0.22 arasındaki %15 SD lı PÇ'nin Hidratasyon Isısı

Şekil 2.12 'de s/ç oranının düşüklüğü sebebi ile hidratlaşma sürecinin durduğunu göstermektedir. Sonuç olarak kg başına ortaya çıkan ısı miktarında önemli bir azalma gözlenir. Şekil 2.13 de normal portland çimentosu ile %15 ST destekli beton arasındaki reaksiyon ısılarını karşılaştırmaktadır.



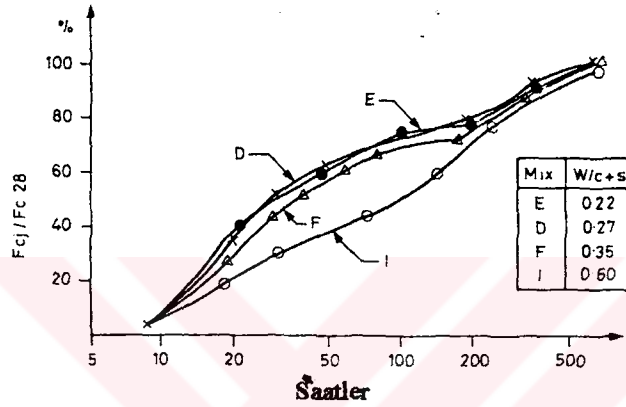
Şekil 2.13 % 15 SD Katkılı ve Katkısız PÇ İçin Reaksiyon Isısı

Düşük s/ç oranlarında puzolan'nın desteği biter.

YMB'de ki toplam çimento miktarı genellikle yüksektir. Büyük kütlelerdeki ısısal çatlamları önlemek için su ve doğal olarak çimento oranları plastikleştiriciler yardımı ile düşük tutulmalıdır. Çimentonun bir bölümü de kalkerli dolgu, SD veya uçucu kül gibi maddelerle değiştirilir. De Larrard /2.54/ ve Helland /2.50/, sadece 260-270 kg/m³ çimento kullanımıyla, 70N/mm² mukavemetlere sahip olan karışımlardan örnekler verirler. Yoğunluğu azaltılmış hafif betonun normal yoğunluklu betona göre önemli oranda hava boşlukları ve sonuç olarak daha yüksek ısı yalıtkanlığı vardır. Bu ikili yüksek çimento oranı ile bıklikte ısıyı artırırlar. Ama hafif betonda daha fazla su vardır (HB tarafından absorbe olmuş) ve suyun ısınma ısısı katının kinde 5 kat daha fazla olması ısı artışını sınırlayacak ve istenilen değerlerin altında tutacaktır. Bu olay neden sadece ufak etkilerin bulunduğunu açıklamaktadır, Gjerde /2.25/. Ayrıca HB'nin bilindiği üzere yüksek çekme deformasyon kapasitesi ve düşük oranlı ısısal katsayıları vardır. Bütün bunlar çatlama kapasitesi belirli bir derecede olmak koşuluyla, artmış ısı değişikliğine olanak sağlamaktadır /2.55/.

Su/çimento oranı azaltıldığında, betonun bağıl mukavemet kazanımı da ivmelenmiş olacaktır. Şekil 2.14'te Helland /2.41/ tarafından yapılmış bir deney gösterilmektedir. Düşük s/ç oranlı karışımlarda; agreganın kalitesine bağlı olarak maksimum mukavemet değerleri değişmektedir.

Bu eğri aynı zamanda Fransız standardına da/2.56/, normal ve yüksek mukavemetli betonların erken yaşta testi ile ilgilidir.



Şekil 2.14 Farklı Su/Çimento Oranlarındaki Betonlarda Rölatif Mukavemet Kazanımı

2.1.5 Döküm ve Katılaştırma

Bütün normal taşıma araçları YMB içinde kullanılabilir.

Ama daha önce de belirtildiği gibi, karışımların işlenebilirliği şantiyede uygulanan taşıma ve döküm prosedürüne uygun olmalıdır ayrıca tecrübeyle sabittir ki normal betonla yapılan dökümler bile döküm öncesi son bir kontrolden geçirilmelidir.

İstenen işlenebilirlik tam döküm anında yakalanmalıdır. Bu demektir ki, taşıma sırasında yitirilen plastik özellikler; karışım makinasıyla veya döküm öncesi madde (süper plastikleştirici) eklenerek karşılanmalıdır.

Eğer plastikleştiricinin aşırı kullanımı s/ç oranını düşürürse, müteahhit taşıma ve döküm sırasında da ortaya çıkacak nem kaybını düşünmelidir. Buharlaştıran her litre su için işlenebilirlikteki azalma karşılaştırılırsa böyle karışımların, normal olanlara göre daha çok etkilendiğini söyleyebiliriz, Helland /2.50/.

Bu karışımların işlenebilirlik başlığı altında anlatılan özelliklerinden dolayı seçilen vibratör makinalarının da ivnesi ve frekansı tekrar ayarlanmalıdır.

Hemen hemen her YMB katılma sırasında normal betonlara göre daha fazla plastik büzülmeye uğrar. Bunun sebebi su sızıntısının eklenen ince malzemeler (çimento, SD, uçucu kül) nedeniyle azalmasıdır.

Bütün beton dökümlerinde malzemenin kalite potansiyelini anlamak için iyi bir döküm prosedürü izlenmesi şarttır. Bu olay genelde yapının yüzeyinde önem kazanır.

Su altında döküm, plastik ile kapatılmış dökümden veya döküm karışımı eklenmesinden daha iyi koşullar sağlar. Açık hava dökümü pas betonunda kalite düşüklüğüne sebep olur. Bu olay bölüm 2.2.5'te belirtilmiştir.

Bentur /2.57/ye göre kötü dökümün yüzey betonu üzerindeki etkileri normal portland çimentolu betonunda ve SD betonunda da aynıdır.

Döküm ve erken katılma sırasında aşırı sıcaklıkların ortaya çıkması malzemenin uzun-dönem mukavemetini azaltır, Pfeifer /2.58/, Maage /2.59/. Beton maksimum mukavemetinin çakılın mukavemetiyle belirlendiği karışımlarda harcın mukavemetindeki azalmaların etkisi yumuşamıştır, Helland /2.41/. Bu olaya yüksek mukavemetli hafif betonlarda rastlanır. Düşük s/ç oranlarında kg başına ortaya çıkan ısı miktarı azalsa da büyük kütleli elemanlarda, çimento miktarının fazlalığı nedeniyle yüksek ısılar ortaya çıkacaktır (bölüm 2.1.4.2).

Yüksek ısılar betonun iç ve dış yapısında ısıya bağlı çatlamalara sebep olur. Böyle durumlarda, parça buz veya sıvı nitrojen kullanımı ile betonun ısısı düşürülmelidir.

2.2.Mekanik Özellikler:

2.2.1 Giriş:

Ulusal standartlarda ve düzenlemelerde, gerilme-şekil değiştirme, elastisite modülü, çekme gerilmesi gibi temel beton özelliklerinin tahmini genelde mukavemeti $40-50\text{N/mm}^2$ arasındaki betonlar için geçerli değildir.YMB'nin bu özellikleri ile ilgili bilgi aşağıdaki bölümlerde belirtilmiştir.

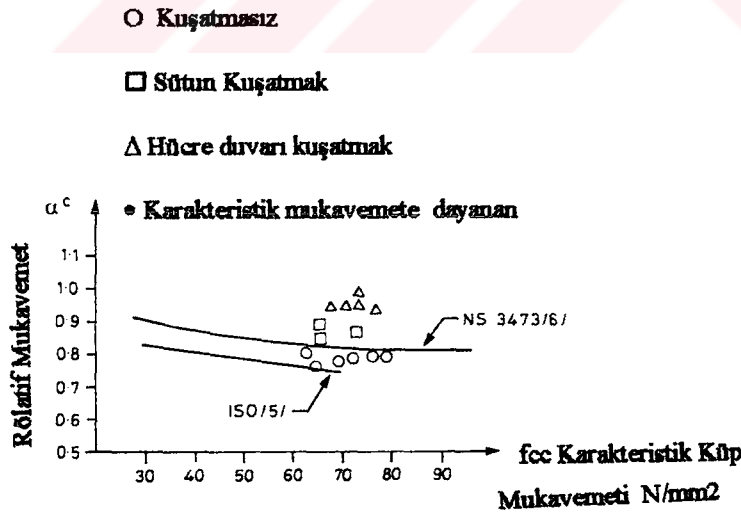
2.2.2.Basınç Altında Davranışı

2.2.2.1.Basınç Mukavemeti

Doğrusal basınç mukavemeti betonu karakterize etmek için en önemli göstergedir. ‘Basınç Mukavemeti’ tanımı pek çok şeye bağlıdır. Elemanın şekline, boyutuna, yaşına ve döküm koşullarına göre değişir. Değişik elemanların dönüşüm faktörleri için bkz. Bölüm 2.5.2.1.

İç sıkışma ve katılaşma gibi çeşitli sebepler sonucu betonun inşaattaki mukavemeti laboratuvar mukavemetinden düşük olur. Bu nedenle bir çok standartta bu iki mukavemet arasındaki oran 0.75 ile 0.90 arasında alınır, ISO /2.60/, NS /2.61/. MC-90’a göre iki mukavemet arasındaki oran $(1-f_{ck}/250)$ ’dir.

Bu faktörü belirlemek ve yapılarda kullanabilmek için, Norveçte yapılan 3 deniz üstü platformda, yerinde deneyler yapılmıştır. Yaklaşık olarak 1000 kabuk, laboratuvar verileriyle karşılaştırmalı olarak test edilmiştir, Haug /2.63/. Bu araştırmaların sonuçları şekil 2.15’de gösterilmiştir. Bağlı olarak verilen yerinde ve laboratuvarında yapılan test sonuçlarında aynı tip eleman kullanılmıştır.

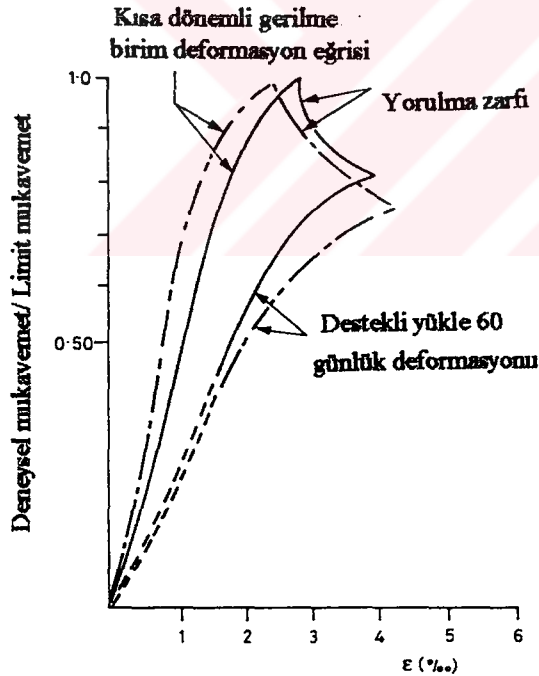


ISO : Uluslararası Standart Organizasyonu /5/ NS : Norveç Standartları 3473/6/

Şekil 2.15 Karakteristik Küp Mukavemeti ile Rölatif Mukavemetin Karşılaştırılması

Betonun uzun-dönemli sürekli mukavemeti, kısa dönemli yüklemeye göre düşük bulunmuştur. Bu olayın tasarım sırasında büyük önemi vardır, güvenlik faktörünün kısa dönemli testlerle belirlenen mukavemet bazında zamanla azalması demektir. Normal mukavemetli betonlarda yapılan uzun-dönemli testler göstermiştir ki sürekli mukavemet değeri, maksimum kısa-dönemli mukavemetin %70-80'i kadar bir değer alır. MC-90'da /2.62/ ilişki 0.85 olarak gösterilmiştir. YMB üzerinde yapılan bazı test sonuçları normal betondan elde edilenlerden büyük çıkmıştır. Smadi /2.64/ tarafından bildirildiğine göre maksimum mukavemette %15-20 oranında azalma gözlenmiştir. Kısa ve uzun-dönemli gerilme-şekil değiştirme eğrileri şekil 2.16'da görülebilir.

Ama YMB'nin 28 gün sonundaki bağıl mukavemet artışı genellikle normal dereceli betonunkinden büyüktür. Bunun sebebi hidratlaşmanın devamı için gerekli suyun bulunamamasıyla birlikte, çakılın kapasitesinden kaynaklanan sınırlamaların kombinasyonudur. Maage'e /2.65/ göre SD içeren YMB için 28 gün sonunda kazanılan bağıl mukavemet genellikle aynı s/ç oranlı ve SD'siz betondan daha düşüktür. Bu yüzden, YMB'nin uzun-dönemli mukavemeti ile 28-günlük mukavemetleri arasındaki oran aynı yaştaki normal beton için olan orana eşit veya biraz azdır (.75-.80), Fourie /2.66/ ve /2.67/.



- Yüksek Mukavemetli Beton $f_{cc}=56-65 \text{ N/mm}^2$
 - - - - Düşük Mukavemetli Beton $f_{cc}=20-25 \text{ N/mm}^2$

Şekil 2.16 Doğrusal Olmayan Yüklemeye Altındaki Beton İçin Gerilme-Mukavemet Oranı ve Şekil Değiştirme Arasındaki İlişki

Açık-dökümlü SD'li betonların uzun-dönemli mukavemet gelişimleri Carette, Malhotra ve Aitcin /2.68/ tarafından araştırılmıştır. 12 değişik elemanla yapılan laboratuvar programında, 3 seri açık kurutulmuş SD'li betonda 91 günden 2 yıla kadar mukavemet azalışını ölçmüşlerdir. Bu gözlem bakılınca, uzmanlar bu konu üzerinde daha çok araştırma yapılmasını gerekli görmektedirler.

Bu raporda konuyla ilgili, Kanada ve Norveçte yapılan iki ana araştırma bulunmaktadır. /2.69/'da Aitcin ve Laplante mukavemetleri $40-83 \text{ N/mm}^2$ arasında olan 4 değişik proje üzerinde bir rapor hazırlamışlardır. Bazı yapılar çeşitli tuzlara bazıları da oda koşullarına maruz kalmışlardır. 4-6 yıllık bir arazi kurumasından sonra, bu yapılardan hiçbirinde (SD'li veya SD'siz) mukavemet azalmasına rastlanmamıştır.

1 ila 10 yıllık betonların (mukavemetleri $40-165 \text{ N/mm}^2$) basınç mukavemetleri ölçülmüştür. Projede su ve agrega havada kurutulan elemanlarla birlikte topraktan çıkarılan gerçek yapılarda yer almıştır.

Burada da SD'li veya SD'siz hiç bir betonda bir mukavemet düşüşü gözlenmemiştir.

2.2.2.2. Gerilme-Şekil değiştirme Davranışı

YMB'nin tek doğrultulu basınç altında gerilme-şekil değiştirme davranışı pek çok araştırma merkezince rapor edilmiştir. YMB ve normal betonların gerilme-şekil değiştirme eğrileri arasındaki temel farklılıklar şöyle özetlenebilir:

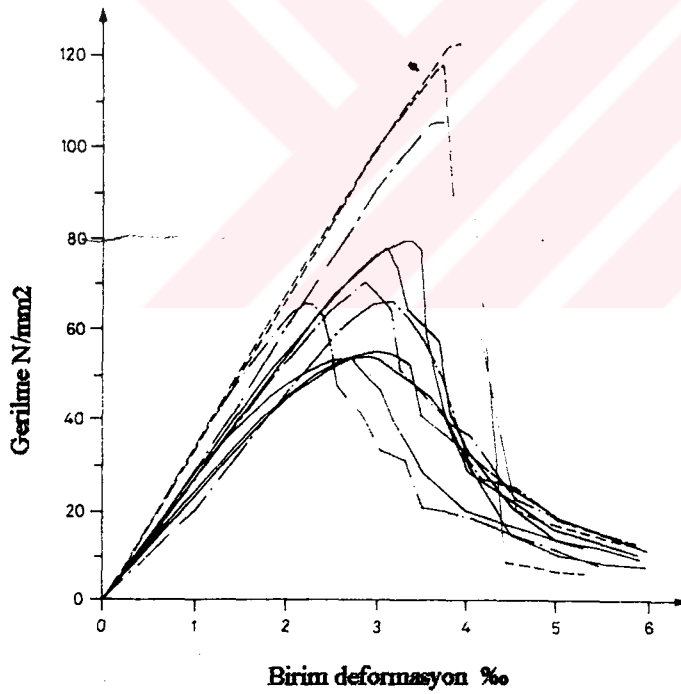
- Maksimum gerilmenin yüksek %'lerinde daha doğrusal bir grafik bulunur
- Maksimum gerilmelerde şekil değiştirme biraz daha yüksek olur
- Eğrinin azalan bölümü daha diktir
- Orta YMB'lerde kırılma şekil değiştirmesi azalır

Yükleme bazında ortaya çıkan bu değişikliklerin sebebi YMB'da agregayla çimento arasında güçlü bir bağ kurulmasıdır. Daha doğrusal bir gerilme-şekil değiştirme eğrisi, mikro çatlaklardaki azalmayı yansıtır.

Carrasquillo /2.70/ mukavemeti 30N/mm^2 olan betonlarda sınır yükün %65'ine ulaşıldığında agregalar ve çimento arasında değişken bir çatlama oluştuğunu belirtmiştir. Yük daha da artırılınca, bu çatlaklar harcın içine de yayılmaya başlamaktadırlar. Normal ve kayma gerilmeleri kaymaya ve ayrılmaya sebep olacaktır, bu da gerilme-şekil değiştirme eğrisine yansımıştır.

76 N/mm^2 'lik bir YMB'de, bu agrega-harç çatlakları sınır yükün %90'ında başlar ve buraya kadar doğrusal bir gerilme-şekil değiştirme ilişkisi gözlenir.

YMB'nin tipik gerilme-şekil değiştirme davranışları şekil 2.17'de gösterilmiştir. Çok YMB'lerin (basınç mukavemeti 150 N/mm^2 'nin üzerinde) özellikleri /2.72/ de Tognon tarafından rapor edilmiştir. Gerilme-şekil değiştirme eğrisinin doğrusal yükselen kısmıyla aynı eğriye sahiptir. Yani maksimum gerilmeden önce şekil değiştirme ve sınır gerilmeden sonra ani bir düşüşü ifade etmektedir.



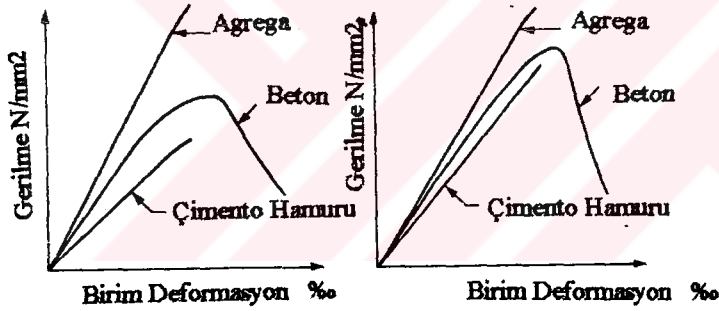
- _____ Aardal Agregalı SD'siz
- Aardal Agregalı %7-10 SD'li
- Bazalt Agregalı %15 SD'li

Şekil 2.17 150x300 mm lik Silindirik Numuneler Kullanılarak NMB ve YMB 'li Betonlarda Gerilme-Şekil Değiştirme Eğrilerinin Karşılaştırılması

YMB'nin doğrusal basınç altındaki gerilme-şekil değiştirme davranışı oldukça iyi belgelenmiştir. Ama hala gerilme derecelerinin, bağların, uzunlamasına donatının ve sürekli yüklemenin etkileri tam olarak anlaşılamamıştır.

Doğrusal basınç altındaki betonların gerilme-şekil değiştirme eğrisinin şekli, kompozit malzemeninkine çok benzemektedir. Şekil 2.18'de gösterildiği gibi beton harcıda, doğal agrega da gevrek malzemelerdir. Ama bu malzemelerden oluşan betonun gözle görülür bir sünekliği vardır.

Smeplass /2.73/ bu paradoks özelliğin, harçla agrega arasındaki rijitlik farkından ortaya çıktığını söylemektedir. Bu fark kontak durumundaki noktalarda gerilme birikimine yol açar. Sonuç olarak, global olarak belirlenmiş bir gerilme düzeyinde, dağılmış bir mikro çatlama oluşmaya başlar. Bu basamakta, gerilme-şekil değiştirme eğrisi doğrusal yolundan sapma gösterir (bkz. Şekil 2.19). Sınır gerilmeye ulaşıldıktan sonra, mikro çatlak dağılımı ikinci bir gerilme dağılımı sağlar ve daha sert bir kırılma ortaya çıkar.

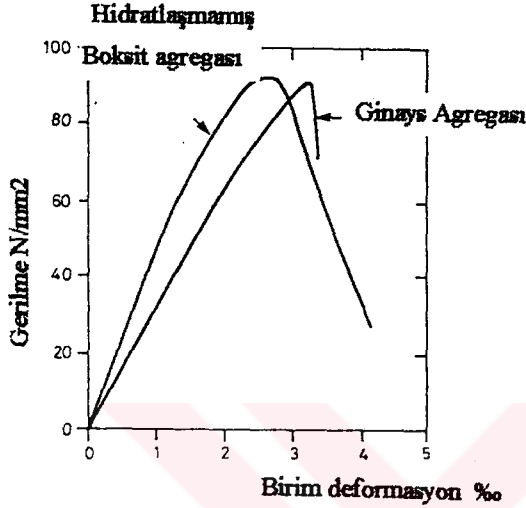


- (a) Çimento Hamuru İle Agrega Arasındaki Bariz Rijitlik Farkı
(b) Çimento İle Agrega Arasındaki Az Rijitlik Farkı

Şekil 2.18 Basınç Altında Agrega, Beton ve Çimento Hamuru İçin Gerilme-Şekil Değiştirme Eğrileri

Şekil 2.19 Gerilme-Şekil Değiştirme eğrilerini iki YMB için karşılaştırmalı olarak verir, Smeplass /2.73/. Agrega fazı ginays ve hidratlaşmamış boksitten oluşur. Bu agregaların elastisite modülü tabloda gösterilmiştir. Açıkça gösterildiği gibi agreganın rijitliğinin artması, betonun E-modülünü ve kırılma sertliğini artırır, sınır gerilmeye şekil değiştirmeyi azaltır.

Pratikteki kullanımlarda doğal kayalar (bazalt, gabro, kuartz-diorit), üretilmiş olanlara göre (hidratlaşmamış boksit) daha güvenilirlerdir. Ön hesap sonuçlarına /2.73/ göre bu çakıl tiplerinin kullanımı, maksimum çakıl boyutu ve dağılımı sabit düşünülürse ginays içerenlerden daha sünek bir beton oluşturur.



Taş Tipi	E Modülü(GPa)
Ginays	40-45
Bazalt	60-70
Gabro	60-70
Kuartzdiorit	50-70
Hidratlaşmamış Boksit	> 100

Şekil 2.19 Farklı Agregra İçerikli YMB da Gerilme-Şekil Değişirmenin Karşılaştırılması

2.2.3.Çekme Altında Davranış

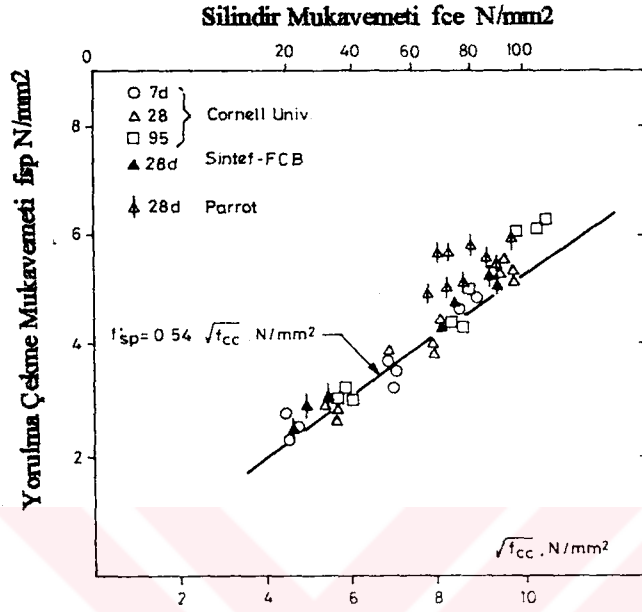
Donatının ve öngermeli betonların mukavemetinde çekme mukavemeti önemsenmesede, genelde çatlak ilerlemesi, deformasyon tahminleri ve betonun dayanıklılığı için önemli bir faktördür. Bağlanma ve donatı uzatma boyu ve kayma , burkulma kapasitesine beton katkısı gibi özelliklerde çekme mukavemetine bağlıdır. Basınç mukavemetinin artışı genellikle çekme mukavemetini de artırır. Ama bu artış tam bir orantı şeklinde olmaz.

ACI Komitesi 363 /2.24/ tarafından yapılan çalışmaların sonucunda elde edilen verilere göre düşük mukavemetli betonlarda yarıлма çekme mukavemeti basma mukavemetinin %10'u kadardır. Ama daha yüksek mukavemetli betonlarda ($f_{cc} = 84 \text{ N/mm}^2$) bu oran %5'e kadar iner. Yarıлма çekme mukavemeti parçalanmış kaya-çakıl karışımları için daha yüksek çıkmıştır.

Aşağıdaki denklem, Carrasquillo /2.74/ tarafından çekme mukavemeti tahmini için verilmiştir:

$$f_{sp} = 0.54 (f_{ck})^{1/2} \text{ N/mm}^2 \quad (2.1)$$

Denklem 2.1 Şekil 2.20'de gösterilmiştir. Ölçülmüş çekme mukavemeti elemanın katılma koşullarına bağlıdır Suda katılma en düşük çekme mukavemetini verir.



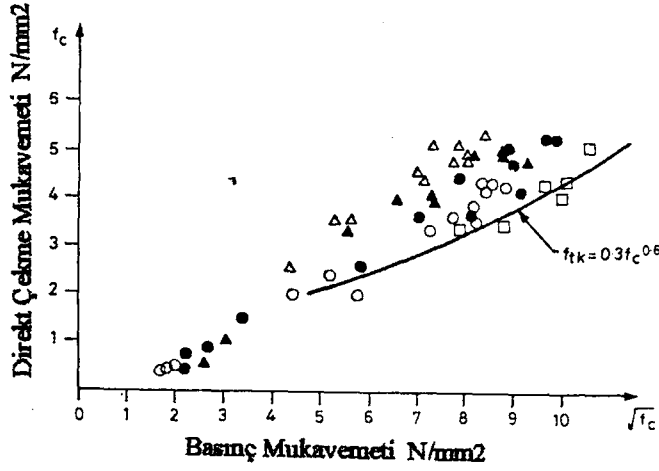
Şekil 2.20 Yarıлма Çekme Mukavemetine Karşılık Betonun Basınç Mukavemeti

Norveç standartlarında /2.78/ betonun özellikleri belirlenirken, yarıлма çekme mukavemeti yerine, direk çekme mukavemeti kullanılır. Direk çekme mukavemeti yarıلمانın yaklaşık olarak 2/3'ü kadardır. Thorenfeldt /2.79/ tarafından kullanılan aşağıdaki formül, karakteristik çekme mukavemetinin yaklaşık değerini verir:

$$f_{tk} = 0.3 f_{ck}^{0.6} \quad (2.2)$$

Denklem 2.2, Loland'ın da /2.80/ verileriyle birlikte şekil 2.21'de gösterilmiştir. Denklem 2.2 /2.78/'deki çekme mukavemeti için temeldir. Yapısal çekme mukavemeti, kübik basınç mukavemetinin 75N/mm² 'nin üzerindeki değerleri için artış göstermez.

Referanslar da (/2.78/, /2.79/) hafif beton için eşitlikler vardır. Bu eşitlikler denkelem 2.4'ün $[0.3+0.7(r/2400)] \cdot r$ faktörüyle (kg/m³ cinsinden beton yoğunluğu) çarpılmasıyla elde edilmişlerdir. Bir diğer tipik çekme mukavemeti de, eğilme çekme mukavemetidir. ACI Komitesi 363 /2.24/ raporunda düşük ve yüksek mukavemetli betonlar için eğilme çekme mukavemeti, yarıлма çekme mukavemetinin 1.4 veya 1.6 katı kadardır.



- Sıradan Beton
- ▲ SD'li Beton Oda Şartlarında Kür
- SD'li Beton Su Kürü
- △ Sıradan Beton Oda Şartlarında Kür
- Sıradan Beton Su Kürü

Şekil 2.21 Çekme Mukavemeti İle Basınç Mukavemeti İlişkisi

2.2.4.Elastik Modülü ve Poisson Oranı

Betonun elastik modülü, çimentonun özelliklerine, seçilen agregaların katılığına ve modül belirleme metoduna yakından bağlıdır. Birçok ülke standardı, E-modülünü basınç testiyle belirlenen basınç mukavemetinin bir fonksiyonu olarak ifade ettiği için, bu ifadeler ancak en yaygın karışım dizayn ve malzemeleri seçilirse doğru olur.

YMB için beton karışımları; pozzolan ve kimyasal katışıkları, düşük bir su-çimento oranı ve dikkatlice seçilmiş agregaları temellidir. Bu özelliklerin E-modülü üzerinde etkisi oldukça fazladır ve E-modülü için meşhur ifadelerin geçerliliği yeniden denetlenmelidir.

Bu tür denemeler; Carrasquillo ve arkadaşları /2.74/, Bernhard ve arkadaşları /2.75/,/2.82/ ,Hoiseth ve arkadaşları /2.76/ ve Tomaszewich ve arkadaşları tarafından yapılmış ve rapor edilmiştir. Bu incelemelerin sonucu; hem ACI 318-89 hem de MC 90'daki mevcut ifadeler basınç mukavemeti 40-45 N/mm² 'den yukarı olan betonların elastik modülünü fazla bulmaktadır. MC 90 /2.62/ de NY betonu için elastik modülü değerleri karakteristik mukavemetten tahmin edilebilir.

$$E_c = 10^4 (f_{ck} + 8)^{1/3}$$

Norveç standardı /2.78/ 'de E-modülü ile basınç mukavemeti arasında şu ilişki önerildi:

$$E_c = 9500 (f_{cc})^{0.3} \quad (2.3)$$

$f_c < 85 \text{ N/mm}^2$ için

/2.74/ 'de Carrasquillo ve arkadaşları YMB için şu ilişkiyi önerdiler:

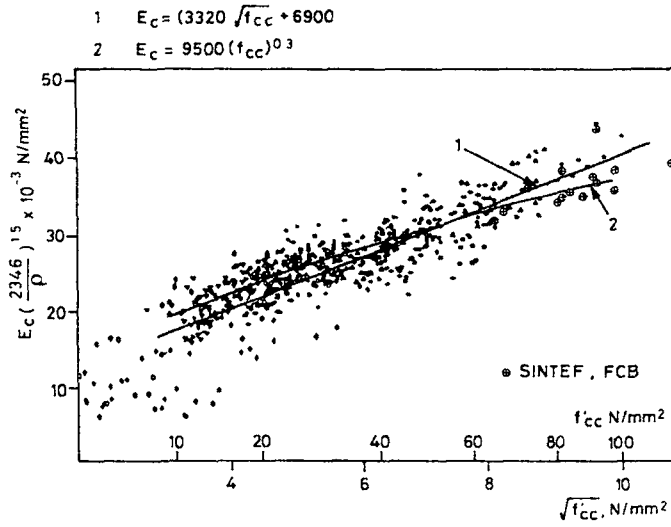
$$E_c = 3320 (f_{cc})^{1/2} + 6900 \text{ N/mm}^2 \quad (2.4)$$

$21 \text{ N/mm}^2 < f_{cc} < 83 \text{ N/mm}^2$

Son iki ifade test sonuçları ile birlikte Şekil 2.22'de gösterilmiştir.

HA betonu için kalın agregaların katılığının düşük olması düşük bir E-modül oluşturur ve NY beton HA betonu ile karşılaştırıldığında maksimum gerilmede yüksek şekil değiştirme gözlenir

Yüksek mukavemetli beton için Poisson oranı ile ilgili deneysel veri sınırlıdır. Fakat 1988 ABD deneyi Ahmad ve arkadaşları /2.85/ tarafından hazırlanan tekrar raporu ; YMB için elastik bölgedeki Poisson oranının düşük mukavemetli betonun beklenen değer aralığında olduğunu (gerilme seviyesine bağlı olarak yaklaşık 0.18 - 0.24). Elastik olmayan bölgede yüzeysel şekil değiştirmenin bağlı artışı YMB için daha az mikro çatlak olduğu için daha düşüktür.



Şekil 2.22 Beton Mukavemetine Karşın Elastisite Modülü

2.2.5. Rötire

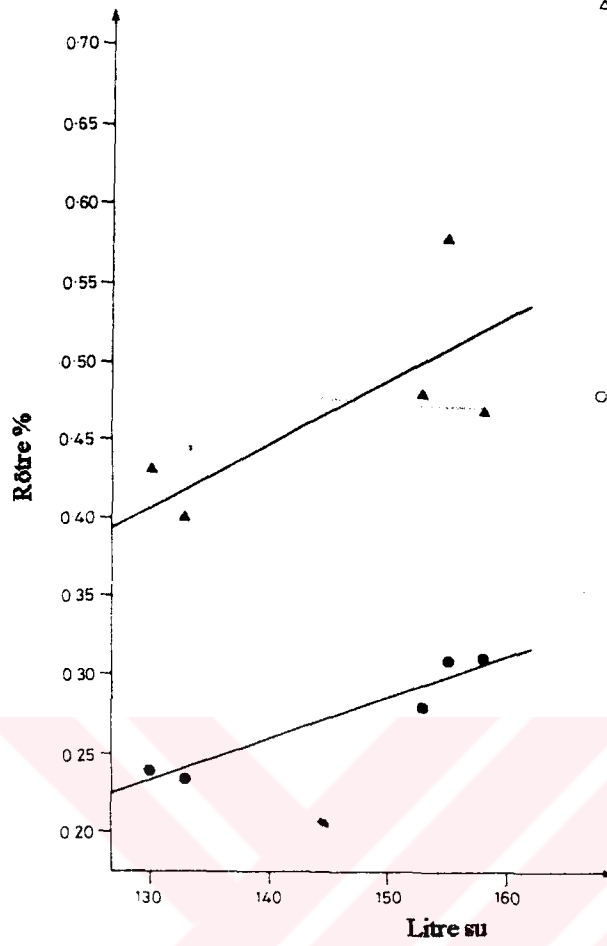
YMB' un rötire davranışı ile ilgili sınırlı bilgi vardır.

SINTEF FCB /2.83/ ($f_c = 83 \text{ N/mm}^2$) de yapılan araştırma sonuçları, ilk büzülme oranının yüksek olduğunu fakat 110 kuruma gününden sonra yüksek ve düşük mukavemetli betonlara ait büzülme oranının yaklaşık olarak aynı olduğu saptanmıştır. ACI Committee 363 /2.24/ ve Charif ve arkadaşlarının raporları bu gözlemi destekler niteliktedir. /2.24/ büzülmenin su-çimento oranıyla sistemik olarak değişmediğini, fakat betondaki suyun hacimsel oranıyla yaklaşık olarak orantılı olduğunu da göstermiştir.

Su miktarına bağlılık bazı YMB'la ilgili "ilk kuşak" araştırmalarda rapor edilen bağıl olarak yüksek büzülmeyi açıklar. Bu karışımların bazılarında, düşük w/c oranı; geniş çapta akışkanlaştırıcı kullanarak su gereksinimini azaltmak yerine çimento miktarını artırarak elde edilmiştir /2.77/.

Fakat akışkanlaştırıcıların ilavesinin hidrolik büzülmeyi arttırdığı söyleyen birçok rapor vardır.

Helland /2.36/ dan Şekil 2.23; ASTM C157 ye göre (28 gün su ile işlenmiş örnekler) su miktarıyla büzülme arasındaki bir ilişki örneğini verir. Su miktarında azaltma akışkanlaştırıcı miktarını 5 den 20 lt/m^3 'e çıkartarak sağlanmıştır.



Aaradal Agregası İle

ASTM C 157 8 Hafta

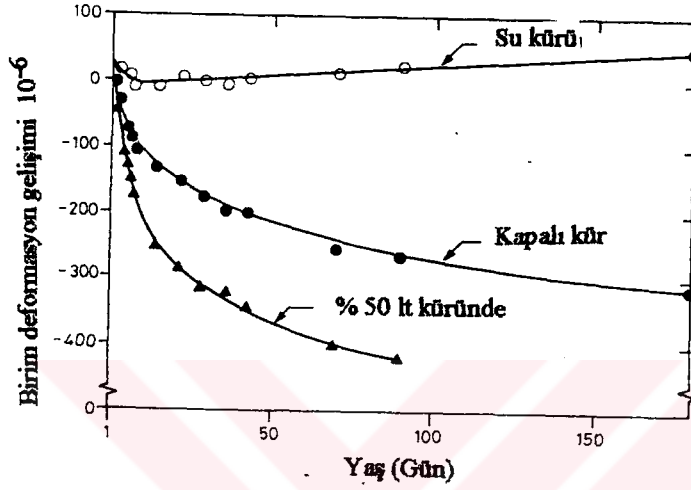
90 Hafta

Şekil 2.23 ASTM Metodu İle Kurutulmuş Betonda Gerilme Artışı

Yüksek mukavemetli SD betonlarının düşük mukavemetli betonla karşılaştırıldığında büzülmesindeki azalma Bentur ve arkadaşları tarafından rapor edilmiştir [2.57]. Fakat bu tür ideal işleme ve başarılı kurutma bütün yapılar için yeterli değildir. YMB'un SD'li büzülmesi Larrard ve arkadaşları [2.87], Auperin ve arkadaşları [2.88] ve Goulee [2.89] tarafından vurgulanmıştır.

Düşük su - çimento oranından dolayı kendi kurumasından ve mikro yapısının inceliğinden, YMB w/c+s oranı azaldıkça artan, kendiliğinden olan büzülme gözlenir. Fakat kuruma büzülmesi buharlaşabilen su eksikliğinden dolayı azalmış görünür. Silis buharlı YMB 'un yapısının toplam üzülmesi; ebata (elemanın ortalama yarıçapına) ve işleme koşullarına bağlı olarak normal mukavemetliden daha az veya fazla olabilir.

Şekil 2.24, yalıtılmış beton örneklerinin 100 x 100 x 600 mm, 6 aydan fazla zaman içinde şekil değiştirme gelişimini gösterir, Smeplass /2.46/. % 50 RH 'ye maruz kalan ve su ile işlenen örneklerin de gelişimi aynı şekilde gösterilmiştir. Test edilen betonun $w/(s+c)$ oranı 0.35 ve SD dozajı % 8 dir. Yalıtılmış örnekte gözlenen büzülmenin nedeni kendisinin kuruması olarak açıklanmıştır.

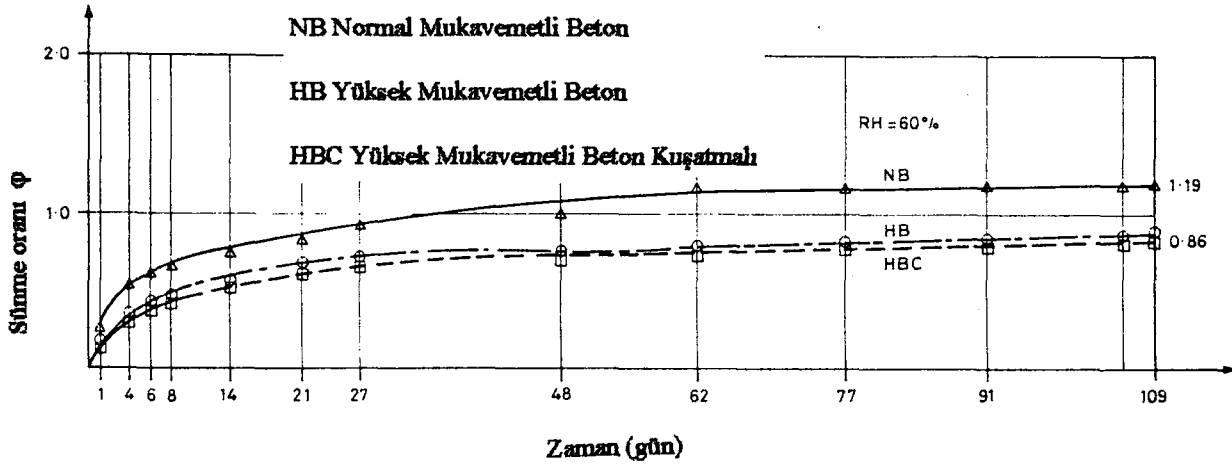


Şekil 2.24 Kür Durumunun Gerilme Gelişimine Etkisi

2.2.6. Sünme:

Testler YMB için sünme katsayısında bir azalma olduğunu göstermiştir. Aynı zamanda sünme katsayısı yüksek mukavemetli beton için düşük mukavemetli betonun olduğundan daha fazla gerilme oranına kadar sabittir.

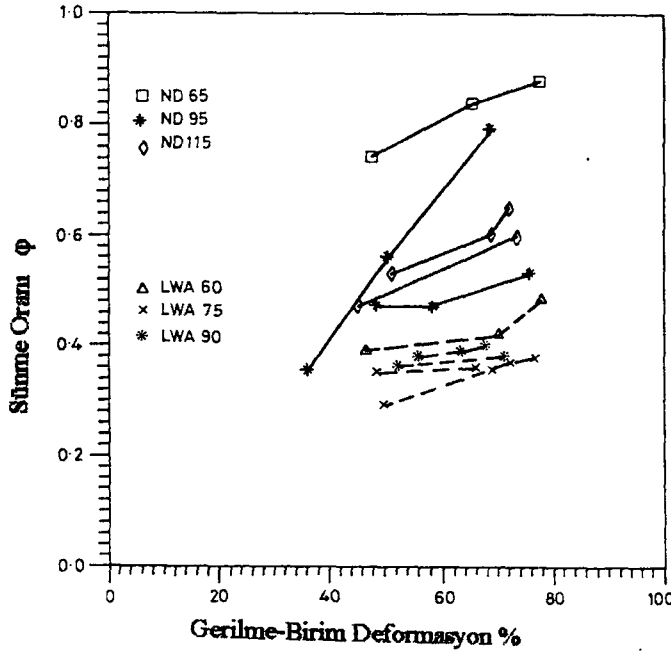
SINTEF FCB /2.83/ de yalıtılmamış örnekler üzerinde yapılan sünme testleri; YMB ($f_c=80$ N/mm²) normal mukavemetli betonla karşılaştırıldığında yaklaşık % 25 daha düşük sünme katsayısı göstermiştir. Bu deneylerdeki yükler son yükün yaklaşık % 30 - 50 si kadardı. Bu testteki sünme katsayısı ile zaman arasındaki ilişki Şekil 2.25 de gösterilmiştir.



Şekil 2.25 NY YMB İle Sıradan Betonun Sünme Oranının Karşılaştırılması

Ngab ve arkadaşları /2.90/ tarafından rapor edilen deneysel sonuçlar sünme katsayısında daha yüksek azalmalar olduğunu söyler. Yalıtılmamış koşullarda mukavemetleri $60 - 70 \text{ N/mm}^2$ olan beton örneklerinin test edilmesi; sünme katsayısının benzer bağıl gerilmeler altında (ki burada örnekler son yükün % 45 - 60 ına kadar yüklenmiştir) normal mukavemetli betonun yaklaşık % 50 - 75 kadar olduğunu göstermiştir. Yalıtılmış koşullarda YMB un sünme katsayısı normal betonun kinin % 75 - 90 ına kadar yükselir. YMB un gerilme-sünme ilişkisi 0 dan son mukavemetin yaklaşık % 70 ine kadar doğrusal olduğu, normal mukavemetli betonun gerilme-sünme ilişkisi ancak son mukavemetin % 30 - 50 sine kadar doğrusal olduğu bulunmuştur.

Uzun süreli yüklerde basınç gerilmesi-mukavemet oranının etkisi Bjerkeli ve arkadaşlarının /2.91/ testleriyle belirlenmiştir. İlk basınç mukavemetinin % 50 ile 80 arasındaki yüklerde, 28 günden 70 güne kadar kaydedilen beton şekil değiştirmesi YMB için normal mukavemetlilerden oldukça düşük sünme katsayısı göstermiştir. Şekil 2.26 test edilen bütün seriler için sünme katsayısı ve yükleme seviyesi arasındaki ilişkiyi gösterir. CEB/FIB Model Kodu 1990 /2.62/ de $0.4-0.6 f_{cc}$ seviyesindeki gerilmelerin etkisi, ortalama sünme katsayısını bir arttırma faktörüyle (bütün beton dereceleri için $e^{1.5(s - 0.4)}$ gerilme mukavemet oranıdır) çarpılarak göz önüne alınır. Test edilen aralık için, üst sınır $1.5, 35/f_{cc}$ ile değiştirilirse daha yakın sonuçlar elde edilir.



ND : Normal Yoğunluklu Beton

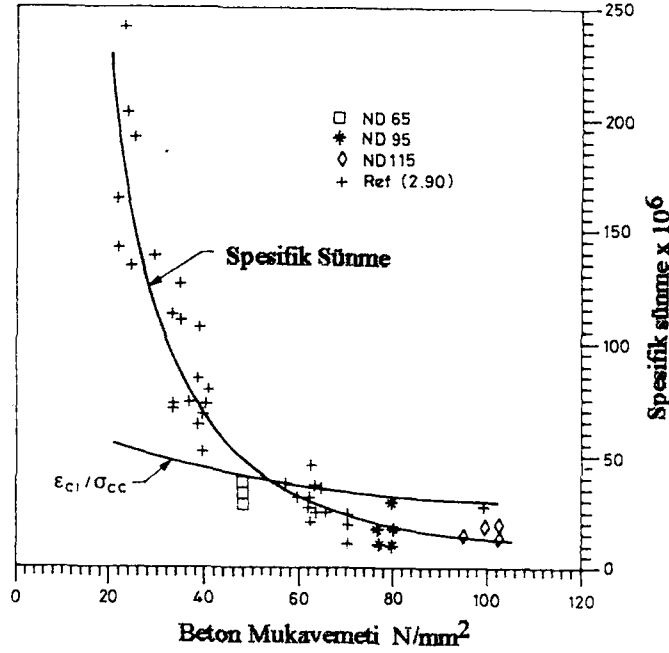
LWA : Hafif Agregalı Beton

Şekil 2.26 Sünme Katsayısı İle Yükleme Seviyeleri Arasındaki İlişki

Şekil 2.27 /2.91/ de bahsedilen NY için özel sünme karşılaştırır. Grafikte değişik yoğunluklarla ilgili bir farklılık yapılmamıştır, bu yüzden eğri: artan beton basınç mukavemetiyle azalan özel sünme nin genel düzenini gösterir. Özel sünme de azalmanın ilk şekil değiştirme ilk gerilme oranından daha çabuk olduğu görülebilir (e_{ci} / s_{ci}).

HA lı betonun sünme deformasyonu, basınç mukavemeti aynı olan NY betonu ile yaklaşık olarak aynıdır, fakat sünme ilk şekil değiştirme oranı düşüktür ama ilk elastik deformasyon yüksektir.

Bir köprünün uzun dönemde çökmesini hesaplamak için, 80 N/mm² silis dumanlı betonunun visko-elastik davranışını ölçmek için geniş bir deneysel program uygulanmıştır, Auperin ve arkadaşları /2.88/. Bu sonuçlara göre sünme deformasyonunun büyüklüğü yüklemdeki betonun yaşına oldukça bağlıdır. Elastik şekil değiştirme ile karşılaştırıldığında sünme NMB için oldukça düşüktür, yüklemenin yaşı küçükken olması dışındaki durumda. NMB da olduğu gibi, üstüste bindirme ilkesi azalmayan yükler için YMB /2.87/ un sünme oldukça iyi uygulanabilir. Fakat en tipik özellik, SD lı YMB için aşağı yukarı kaçınılan kuruma sünme dir. Bu; sünmenin bu malzemeler için örnek boyutuna bağlı olmadığını anlatır. (%5 - 15 SD olan betonlar).



Şekil 2.27 Farklı Araştırmalardan Alınan Beton Mukavemetine Karşı Özel Sünme Değerleri

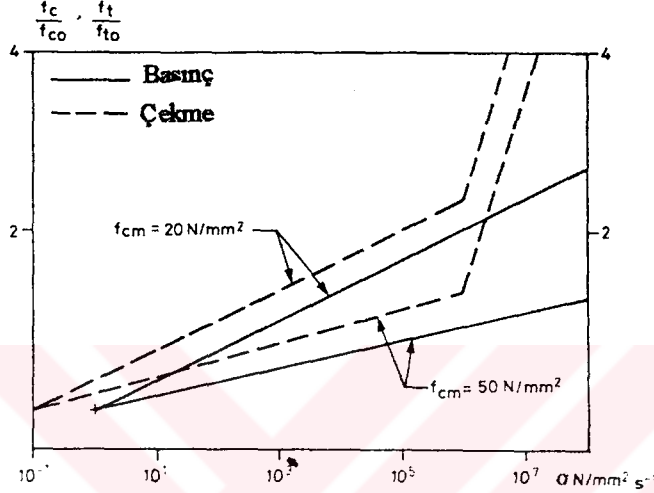
2.2.7. Yükleme Oranının Etkisi:

YMB un deprem sırasında olan şekil değiştirmeler, çarpma yüklemesi ve patlama gibi kazayla yapılan yüklemeler sonucundaki davranışı hakkında sınırlı bilgi vardır. Ahmad ve arkadaşları /2.92/, Reinhard ve arkadaşları /2.93/ ve Larrard ve arkadaşları tarafından mukavemeti 50 - 60 N/mm² ye kadar olan beton testleri yapılmıştır. YMB un yüksek yükleme oranındaki yüklemelerde sistematik geniş seri testleri eksiktir.

YMB la ilgili deneysel verilerin ve test sonuçlarının temelinde, Ahmad ve arkadaşları tarafından sekant elastik modülü, uç gerilmeler ve bunlara denk gelen yüksek şekil değiştirme altındaki şekil değiştirme ampirik denklemleri bulunmuştur /2.94/. Önerilen denklem aşağıdaki eğilimleri yansıtır:

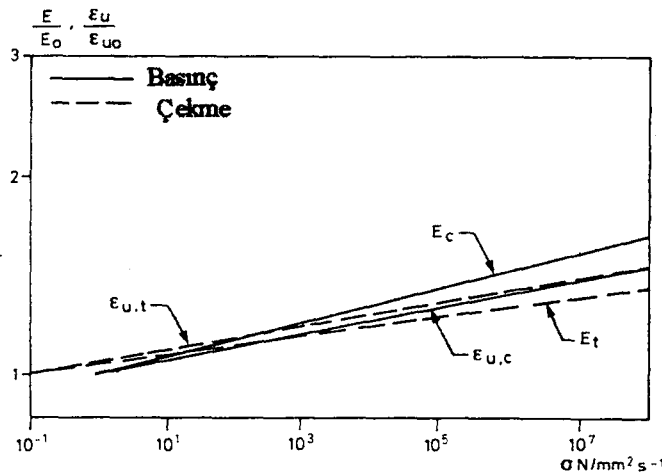
- sekant elastik modülü artan şekil değiştirme oranıyla artar,
- yüksek şekil değiştirme oranından kaynaklanan YMB daki mukavemet kazancı normal mukavemetli betondaki şekil değiştirmeye karşılaştırıldığında daha azdır.

Şekil 2.28 Reinhard /2.93/ de beton basınç ve çekme mukavemetlerinin şekil değiştirme oranının fonksiyonu olarak normalleştirilmiş formu gösterilmiştir. Şekilden görülebileceği gibi oran etkisi yüksek mukavemetli betonla azalır. Son şekil değiştirmenin şekil değiştirme oranının fonksiyonu olarak da gösteren Şekil 2.29 da görüldüğü gibi Young modülü şekil değiştirme oranında mukavemetten daha az etkilendir. Çok eksenli ölçüm ve yüklemeyle birkaç sonuç dışında Poisson oranının şekil değiştirme oranından etkilenmediği görülür /2.93/.



Şekil 2.28 Basınç ve Çekme Mukavemetinin Yükleme Oranının Fonksiyonu Olarak İfadesi

Yüksek şekil değiştirme oranının; mukavemeti, katılığı, son şekil değiştirmeyi ve kırılma enerjisini arttırdığı şeklinde bir sonuç çıkartılabilir. Normal dışı yükleme durumları incelenecekse, yüksek şekil değiştirme oranından kaynaklanan mukavemet kazancı göz önüne alınabilir. Fakat YMB da yüksek şekil değiştirme oranlarının etkisini bulabilmek için bu alanda daha çok araştırmaya gerek vardır.



Şekil 2.29 Young Modülünün Ve Son Limit Gerilmenin Yükleme Oranının Fonksiyonu Olarak İfadesi

2.2.8.Çok Eksenli Yükleme Altındaki Davranış:

YMB un aktif çok eksenli gerilmeler altındaki davranışı hakkında çok az deneysel veri vardır. Düzlemsel kuvvetli plakalar ile ilgili araştırmalar Thorenfeldt ve arkadaşları /2.95/ temelli iki eksenli gerilme - şekil değiştirme koşulları Bölüm 4.3.2 de tartışılmıştır ve kolon dizaynında kuşatma etkisi Bölüm 4.1 de Bjerkeli ve arkadaşları tarafından /2.96/ tartışılmıştır.

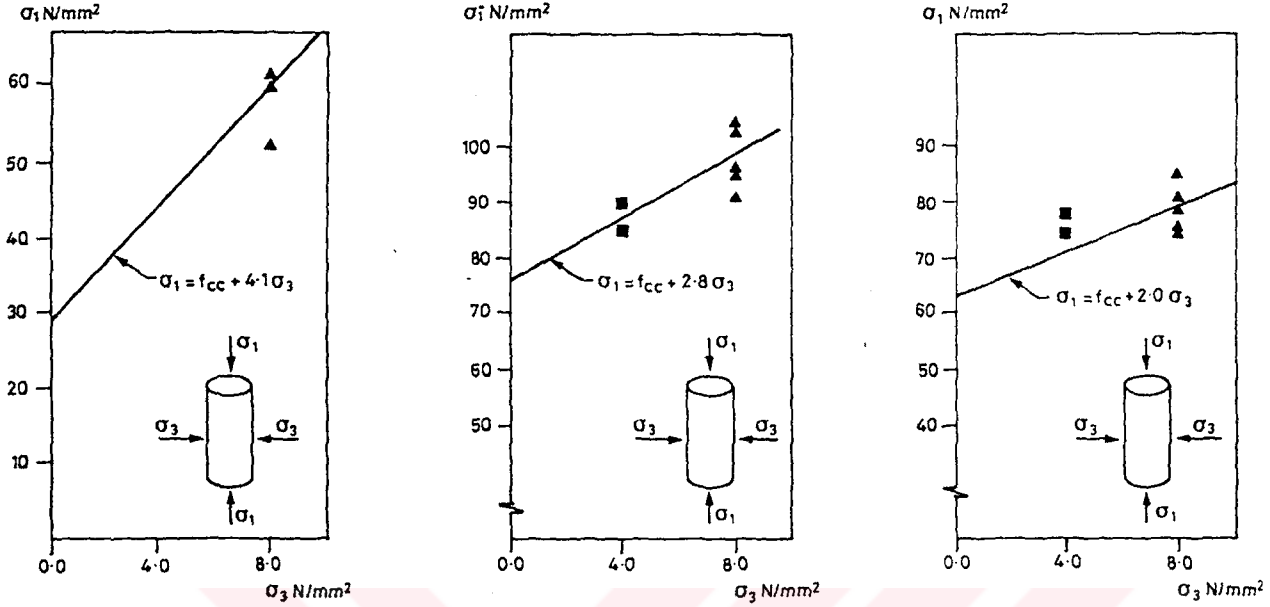
Yanal kuşatma basıncından dolayı son basınç mukavemetindeki bağıl artış; düşük ve orta mukavemetli betonla karşılaştırıldığında, yüksek mukavemetli NY betonda açık olarak daha düşüktür. Kuşatma etkisi hafif ağırlıklı agregalar için daha bile azdır.

Su basıncının kuşatma kuvveti olarak kullanıldığı yalıtılmış örneklerde yapılan testlerin sonuçları Şekil 2.30 da gösterilmiştir Jensen ve arkadaşları /2.97/. Düşük ve yüksek mukavemetli NY betonları ve HAB (hafif agregalı beton) incelenmiştir.

İdealleştirilmiş, yanal kuşatma basıncından kaynaklanan basınç mukavemetindeki artış, kuşatma katsayısı K olarak ifade edilebilir. Eksenel basınç mukavemeti aşağıdaki gibi yazılabilir:

$$f_{lc} = f_{cc} + Ks_3$$

Test edilen betonlar NY-25, NY-80 ve HAA-60 için K değerleri sırasıyla 4.1, 2.8, 2.0 dır. Kuşatma katsayılarıyla ilgili tavsiyeler Bölüm 4.1.2 de verilmiştir.



Şekil 2.30 Doğrusal Basınç Mukavemetine Karşılık Oluşan Yanal Gerilmeler

2.2.9. Aderans Özellikleri:

Donatı çubuklarının ve çevresindeki betonun aderans davranışı, betonarme elemanların çalışabilirliği ve dayanım kapasitesi göz önüne alındığında büyük önem taşır. Bu bilgi; donatı çubuklarının bindirme uzunlukları saptamak, ankraj için tasarım kuralları vermek, çekme-sertleştirme etkisini göz önüne alarak çökmeleri hesaplamak (Bölüm 3.2.2), çatlak genişliğini kontrol etmek ve nihayetinde gereken en az donatı miktarını bulmak konusunda zorunlu bir gereksinimdir.

Donatı çubuğunun çapı, etriyelerin geometrisi ve aralığı, beton kaplaması gibi geometrik parametreler dışında aderans davranışı, donatı demirinin etriyelerinin yanındaki betonun bölgesel davranışına bağlıdır. Yüksek mukavemetli beton için, artan mukavemet ve elastik modülünden dolayı daha elastik ve rijit aderans davranışı beklenir.

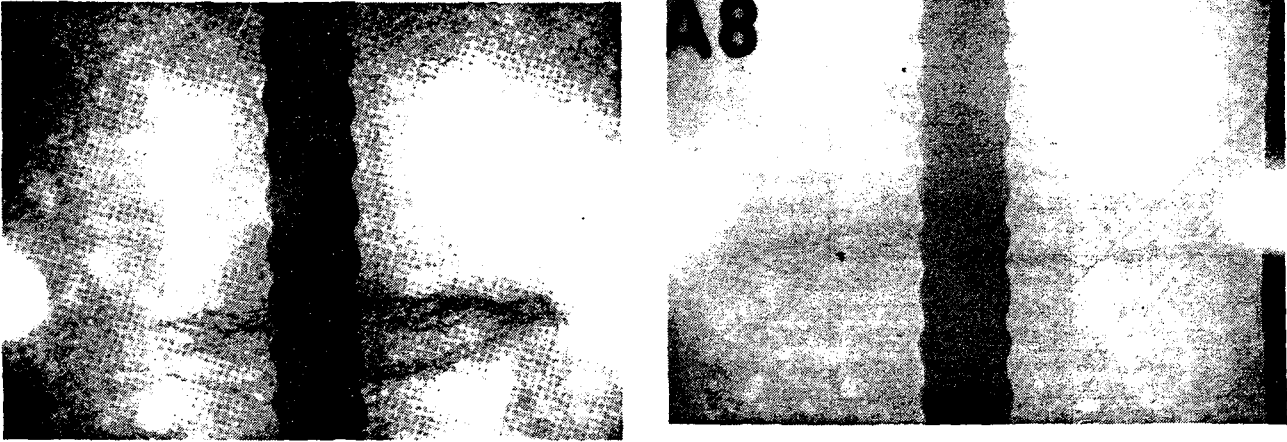
Şimdiye kadar YMB un aderans özellikleriyle ilgili sınırlı araştırma vardır. Bürge /2.98/ değişik SD içerikleriyle çekme testleri yapmıştır. Bu test sonuçları temelinde ortalama aderans gerilmelerinin, SD nin eklenmesinden dolayı azalan gözeneklilik oranıyla benzer oranda arttığını farzeder. Basınç mukavemetleri 76 N/mm^2 ye kadar olan betonların çekme testlerinden ve değişik çelik fiber içeriklerinden, Ezeldin ve Balaguru /2.99/ YMB kullanılarak daha gevrek bağ davranışı gözlemişlerdir. Aderans gerilme artışının $(f_c)^{1/2}$ ile orantılı olduğu düşünülür. Basınç mukavemetleri 55 N/mm^2 ye kadar olan normal mukavemetli betonlar için Eligehausen, Kreller ve Langer /2.100/ tarafından, basınç mukavemetleri yaklaşık 95 N/mm^2 olan betonlar için De Larrand ve arkadaşları tarafından ve silindir mukavemetleri yaklaşık 70 N/mm^2 olan betonlar için Tomaszewicz tarafından benzer sonuçlar elde edilmişlerdir.

Aderans davranışı genellikle; aderans gerilmesine karşı çelik çubukla betonarme elemanların çatlak bölgesindeki deplasman farkı olarak tanımlanan kaymadır. Bu aderans gerilmesi - kayma ilişkisi genellikle çekme testleriyle bulunur.

Farklı gerilme dağılımları gerçek betonarme elemanlarla karşılaştırılması dışında, sonuç; sonlu bindirme uzunluğundan dolayı daima ortalama aderans gerilme - kayma ilişkisidir. Fakat aderans davranışı, donatı demirinden kaynaklanan radyal ve teğet beton gerilmelerinin, değişen dağılımından dolayı çatlaktan uzaklığı ile değişir, Eible /2.104/. Bu etki CEB/FIP-Model Kodu 1990/2.105/ önergesi tarafından, boydan çatlakların bitişiğindeki aralık için bağ mukavemeti ve kaymayı göz önüne alınır.

Beton içindeki donatı demirlerinin Krogel ve arkadaşları tarafından X-ışını gözlemlemesi, YMB için eksenel çekme yükleri altında normal ve DMB dan farklı bir çatlak taslağı olduğunu göstermiştir, Şekil 2.31

YMB için, ikincil çatlaklar daha yoğunlaşmıştır ve eğimi daha diktir. Bu; değişen gerilme dağılımı ve YMB un bağ davranışını gösterir. Devirsel tahrik altında, aderans-kayma ilişkisi; boşaltma ve yeniden yükleme bölümlerinde daha elastik şekil gösterir. Ve bu yüzden beton mukavemeti arttıkça histeri daha düşük olur Fehling /2.107/. Donatı ve beton arasındaki histerik aderans olayının sonucunda sönümlenme YMB kullanılarak azalır.



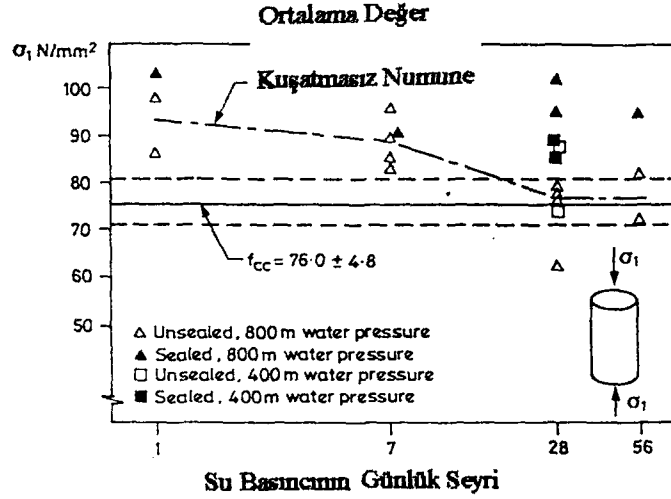
(a) $f_c = 45 \text{ N/mm}^2$ $D=16\text{mm}$ $F=62.7 \text{ kN}$ $\Delta l = 0.50\text{mm}$ (b) $f_c = 85 \text{ N/mm}^2$ $D=16 \text{ mm}$ $F=62.0 \text{ kN}$ $\Delta l = 0.52 \text{ mm}$

Şekil 2.31 Beton Numunelerini X Işını İle Çekilmiş Röntgenleri

2.2.10. Su Basıncı Etkisi:

Su altındaki beton yapıların su basıncı etkisi burada inşa edilecek yapıların tasarımında önemlidir. Su basıncının betonun özelliklerini nasıl etkilediği ve tasarımda nasıl dikkate alınması gerektiği ile ilgili sorular sorulmalıdır.

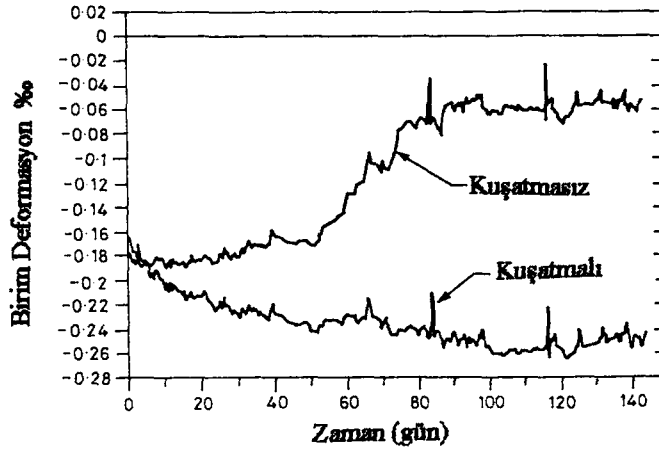
Su emilmesini, su geçmesi ve geçirgenliğini, gözenek basıncının etkisini, statik mukavemet ve deformasyon özelliklerini ve bunların su basıncına bağlılığını araştıran son çalışmalarda, Jensen ve Bjirkeli /2.108/, karaya yakın su içinde inşa edilen yapılarda kullanılan birkaç beton tipi (YMB) incelenmiştir. Çok eksenli gerilme altındaki davranış ve hidrostatik basıncın derecesi tartışılmıştır.



Şekil 2.32 Limit Mukavemetteki Betona Su Basıncı Etkisinin Zamanın Fonksiyonu Olarak İfadesi

Statik mukavemet testleri, betonun dışının su basıncına maruz kaldığı zamanlarda eksenel basınç mukavemetinin azalmadığını gösterdi. Yüzeysel basınca maruz kalan betonlarla yapılan testlerde basınç mukavemetinin artması beklenmez. Çünkü betonun içindeki gözenek basıncı artacak ve dış basıncın öngerme etkisini yokedecektir. Bu, NY 80 örneğinin gözenek basıncının artmasıyla 28 günden sonra kuşatmadan dolayı beton mukavemetindeki artışın kaybolmasının gösterildiği Şekil 2.32'den anlaşılabılır. Yüksek su geçirgenliği olan düşük mukavemetli betonlar için bu kuşatma kaybı daha erken olurken, düşük geçirgenliği olan yüksek mukavemetli hafif ağırlıklı betondaki kuşatma, Şekil 2.32 de gösterildiği gibi geciktirilir. Örneğin içindeki gözenek basıncının artmasından ötürü elastik modülü türünden bir deformasyon özelliği değişimi kaydedilmemiştir.

Üç değişik beton kalitesinden örneklerin şekil değiştirme gelişimi, su basıncı altında 144 gün boyunca kaydedilmiştir. Şekil 2.33 de örneğin içindeki gözenek basıncı arttıkça su basıncının öngerme etkisinin azalması gösterilmiştir.



Şekil 2.33 800 m lik Su Basıncı Altında 144 Gün Boyunca Şekil Değiştirmedeki Gelişme

Bu testlerdeki ilgili örneklerin boyutları; çapı 100-150 mm ve yüksekliği 100-250 mm dir. Gerçek boyutlardaki bir yapıda gözenek basıncının artması ve su transferi daha fazla zaman alabilir. YMB un davranışının düşük ve orta mukavemetteki betondan farkı, gözenek basıncının artması için gereken zamandır.

2.3.Yüksek Mukavemetli Betonda Yorulma

2.3.1. Giriş:

Bu yüzyılın başlangıcından beri beton ve donatı çelikleriyle ilgili yorulma testleri yapılmıştır. Bu çalışmalara ait incelemeler, son zamanlarda yayınlanan "Beton yapıların uzun zamanlı rasgele dinamik yüklenmesi", RILEM Committee 36-RDL 1983 /2.109/, ve "Beton yapıların yorulması", CEB-Bulletin d'information No 188 GTG-15 1988 /2.110/ isimli raporlarda bulunabilir.

YMB bu raporlarda özel olarak incelenmemiş fakat /2.110/ da YMB için azalan bağlı yorulma mukavemetleri bulunduğu belirtilmiştir. Fakat son birkaç yılda YMB un yorulmasıyla ilgili bazı araştırmalar yayınlandı ve bu bilgi bu bölümde özetlenecektir.

Son birkaç yılda normal mukavemetli betonun yorulma direncinin alınan test örneğinin nem durumuyla etkilendiği tespit edilmiştir, Leauwen /2.111/, Cornelissen /2.112/. Daha önce dikkate alınmayan bu nem etkisi, birçok araştırma sonuçları karşılaştırılacağı zaman göz önüne çıkmaktadır.

Bu incelemedeki testlerin bazıları YMB un nem etkisi ile ilgilidir. Bu: nem durumunun özellikle küçük test örneklerinde yorulma üzerinde önemli bir etkisi olduğunu gösterir. Bu sebeple, gelecekteki dizaynlarda yorulma testlerinin kullanımını arttırmak için test sonuçlarını standartlaştırmak gereklidir.

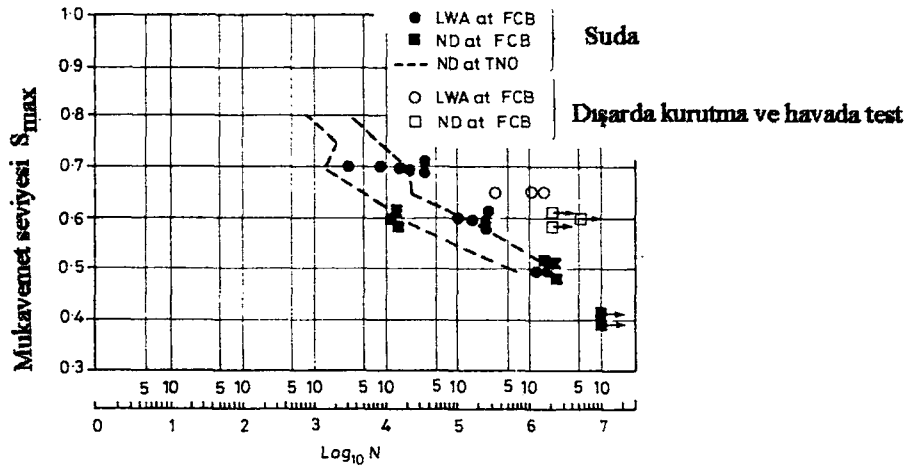
2.3.2.Basınçta Yorulma:

Basıncıdaki YMB un kuru ve ıslak nem koşullarında yorulma özelliklerine etkisi Waagaard ve arkadaşları /2.113/ tarafından test edilmiştir. Kurutulan ve havada test edilen ve suda test edilen örnekler Şekil 2.34 de gösterilmiştir. Örnekler, hem normal yoğunluk (NY) hem de hafif ağırlıktaki agregalı (HAA) betonlardır. F 100x300 mm test silindirlerinin statik mukavemetleri NY ve HAA için sırasıyla yaklaşık olarak 55 ve 75 N/mm² dir. Kesik çizgiler düşük mukavemetteki NY betonunun sudaki dış limitlerini gösterir, Leeuwen ve arkadaşları /2.111/. Bütün bu testlerdeki minimum gerilme seviyeleri sıfıra yakındır.

Şekil 2.34 deki su testleri arasında iyi bir uyum vardır. Fakat $s_{max} > 0.5$ ken SINTEF CEB testleri, yüksek mukavemetli HA betonunun düşük mukavemetli NY betonundan daha iyi yorulma performansı gösterdiğini belirtir.

Bu araştırmada kurutulan ve havada test edilen örnekler, bağıl olarak aynı gerilme durumları için daha uzun ömürlü olduğunu göstermiştir. Yorulma yaşı $s_{max} = 0.6$ deki NY betonunun, kuru koşulda 10^4 den 2×10^6 dan daha fazlaya arttığı için etki daha açıktır. Bu ömründeki bu artış, kurutulmuş örneklerin gerilme aralığı suya batırılmış olanlardan daha geniş olmasına rağmen olmuştur.

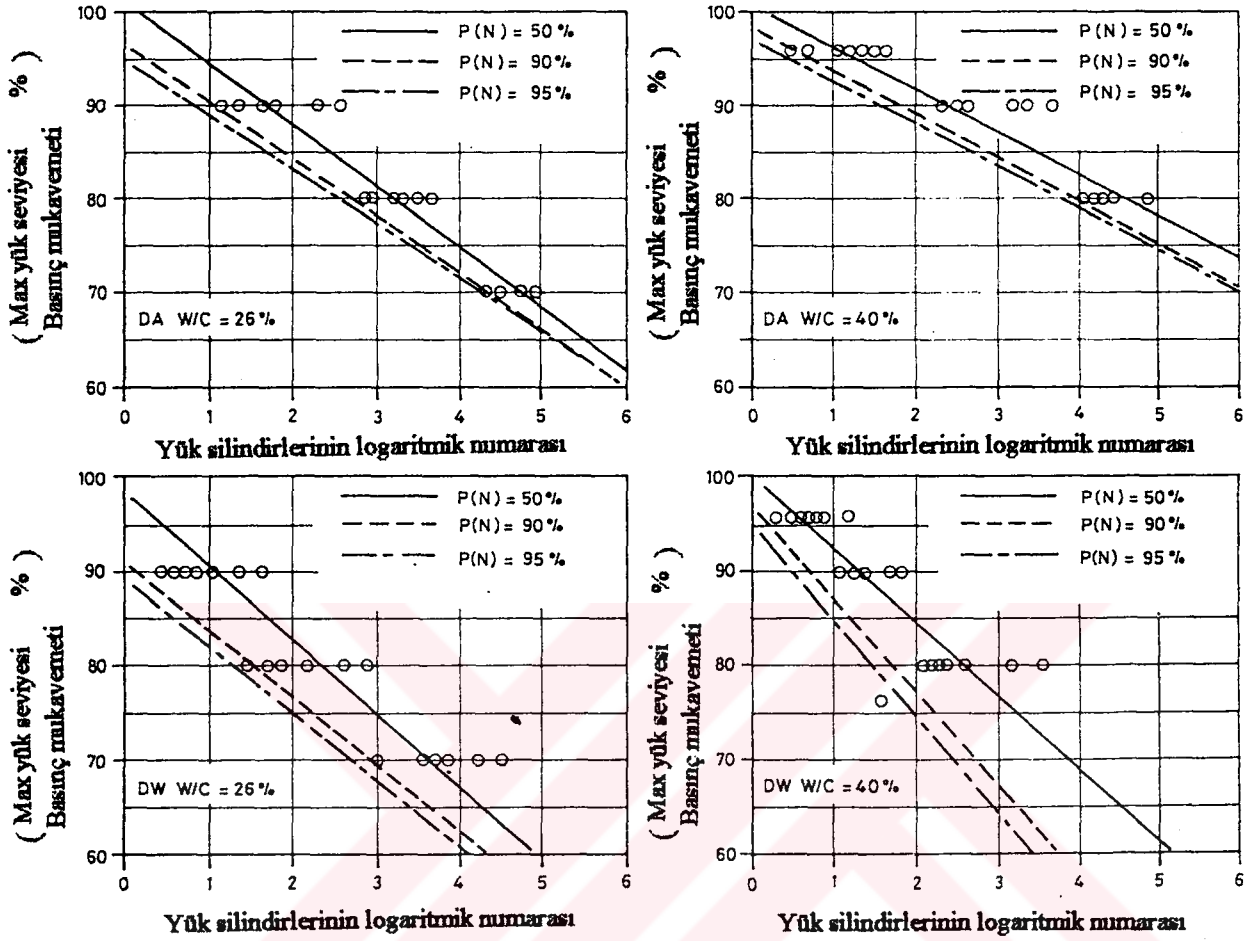
Düz silindirlerin ve betonarme kirişlerin YMB un basınçtaki düşük devirli yorulma testleri Nishiyama ve arkadaşları /2.114/ tarafından rapor edilmiştir. Bu araştırmada iki değişik su/çimento oranı, 0.26, 0.40 kullanılmıştır. Dökümden sonra beton 8 hafta boyunca işlenmiştir ve sonra test edilene kadar havada bırakılmıştır. Bir grup havada diğer grup suda test edilmiştir.



Şekil 2.34 Suda ve Kurutularak Havada Test Edilmiş Numuneler İçin Basınç Altında Yorulma Değerleri

f 75x150 mm test silindirinin statik mukavemeti işleme koşullarıyla geliştirilmiştir. Fakat 14-18 hafta yaşındayken mukavemet su/çimento oranı sırasıyla 0.26 ve 0.40 için yaklaşık olarak 110 ve 60 N/mm² dir. Bu iki beton için gerilme seviyeleri su/çimento oranı w/c=0.26 için statik mukavemetin % 70,80,90 ve w/c=0.40 için % 80,90 ve 96 dır. Yorulma testlerindeki minimum statik basınç mukavemet sınırının % 5 inde sabit tutulmuştur.

Bu sonuçların istatistiksel değerlendirmeleri sonucunda hava ve su çevrelerinde değişik devamlılıklar P(N) için S-N eğrileri Şekil 2.35 de gösterilmiştir. Yorulma ömrü genellikle suya batırılmış cisimlerde havada bırakılmış örneklerden daha düşük olduğu gözlenmiştir ve en büyük fark, w/c=0.40 olan betonda bulunmuştur. Çevresel etki; su koşullarında çatlakların yayılmasını ivmelendiren mikroçatlaklar ve hava boşluklarına sıkışan su olayıyla açıklanmaktadır. 60 N/mm² betonun havadaki bağlı yorulma değeri 110 N/mm² betonun havadaki değerinden daha iyidir. Yukarıda da belirtildiği gibi CEB-Bulletin d'information No 188 /2.110/ bunu destekler niteliktedir.



DW : Suda Test Edilen Numuneler

DA : Havada Test Edilen Numuneler

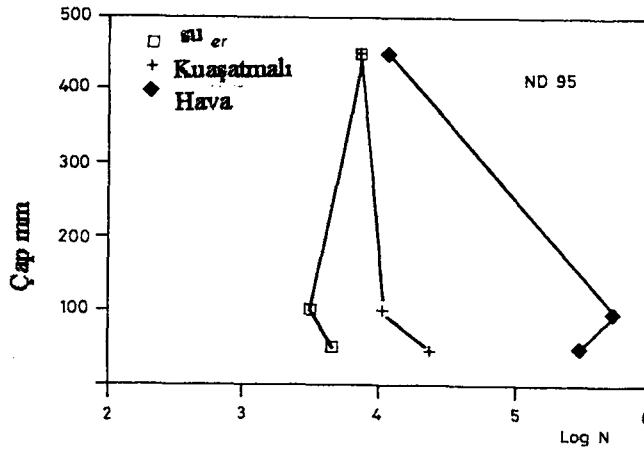
Şekil 2.35 Basınç Altında Yorulma Testine Tabi Tutulan Su/Çimento Oranı 0.40 ve 0.26 Olan Numuneler İçin Farklı Olasılıklarda Düşünülmek Oluşturulan Regrasyon Doğruları

Betonarme yapılarıdaki yorulma testleri öngermeli kırışlerde eğilme testleri olarak yapılmıştır. Hem statik hem de çevrimsel testler, basınç bölgesindeki betonun kırılmasıyla sona ermiştir. Bu durumdaki suda test edilen kırışlerde havadakilerden daha kısa yorulma ömürleri tespit edilmiştir. Bozulma bu iki beton kaliteleri için farklı olmuştur. $w/c=0.40$ betonu için basınç bölgesinde yavaş yavaş bozulma görülürken $w/c=0.26$ en yüksek mukavemet betonu için kırılma, eğilme çatlaklarına sıkışan suyun pompalaması sonucunda olmuştur.

Petkovic ve arkadaşları /2.115/ tarafından yayınlanan yüksek mukavemetli betonla ilgili araştırmada sırasıyla nem durumu havada, yalıtılmış ve suda olan değişik boyutlarda silindirler test edildi. Bu koşullardan; havada hazırlanan örneklerin havada test edildiği, yalıtılmış olanların doğal nem durumunu korumak için su geçirmez bir şeritle kaplandığı ve su hazırlanan örneklerin suda test edildiği anlaşılır.

Bu araştırmada iki adet normal yoğunluk betonu; NY65 ve NY95 ve bir tür hafif ağırlıklı agregalı beton; HAA75 kullanılmıştır. Rakamlar, 100 mm küpler için beklenen 28 günlük ortalama mukavemetini gösterir. f 150x300 mm silindirler için gözlenen ortalama mukavemet değerleri; NY65 ve NY95 için 55 ve 75 N/mm² ve HA75 betonu için 60 N/mm² dir.

Bu araştırmadaki silindir boyutları; NY65 ve NY95 için f 50x150 mm ve f 100x300 mm ve NY95 için f 450x1350 mm dir. Değişik boyutlarda silindir kullanılmasının amacı nem etkisinin yüzeyle ilişkili olduğunu doğrulamaktır. Bu durumda en yüksek ve en düşük yorulma ömrü, f 50 mm silindirlerinin kuru ve su koşullarında olur. Bu iki küçük silindir aynı oranda dökülmüş betondan delme suretiyle elde edilmiştir. Devirsel testlerdeki yükleme formu; maksimum ve minimum yükleme seviyeleri üç statik testteki ortalama mukavemetin % 70 ve 5 i kadar olan sinusoidaldir. Frekans; f 50 ve f 100 için 1 Hz ve f 450 için 0.5 Hz dir.



Şekil 2.36 ND 95 Betonunun Yorulma Ömründe Boyut Farkının Etkisi

Bu Araştırmada S_{max}/S_{min} Oranı 0.70/0.05 İdi.

Şekil 2.36 da NY95 için değişik boyuttaki betonların ortalama yorulma sonuçları görülmektedir. Hava koşullarındaki yorulma davranışında bir ölçek etkisi görülmektedir. Şöyleki; f 100 mm olan silindirlerin yorulma ömrü 5x10 devirden ve silindirlerin yorulma ömrü 104 devirden azaldı. Bu; f 50 ve f 100 mm silindirlerinin havada ve yalıtılmış koşullarda kazandıkları yorulma özelliklerini f 450 mm silindirler için kaybettiklerini gösterir. En büyük boyuttaki silindirlerde bireysel sonuçlar, nem durumundan bağımsız olarak küçük bir devir bölgesi içinde değişir.

Yalıtılmış f 100 mm NY95 silindirlerinin yorulma ömrü suya havaya olduktan daha yakındır. Bu; betondaki doğal su muhvetasının hava koşulu ile karşılaştırıldığında yorulma ömrünü oldukça azaltabilecek kadar yeterlidir.

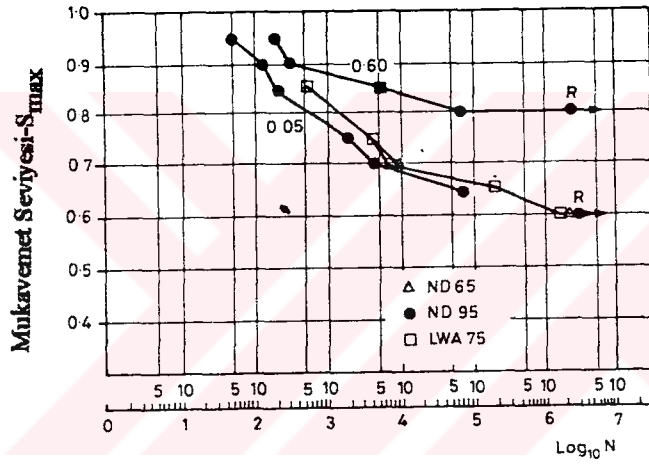
Su testleri sırasında ve testlerden sonra yapılan gözlemlerde yüzeyde hava kabarcıklarının geliştiğini ve suyun silindirlerin içine bir miktar nüfuz ettiği göstermiştir. Bu büyük ihtimalle hava deliklerinin suyla doldurulması sonucu olmuştur. Bu nüfuzun yüzeyden ne kadar içeri sızdığı temel olarak beton kalitesine (su/çimento oranı) ve maruz bırakılma zamanına bağlıdır. Bu araştırmada NY betonu için yüksek nem şeridi yaklaşık 10 mm ve HA için yaklaşık 5 mm dir. Fakat, yorulma yüklemesinin kılcal emme oranını statik yükleme durumuyla karşılaştırıldığında arttırdığı mantıklıdır. Bu sebepten daha uzun zamanlı testlerde f 450 mm silindirler için su ve yalıtılmış su içeriği durumunun yorulma ömründe daha geniş farklar olur.

Hava, su ve yalıtılmış durumlardaki kırılma modları farklıdır. Hava koşullarında nerdeyse düşey çatlakların gelişmesi tipiktir ve su ve yalıtılmış olanlar için ise daha düz ve başlangıçta yataydır. Su ile yalıtılmış durumda çatlakların olmasından kırılmasına kadar geçen süre hava koşullarında olduğundan daha kısadır.

Petkovic ve arkadaşları /2.115/ nın YMB araştırmasının diğer bir bölümünde f 100x300 mm silindirler, yorulma ömründe değişik minimum gerilme seviyelerinin etkisinin değerlendirilmesini amaçlamaktaydı. Su muhtevası deneyinde kullanılan beton kaliteleriyle aynı iki çeşit NY65 ve NY95 betonu ve bir çeşit HAA75 betonu kullanılmıştır. Dikkat daha çok NY95 ve HA75 betonlarına verilmiştir ve NY65 a ise önceki testlere yakın ara mukavemette bulunması için konulmuştur.

f 150x300 mm silindirlerin 28 günlük ortalama mukavemetleri NY65 ve NY95 için sırasıyla 55 ve 75 N/mm², ve HA betonu için yaklaşık 80 N/mm² dir. Aynı kalitedeki bütün f 100x300 mm silindirleri aynı orandan dökülmüştür. Silindirlerin depolama ve test koşulu; yüzeyini su geçirmez bir şeritle kaplanması ile elde edilen yalıtımadır. Bu şekilde doğal su muhtevası korunmuştur.

NY95 ve HA75 betonlarının test programları hemen hemen aynı olduğu için iki test sonuçları arasında direkt bir karşılaştırma yapılabilir. Devirli testteki yükleme durumu, frekansı 1 Hz olan sinusoidaldir.



Şekil 2.37 $S_{min}=0.05$ ve 0.60 için NY65, NY95 ve HA75 Betonlarının Yorulmadaki Esas sonuçları

$S_{min}=0.05$ ve 0.60 için sabit genlik testlerinin ortalama sonuçları Şekil 2.37 de gösterilmiştir. Minimum gerilme seviyesinin etkisi, daha uzun yorulma ömrünün daha aynı maksimum gerilme için yüksek minimum gerilmelerde elde edildiği şeklinde görülür. Faktör analizi, sonuçlar statik mukavemete bağlı olarak sunulacağı zaman üç beton kalitesi arasında bir fark olmadığını da göstermiştir.

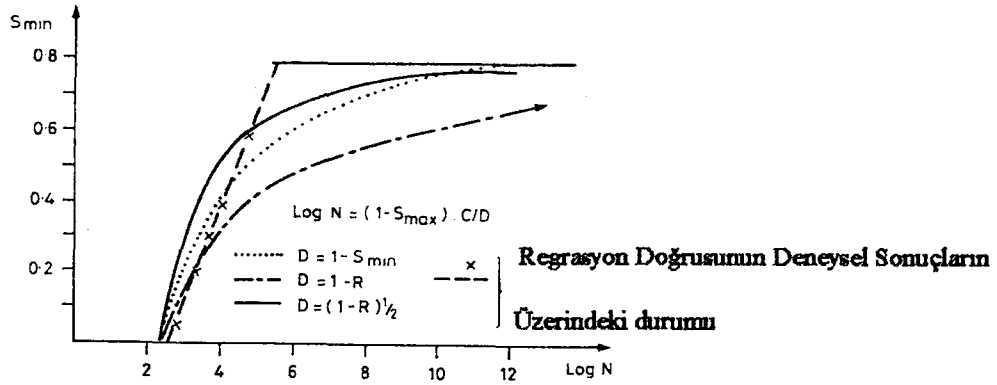
Yüksek gerilme seviyelerindeki yorulma testleri frekansa bağlıdır. Çevrim periyodları ne kadar uzun olursa kırılma için gereken devir sayısı o kadar az olur. Bu araştırmadaki 1 Hz lik frekans yüksek yükleme seviyelerinde devirlere maruz kalan yapılar için gerçekçi değildir çünkü bu tür kıyıya yakın yapılarda periyod 10-15 saniye arasındadır. Sonuçlar; düşük S_{max} değerlerinin lineer bağıntıdakinden daha büyük olduğunu da göstermiştir. Bu; araştırmadaki test sonuçları 0.65 ile 0.85 arasındaki S_{max} değerleri için S-N bağıntısının lineer olduğunu desteklemesine rağmen eğrilerin eğimlerini değiştirmenin mantıklı olduğu gerilme seviyelerini işaret eder.

$S_{min}=0.05$, 0.40 ve 0.60 için S_{max} eksenine regresyon doğrularının kesişimi; sırasıyla 1.07, 0.98 ve 1.05 dir. Fakat dizayn kuralı olarak bütün S-N eğrilerinin S_{max} ekseninde 1.0 dan başladığı kabul edilir. Bunu da göz önüne alarak araştırmadaki değişik S_{min} seviyeleri için regresyon doğrularından elde edilen sonuçlar aşağıdaki gibidir:

$S_{min}=0.05$	$\log N = -13.72 S_{max} + 13.72$
$S_{min}=0.20$	$\log N = -16.48 S_{max} + 16.48$
$S_{min}=0.30$	$\log N = -17.80 S_{max} + 17.80$
$S_{min}=0.40$	$\log N = -20.60 S_{max} + 20.60$
$S_{min}=0.60$	$\log N = -24.53 S_{max} + 24.53$

Bu regresyon doğruları, yorulma ömrü ile maksimum gerilme seviyeleri arasında $N=Cx(1-S_{max})$ formunda ilişki verir. Burada C, S_{min} değerine bağlı bir sabittir. Fakat bir tasarım formülünde S_{min} değerinin etkisini daha genel bir şekilde vermek gerekir ve formül kullananlar için basit olmalıdır.

Mevcut üç tasarım teklifinin karşılaştırılması; RILEM /2.109/, Norveç Standardı /2.78/ CEB M 90 /2.62/ ve bu araştırmada S_{max} için deneysel bulgular Şekil 2.38 de gösterilmiştir. Önceki tasarım tekliflerindeki farklı ifadeler grafik üstünde verilmiş, deneysel bulgular regresyon doğrularıyla hesaplanmıştır. Sadece paydası $(1-S_{min}/S_{max})$ 1/2 olan formül test edilen S_{min} aralığı için emniyetli taraftadır. Bütün bu teklifler bir eğriyi tavsiye ettiği halde deneyler S_{min} ile $\log N$ arasında nerdeyse doğrusal bir ilişki göstermiştir.



Şekil 2.38 S_{max} İçin Farklı Tasarım Formlarındaki Deney Sonuçları

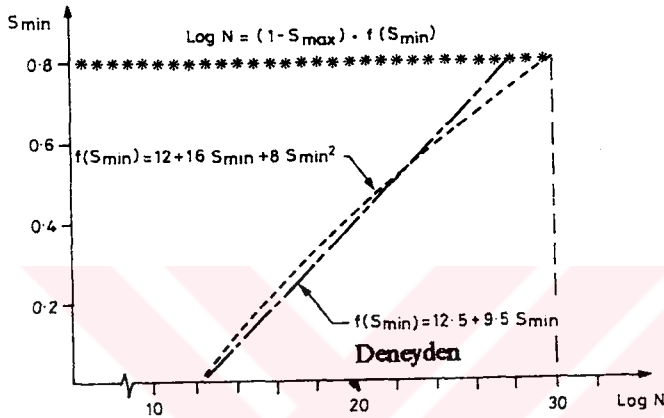
Bu deneysel araştırma sonucunda yüksek mukavemetli betonun yorulması için bir formül önerilmiştir. Aşağıda bu teklifin bir sunuşu ve S-N eğrilerini çizerken dikkat edilmesi gereken hususlar hakkında bir açıklama bulunmaktadır.

Ana parametre, statik referans mukavemetine karşılık gelen mukavemettir. Yani S-N grafiğinde $S_{max} = 1.0$ a karşılık gelen beton mukavemetidir. $S_{min} = S_{max} = 1.0$ için yatay limit doğrusu mümkün olamazsa yükleme seviyesi betonun uzun süredeki mukavemeti ile ilgili olmalıdır. Ancak eğrilerin $S_{max} = 1.0$ den başlaması, sadece kısa süreli mukavemetin referans olarak kullanılması durumunda olduğu kanıtlanmıştır. Bu testlerde kısa süreli mukavemetinin %80 ine eşit olan uzun süre mukavemeti referans olarak kullanılıyorsa regresyon doğrularının başlama noktası S_{max} ekseninde 1.0 dan 1.25 e kayacaktı.

İkinci nokta; gerilme seviyesi ile log N arasındaki ilişkinin yüksek gerilmeden düşük gerilmelere uyarlanması doğruluğu, seçilen eğrinin türüne bağlı olduğudur. Seçilen S-N eğrileri doğru ise düşük gerilme seviyelerinde daha emniyette sonuç verirler. Deneysel sonuçların daha uzun yorulma ömrüne doğru regresyon doğrularından bulunan değerlerden sapmaya başlaması log N değerlerinin 5 ve 6 sına denk gelir. Deney sonuçlarıyla karşılaştırıldığında emniyetli tarafta olabilmek için S-N eğrisinin kırılması bu öneride log N=6 olarak seçilmiştir.

Uzun süre mukavemetinin kısa süre mukavemetinin %80 olduğunu kabul ederek S-N grafiğinde iki doğru, biri $S_{max} = 0.80$ ve diğeri log N=6 için çizilmiştir.

$S_{max} = 0.80$ doğrusu yorulmada sonsuz ömür için üst gerilme sınırını ifade eder. Sonra $S_{min} = 0.80$ için S-N eğrisinin bu doğrunun kesişiminden geçtiğini kabul etme basitleştirmesini yaparak az eğrili ifade $f(S_{min}) = 12 + 16S_{min} + 8S_{min}^2$, S_{min} nin $\log N$ üzerindeki etkisi için seçildi. $f(S_{min})$ için olan ifade Şekil 2.39 daki deneysel davranışla karşılaştırıldı. Basıncıdaki betonun yorulmasıyla ilgili yeni yeni temel tasarım ifadeleri önerilmiştir :

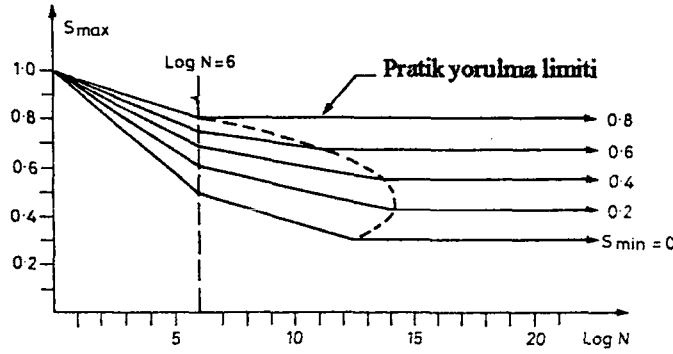


Şekil 2.39 Fiktif $S_{max}=0$ Yükleme için S_{min} -log N ilişkisi

$$\log N = (1 + 16S_{min} + 8S_{min}^2) \times (1 - S_{max})$$

Bu temel ifade S_{min} in bütün değerleri için S-N eğrisinin yerini tutar. İfade $\log N=6$ sınırına kadar geçerlidir, bu sınırdan sonra deneysel sonuçlar eğride değişiklik gerektirir. S-N doğrularındaki bu değişiklik temel formüle göre $\log N$ değerlerini bir katsayı ile çarpılarak bulunur. Norveç standardı $2.116/y$ takip ederek bu katsayı : $1+0.2x(\log N-6)$ olarak alınabilir.

Bu eğri grupları bütün olası durumlar için $\log N$ i bulabilecektir. Fakat bu incelemede ek olarak basınç altındaki betonun yorulmasına dayanıklılık limiti konulmuştur. Bu limit; $S_{min} = 0$ için $DS=0.3$ ve $S_{min} = 0.8$ için $DS=0$ sınırlarındaki gerilme aralığı ve minimum gerilme arasında doğrusudur. S_{min} değerlerinin seçimi için nihayi S-N eğrisi Şekil 2.40 da gösterilmiştir. Dayanıklılık limitine transferin durumu bu şekilde nokta noktalı eğri ile gösterilmiştir. Eğrinin şekli sadece seçilen ifadenin sonucu olup fiziksel olarak bir açıklaması yoktur.



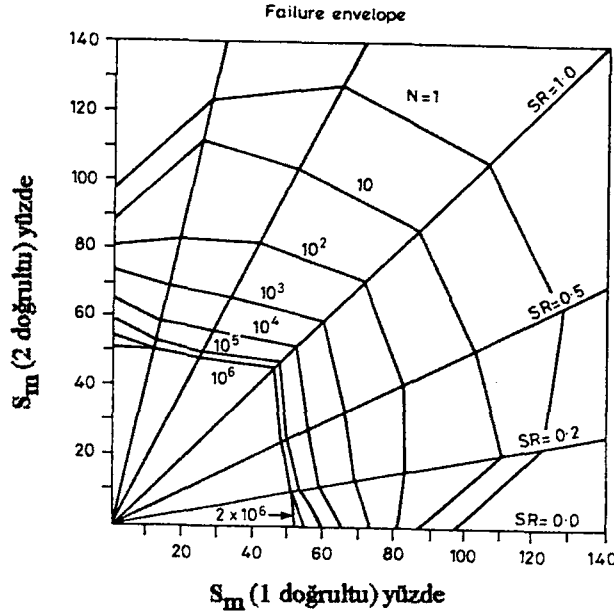
Şekil 2.40 Yorulma Altındaki YMB da S-N Diyagramı

Bu önerideki S-N eğrileri YMB un ortalama yorulma ömürlerini ifade eder. S_{max} ekseninde referans olarak alınan kısa süreli mukavemetleri kullanılsaydı test silindirlerinden elde edilen eğrilerle aynı olacağı kabul edilmiştir. Güvenlik, statik mukavemetin azaltılmasıyla kazanılabilir.

Nelson ve arkadaşları tarafından /2.117/ iki eksenli yorulma testleri 125x125x12.5 mm beton plakalarda yapılmıştır. Plakaları kesmeden önce kirişler su içinde enaz 28 bekletilmiş, daha sonraki testten önceki depolama işleme odasında olmuştur.

Bu testlerde yükleme sadece basınç olarak alınmış ve dört gerilme oranı kullanılmıştır: 0, 0.2, 0.5 ve 1.0. Çevrimsel yükleme en yüksek gerilme seviyesi için frekans 1Hz, en düşük gerilme seviyesi için 5 Hz olarak uygulanmıştır. Çevrimli yüklemedeki enaz gerilme her yükleme yönünde uygulanan maksimum gerilmenin %10 u kadardır.

Betonun tek eksenel 56 günlük silindir mukavemeti 62 N/mm^2 iken aynı yaştaki plakanın ortalama eksenel basınç mukavemeti 40 N/mm^2 dir. Statik testlerde örnek 500 mikro şekil değiştirme/dakika sabit oranında yüklenmiştir.



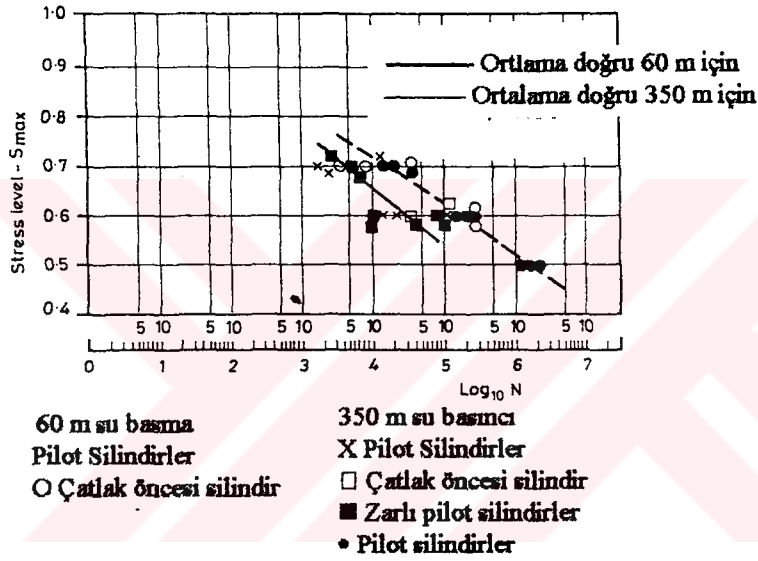
Şekil 2.41 YMB İçin Çevrimsel Yükleme Altında Yorulma Zarfları

Bu araştırmadaki YMB yorulma davranışını Şekil 2.41 özetler. Grafikte S_m maksimum gerilme seviyesini ve SR de iki eksenli gerilme oranını verir. $S_m=100$ plakanın tek eksenli gerilme mukavemetini verir. Bundan da anlaşılacağı gibi iki eksenli basıncın uygulanmasıyla artan beton mukavemeti, beton herhangi bir gerilme oranında yaklaşık 50 den fazla tekrarlı çevrimsel yüklemeye maruz kaldığında kaybolur. Yorulma ömrü 2 milyon devir olan YMB un dayanıklılık sınırı; gerilme oranı 0 için %52, 0.2 için %51, 0.5 için %49 ve 1.0 için %47 dir. Normal mukavemetli betonla karşılaştırıldığında YMB daha düşük yorulma limitine sahiptir. Bunun nedeni, YMB un düşük su-çimento oranı olarak açıklanabilir.

HA betonunda su basıncının yorulma özelliklerine etkisi Waagaard ve arkadaşları [2.113] tarafından yapılan deneyler sonucunda raporlanmıştır. 100x300 mm test silindirleri, delinmeden önce yaklaşık iki ay dış iklimde bırakılmış bir çeşit duvar yapısından delinerek oluşturulmuştur. Delmeden sonra ve testten önce silindirler deniz suyunda saklanmıştır. Üç aylık test silindirlerinin statik mukavemeti yaklaşık 80 N/mm² dir. Liapore 8, 4-16 mm agregası oranın kullanılmış ve betonun yoğunluğu yaklaşık 1900 kg/m³ olarak bulunmuştur.

Bu araştırmadaki yorulma yüklemesi sadece basınç şeklindedir. Test koşulları; suya maruz kalan düzelemsel ve ön çatlaklı silindirleri, ve su geçirmez filtre ile kaplanmış düzelemsel silindirleri içerir. Su basınç seviyeleri, 60 ve 350 m, sinusoidal yorulma yüklemesinin frekansı 1 Hz ve minimum yük seviyesi %5 dir.

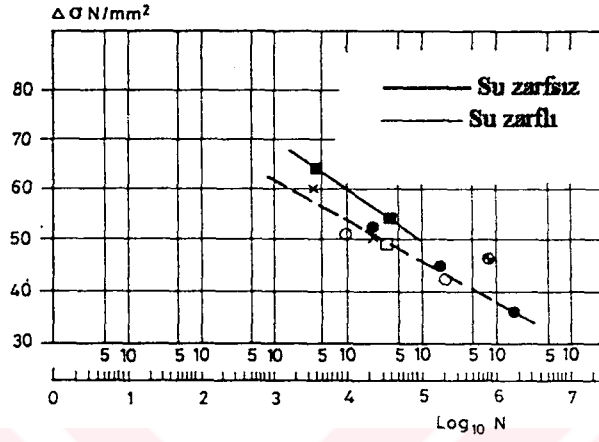
60 ve 350 m su basıncındaki ortalama S-N doğruları Şekil 2.42 de gösterilmiştir. Aynı koşullarda yük seviyeleri örneklerin statik mukavemetleriyle ilgili olduğunda 350 m su basıncındaki S-N doğruları, 60 m basıncındaki oldukça düşüktür. Yine bu araştırma göstermiştir ki; devirli testlerde, statik testlerde olduğu gibi statik mukavemet artışını kullanmak mümkün değildir.



Şekil 2.42 60 ve 350 Metre Su Basıncı Altındaki Tüm Çevrimsel Yüklemler İçin Ortalama Eğriler

Aynı araştırmada mutlak gerilme aralığı ve her test koşulunda ortalama yorulma ömrü Şekil 2.43 de gösterilmiştir. Ortalama değerler göz önüne alındığında gerilme aralığı ile her test koşulunda ortalama yorulma ömrü arasında suyun örnek beton yüzeyleriyle direkt temas halinde bulunduğu testlerde hemen hemen doğrusal bir ilişki vardır. Dış yüzeyi su geçirmez filtre ile kaplanmış örneklerin yorulma direnci biraz daha iyidir.

Bu; suyun örneğin içine nüfuz etmesi engellenirse su basıncından dolayı yorulma mukavemetinde statik mukavemet atışı gözlenebildiğini anlatır. Fakat test koşulları filtreli örnekleri desteklemiş olabilir çünkü yalıtılmadan önce kısa bir süre içinde kurutulmuşlardır.



60 m Su Basıncı Altında

● Şahit Numune

○ Önceden Çatlatılmış Numune

⊕ Testden Bir Hafta Önce Dışarıda

Kurutulmuş Numune

350 m Su Basıncı Altında

x Şahit Numune

□ Önceden Çatlatılmış Numune

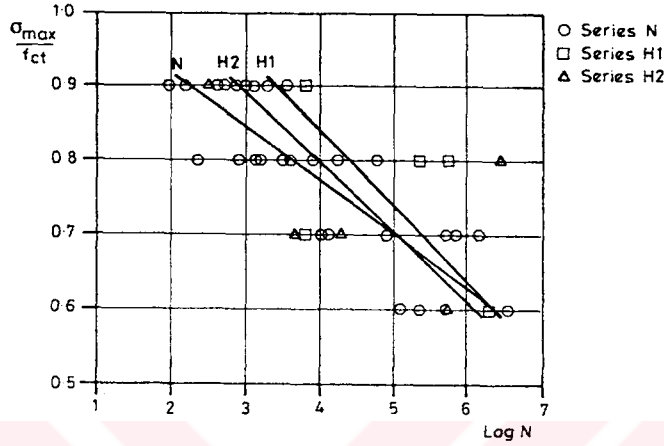
■ Su Zarı İle Çevrili Şahit Numune

Şekil 2.43 Deniz Suyuna Maruz HA Betonlu İle Yapılan Testlerdeki Yorulma Ömrüne Karşılık Gerilme Değerleri

2.3.3.Çekmede Yorulma:

YMB un çekmedeki yorulma özellikleri, kesitleri $b \times h = 150 \times 280$ mm olan kirişlerde eğilme deneyleriyle Lambotte ve arkadaşları /2.118/ tarafından yapılmıştır. Silindir mukavemeti yaklaşık 40 N/mm^2 olan normal mukavemetli betonlarla benzer testler daha önce yapılmış ve ikisini karşılaştırmak mümkün olmuştur. Bu araştırmada iki YMB karışımı, H1 ve H2 kullanılmıştır. İkisi arasındaki temel fark, H2 karışımında çimento miktarının %10 u silis buharı ile değiştirilmesidir. 28 günlük f 150x300 mm silindir mukavemeti iki tür için de yaklaşık 90 N/mm^2 . Bütün kirişler 7 gün nem işlemeli ve sonra 28 güne kadar 20 C ve %60 bağıl nem oranında normal laboratuvar koşullarında test edilene kadar saklanmıştır. Yorulma testlerindeki frekans 8 Hz ve çekme mukavemetine bağlı olarak maksimum yük seviyesi 0.6, 0.7, 0.8 ve 0.9 iken minimum yük seviyesi 0.0, 0.2 ve 0.4 dür. İki YMB içinde kırılma modülü 6.5 N/mm^2 dir.

$\log N = b_0 + b_1 S_{\max} + b_2 S_{\min}$ formundaki S-N doğruları lineer regresyon analiziyle bulunmuştur. Bu doğruların deneysel verilerle karşılaştırılması, $S_{\min} = 0$ için Şekil 2.44 de gösterilmiştir.



Şekil 2.44 Betonun Çekme Yorulma Mukavemeti İçin Test Sonuçları ve S-N Doğruları

S-N eğrilerinde normal mukavemetle yüksek mukavemet açısından önemli bir fark görülmemiştir. Fakat iki YMB örneği de gerilme aralığı $0.7 < S_{\max} < 0.9$ için biraz daha yüksek yorulma ömrü göstermiştir ama $S_{\max}$ in küçük değerleri için tersi de olabilir.

Düşük mukavemetli NY betonu için nem etkisi de araştırılmış, Cornelisen /2.112/ fakat şimdiye kadar yorulma için en büyük etkinin basınçta olduğu saptanmıştır.

2.3.4. Sonuçlar:

Silindir mukavemeti $50-90 \text{ N/mm}^2$ arasında olan YMB da yorulma testi sonucu; YMB un yorulma yaşı, normal mukavemetli betonla karşılaştırıldığında yük seviyesi statik mukavemete bağıl olarak ifade edildiği zaman önemli miktarda değişmez.

Test örneğinin nem durumu basınçtaki betonun yorulma direnci için önemlidir. Havada kurutulup havada test edilen normal boyuttaki örneklerin yorulma yaşı suda test edilenlerden yorulma testlerinin alışılmış gerilme seviyelerinde oldukça fazladır.

Hem yüksek mukavemetli normal yoğunluk hem de hafif yoğunluk betonlarının sudaki yorulma özellikleri, gerilme seviyeleri statik mukavemete bağıl olarak ifade edildiğinde düşük mukavemetli beton kadar iyidir. YMB un düşük su-çimento oranından dolayı yüksek sıklığı sudaki yorulma için bir avantaj olarak düşünülebilir.

Test edilmeden önce kurutulan bağıl olarak küçük test örnekleri yapılarıdaki yorulma özelliklerini fazlasıyla ortaya koymaktadır. Bu; bir yüzey olayı olan kurumadan büyük boyutlu elemanların çok etkilenmemesinin bir sonucudur.

Yorulmadaki parametre çalışmaları için en iyi su muhtevası, yalıtılmış örneklerde olduğu kabul edilmiştir. Yani yüzeyleri yalıtılmış, sadece doğal su muhtevasını içeren örneklerdir.

Yalıtılmış yüksek mukavemetli basınçtaki betonda yapılan testlerin sonuçları, minimum gerilme ile devir sayısının logaritması arasında hemen hemen doğrusal bir ilişki vardır.

Çift eksenli yüklemeli ve yanal basınçlı testler, statik mukavemette görülen artışın aynısının yorulmada da olabileceğini gösterdi.

2.4.Dayanıklılık

2.4.1.Gözeneklilik ve Geçirgenlik:

Gözeneklilik ve geçirgenlik, betonun işlenebilirliği gözönüne alındığında en önemli parametrelerdir. Geçirgenlik, betonun delik ve çatlaklarından değişik taşıma mekanizmalarını içeren bir kavramdır. Taşınan maddeler;

- i) gazlar; hava, CO_2 , O_2 ve su buharı
- ii) sıvılar, genellikle su
- iii) suda çözünen maddeler, örneğin klorürler

Değişik taşıma mekanizmaları mevcuttur:

- I) konveksiyon (basınç farkından dolayı geçirim)
- II) difüzyon (konsantrasyon farkından geçirim)
- III) gözenek emmesi

Taşıma genellikle açık gözenek deliklerinde, eksik sıkıştırmadan ötürü makropor sisteminde ve çatlaklarda olur. Gözenek deliklerinin miktarı genel olarak karışımın w/c oranının bir sonucudur. Bu yüzden betonun hem mukavemeti hem de geçirgenliği onun gözenekliliğinin bir sonucudur.

Bu; YMB un işlenebilirlik yönünden de yüksek kalitededir anlamına gelir.

SD lerin kullanılması geçirgenliği daha ileri oranda azalttığı Bentur ve arkadaşları /2.32/ ve Sellevold /2.19/ un tarafından açıklanmıştır.

Erken kuruma YMB un olası yüksek performansını oldukça etkileyebilir. Yetersiz işleme, hem çatlama hem de yüzeye yakın yerlerde çimento hidrasyonu için gereken su miktarının azlığından ötürü yüksek geçirgenlikle sonuçlanabilir.

Yüksek mukavemetli HA lı beton genellikle NY lu betondan daha az geçirgendir /2.119/. Bu , HA lı beton için (küp mukavemeti 48 N/mm^2 ve yoğunluğu 1750 kg/m^3), su geçirgenliği ($w/(c+s)=0.4$), gözenek emmesi, klorür difüzyonu ve oksijen difüzyonu aynı olan NY betonu ile (küp mukavemeti 70 N/mm^2) karşılaştırılarak Smeplass ve arkadaşları tarafından gösterilmiştir.

Aynı yöntemle Lydon ve arkadaşları /2.121/ ve Bamford /2.122/, HA çimento (veya çimento+SD) miktarı $450\text{-}500 \text{ kg/m}^3$ arasında olan betonlarda azot gazı geçirgenliği katsayılarını çok küçük veya ihmal edilebilir olarak bulmuştur. HA YMB un bu mükemmel özellikleri onların yoğun macun özelliğine bağlanabilir.

İşlenebilirlik konusundaki bu bölüme iki önemli referans verilebilir. Bunlar; İşlenebilir Beton Yapılarda CEB Dizayn Rehberi /2.123/ ve Betondaki Yoğunlaşmış Silis Buharı hakkında FIP "sanat harikası" raporu /2.19/ dır.

2.4.2. Kimyasal Bozulma:

Genellikle YMB un kimyasal bozulmaya direncinin normal betondan daha yüksek olması beklenir. YMB un çimentolu karışımı genellikle SD gibi katkı malzemeleriyle sağlanır. Kimyasal değişiklik; sülfat çözeltilerinde, asitli çevrelerde ve alkali-agrega reaktivitelerinin olabileceği yerlerde işlenebilirliği geliştirmek önemlidir. YMB un değişik aşındırıcı çevrelerdeki performansı SD betonlarıyla araştırılmıştır. Sodyum sülfat çözeltisindeki yararlı etkiler birçok araştırmacılar Mather /1.124/, Cohen ve arkadaşları /2.125/ tarafından gösterilmiştir. Bu karışımlarla elde edilen performans sülfat dirençli betonlarla (ASTM tür V) eşit veya daha iyidir.

Birçok asit çözeltisine karşı geliştirilmiş direnç, Mehta /2.126/ tarafından bildirilmiştir. Genellikle SD betonları latexle geliştirilmiş betonlardan daha iyi performans gösterirler Davis ve arkadaşları /2.127/.

Puzolanın mevcudiyeti, alkali-agrega reaktivitesini kontrol etmek için değerli bir araçtır ve SD nin özellikle miktarı %10 a yaklaşırsa bu amaç için etkili olduğu birçok araştırmada gösterilmiştir.

1979-1986 yılları arasında yapılan Icelandic SD harnanlı çimentolu ile inşa edilen 200 evdeki saha deneyimi bu sonuçları doğrular Sveinbjornson /2.129/.

2.4.3.Donma Direnci :

YMB un donma direnci için uygun hava girişli gözenek sistemine ihtiyacı olup olmadığı sorusu literatürdeki çatışan raporlarda hala devam etmektedir. Bu raporlar Sellevold /2.19/ tarafından gözden geçirilmiştir. Çatışma laboratuvar test sonuçlarını ve kaydedilmeyen az olan saha performanslarını içerir.

Donma direncini ölçmek için genellikle iki değişik türde test yapılmıştır:

- Sudaki hızlı rötre/büzülme devirlerinden ötürü hacim azalmasını (iç mikro çatlama) kaydeden ASTM C666 ve
- Yavaş rötre/büzülme devirlerinden sonra yüzeyin tuz çözeltisiyle kaplanmasıyla yüzey ölçüğünü kaydeden ASTM C672.

YMB için genel görünüm, hava girişi olmadan tuz ölçeğine karşı iyi direnç gösterdiği, Sellevold /2.130/, Foy ve arkadaşları /2.131/ ve Hammer ve arkadaşları /2.132/. Fakat hacim artışına direnci elde etmek daha güçtür ve iyi hava girişi gerektirebilir /2.131/, /2.132/.

YMB un donma direnci sorusu böylece test prosedürlerinin uygunluğu soruna dönüşür.

Pratikteki problem tuz ölçeklemesidir. Bu yüzden test yöntemleri ilgili olarak düşünülmektedir. Son zamanlardaki araştırmalar; tuz ölçekleme testlerinin, hem betonun işleme-nem geçmişine hem de bazı test parametrelerine bağlı olduğunu göstermiştir. Betonun testten önceki kuruma/yeniden doyma işlemesi ölçeklemeyi oldukça artırır /2.130/ ve ölçekleme, çok miktardaki rötre/büzülme devirlerinden sonra oldukça artabilir /2.19/.

Emniyetli yaklaşım; YMB için oldukça ciddi tuz ölçekleme testi uygulamaktır. Bu tür testlerde uygulanan hava girişi olmayan birçok YMB örneği vardır:

- $w/c=0.35$ 67 N/mm² 250 devre kadar ihmal edilebilir ölçekleme /2.222/
- $w/c+s=0.36$ %10SF 91.5 N/mm² 140 devirde gerekenden iyi /2.130/
- $w/c+s=0.27$ %10 SF 115 N/mm² 140 devirde ölçekleme yok /2.130/
- $w/c=0.25$ 0.76 mm aralık faktörü 150 devirde "çok iyi direnç" /2.131/

Şu anki YMB un donma direnci ile ilgili ihtiyaç saha performansını laboratuvar test sonuçlarına bağlamaktır. YMB un ASTM C666 testindeki zayıf direnci, buz oluşum etkisinden çok agrega ve bağlar arasındaki termal uygunsuzluğa bağlanabilir. Son veriler; bağlayıcının termal genleşme katsayısı normal betonunkiyle, Freiesleben Hansen ve arkadaşları /2.133/ karşılaştırıldığında daha yüksekken (her C de 20×10^6 kadar fazla) YMB da çok az buz oluşur, Hammer ve arkadaşları /2.132/.

2.4.4.Donatı Korozyonu: ,

Betondaki çelik korozyona karşı pasiflikle korunur. Bu pasifliğin sebebi, gözenekteki sunun pH değeri $pH>12.5$ olunca betonun alkalinitesidir. Bu kadar yüksek pH değerinde çelik yüzeyinde bir mikroskopik oksit tabakası oluşur. Bu tabakaya pasif film denir ve demirin çözülmesini önler. Bu tabaka, ya pH değerinin 9 un altına düşmesiyle ya da klorür konsantrasyonunun kritik sınırı aşmasıyla bozulur.

Karbonlama betonun alkalinitesini azaltır. Bu işlem, CO₂ nin betona difüzyonuna ve betondaki Ca(OH)₂ nin miktarına bağlıdır. Düşük geçirgenlik ve yüksek çimento miktarı, YMB un normal mukavemetli betona göre daha iyi korunduğunu gösterir.

CEN pr ENV206 /2.134/ daki (betonda yeni Avrupa standardı taslağı - Performans, üretim, yerleştirme, uygunluk kriteri) karbonlamaya maruz kalmış betonarme yapılarıdaki gereksinim, $w/c<0.60$ dır. Bu limit YMB u temsil eden w/c oranlarından da yüksektir. Benzer olarak FIP nin SD hakkında raporu /2.19/, SD li ya da SD siz YMB da karbonlamanın sorun olduğuna dair saha veya laboratuvar bulgusunun yok olduğunu belirtmiştir.

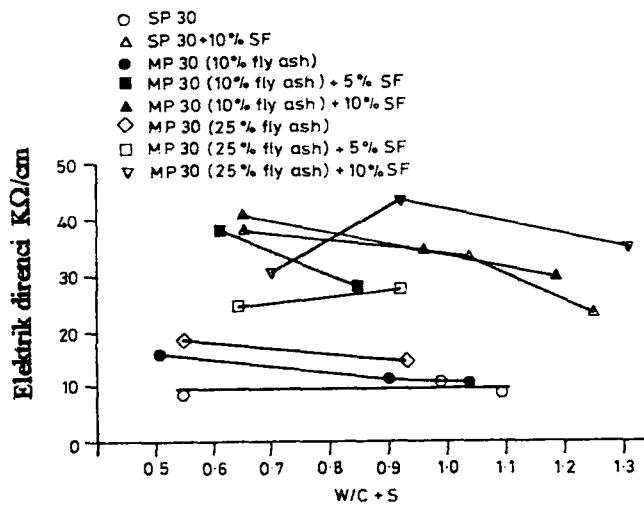
Betondaki klorür difüzyonu genellikle azalan geçirgenlikle azalır. YMB klorür geçmesine karşı normal mukavemetli betonlardan daha iyi korunmuştur, ACI Committee 225 /2.12/. Kuzey denizindeki kıyıya yakın yapılardaki son zamanlardaki araştırmalar, harmanlanmamış Portland çimentosu olan betondaki klorür difüzyonu daha önce umulandan oldukça fazla olduğunu gösterdi.

Dayanıklı Beton Yapılar için CEB Dizayn Rehberi /2.123/, YMB u harmanlanmış çimento ile (mıcır, doğal pozzolan, uçucu kül, silis buharı), ciddi klorür saldırısı olduğunda $w/c < 0.40$ ı tavsiye eder.

Aynı yöntemle /2.19/ daki genel sonuç; YMB da sık kullanılan katkı olan SD nin ilavesi klorür difüzyonu katsayısında önemli bir azalmaya yolaçar.

Donatıdaki oksit filmi zarar görmüş ve aşınma başlamışsa hız, nem girişi, beton kaplamasının oksijen ve elektrik direnci tarafından kontrol edilir. Gautefall ve arkadaşları /2.135/ dan Şekil 2.45, SD nin eklenmesi direnci artırır ve böylece işlemi yavaşlatır genel gözlemini ifade etmişlerdir.

Aynı etki, $w/c+s=0.40$ ve %2 li karışımın %8 ve $w/c+s=0.35$ ile ve HAA %8 SF li ve $w/c+s=0.40$ la karşılaştırılmasını raporladı /2.136/. Basınç mukavemetleri sırasıyla 70 - 87 ve 48 N/mm^2 dir. Elektriksel direnç 20 - 25 kat arttı.



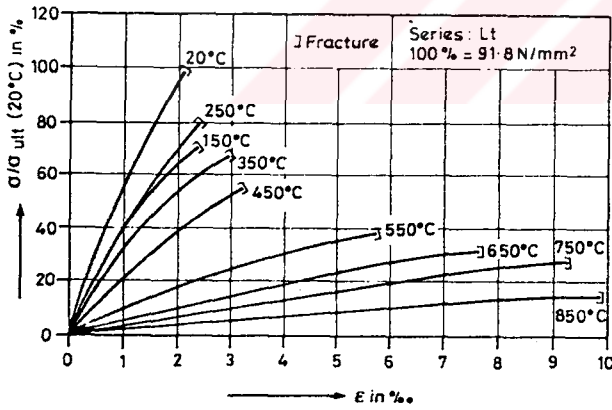
Şekil 2.45 Farklı Çimento Tipleri, Su/Çimento+s Oranları ve SD Dozajları İle Oluşturulmuş Betonlarda Elektrik Direnci

2.4.5. Aşınma Erozyon Direnci:

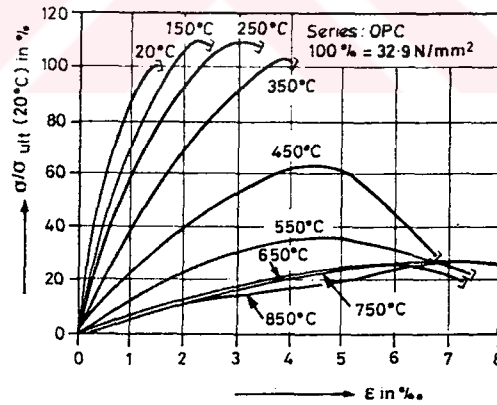
YMB ların hem anayol kaldırımları hem de su yolları için bu özellikle ilgili uygulamalar rapor edilmiştir. Anayol kaldırımlarının ve kış mevsimi boyunca zincirli tekerleklerle maruz kalan köprü kaplamalarının aşınma direncini arttırmak için Norveç te birçok proje, basınç mukavemetleri 90 la 135 arasında değişen betonları kullanarak, Helland /2.137/ icra edilmiştir. Gjorv ve Baerland /2.138/, seçilen agregaya ve 100 N/mm² lik basınç mukavemeti ile granit kadar aşınma direncine yaklaşabileceğini göstermiştir. Holland /2.139/ da Kazua barajı biriktirme havuzunun aşınma - erozyon hasarının onarılmasını açıklar.

2.4.6. Isı Etkisi:

Şimdiye kadar betonun yüksek sıcaklıklardaki davranış bilgimiz normal mukavemetli betonla (<50 N/mm²) sınırlanmıştır. Eldeki verileri lineer ekstrapolasyon yardımıyla YMB u kapsayacak şekilde genişletmek mantıklı değildir çünkü mazleme yapıları ve mikro yapıları farklıdır. Diederichs ve arkadaşları /2.140/ tarafından yapılan araştırma, yüksek sıcaklığa maruz kalan YMB un malzeme özelliklerini incelemiş ve test sonuçları Şekiller 2.46 - 2.48 de gösterilmiştir.



(a) YMB + SD ve Portland Çimentosu

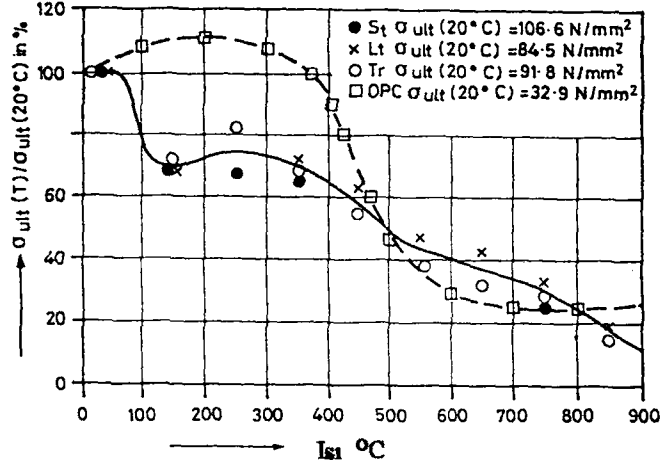


(b) Sıradan Beton + PÇ

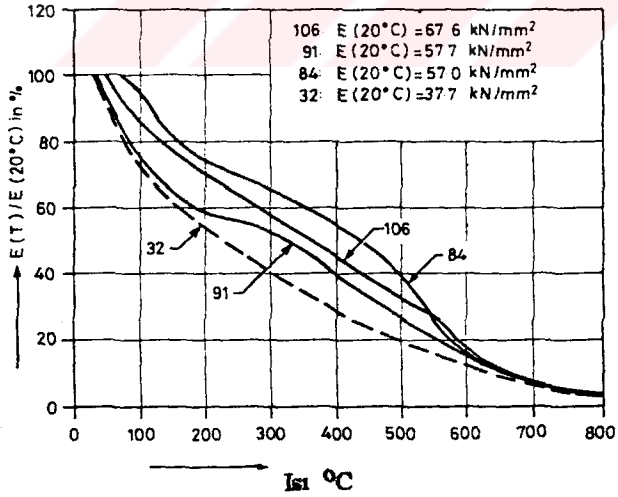
Şekil 2.46 Gerilme-Şekil Değiştirme İlişkisi

Şekil 2.46a YMB un artan sıcaklıklarda YMB un gerilme - şekil değiştirme ilişkisini gösterir. Şekil 2.46b de gösterildiği gibi normal mukavemetli betondan oldukça farklıdır. Genellikle YMB un kırılması daha gevrek ve 150 C de oldukça fazla %30 mukavemet kaybını gösterir, Şekil 2.47.

Normal mukavemetli beton 350 C ye kadar mukavemetini muhafaza eder. Şekil 2.48 birçok yüksek mukavemetli ve normal mukavemetli betonların elastik modüllerini gösterir.



Şekil 2.47 Çeşitli YMB ve NMB ların Basınç Mukavemetleri



Şekil 2.48 Çeşitli YMB ve NMB ların Elastisite Modülleri

Özellikle 100 C ile 350 C arasındaki bölgede YMB normal mukavemetli betondan çok daha büyük mukavemet kaybı gösterir. Bu; çimento macununun sıcaklığa bağımlı hasarı sonucu olur. Onun YMB da etkisi daha fazladır çünkü YMB da çimento macunu daha fazla yük taşımak zorundadır (agrega ile çimento hamuru arasındaki gerilme dağılımı daha homojendir).

2.4.7.Yangın Direnci :

Beton yapılar genellikle belli bir orana kadar yangın dirençlidir ve betonarme yapıların yangın direncini gösteren pekçok deney vardır. Fakat mevcut bütün testler düşük ve orta mukavemetteki betonlar için yapılmıştır.

YMB la ilgili yangın direnci testleri sınırlıdır. YMB la ilgili araştırmaların incelemeleri FIP - Silis raporu /2.19/ ve Jahren /2.158/ tarafından verilmiştir.

YMB düşünüldüğünde Bölüm 2.4.6 da da belirtildiği gibi düşük mukavemet özellikleri ve düşük geçirgenlikten ötürü yangın hasar riski yüksektir. YMB la yapılan testlerde özellikle yüksek mukavemetli hafif ağırlıklı betonlarda erken dağılma tespit edilmiştir, /Jensen ve arkadaşları /2.141/ ve Diedrichs /2.142/.

Shirley ve arkadaşları /2.159/ tarafından bildirilen diğer testler aynı şekilde davranmamıştır. Bu testler, geleneksel ve yüksek mukavemetli betonla ve silis buharlı veya onsuz hazırlanan betonarme döşeme örneklerinde (914x914x101 mm) yapılmıştır. Ticari olarak hazırlanan betonların su-çimento oranı 0.28 den 0.53 e kadar değişiklik gösterirken 56 günlük basınç mukavemeti 48.2 den 120.6 ya kadar değişir. Örnekler dört saat boyunca yangın testine tabi tutulmuş ve sıcaklık yükselmesi ve fiziksel bütünlük açısından izlenmiştir. Örneklerin hiçbirisi maruz kalan yüzeylerde dağılma göstermemiştir.

Dağılma oluşmasına etkisi olan en önemli faktörler; nem durumu ve betonun geçirgenliği ile ilgili olanlardır. Nem ve geçirgenliğin etkisi, buhar ve gözenek basınçları yüzeylere yakın oluşmasıdır. Dış tabakadaki sıcaklık gradyeni serbest suyu içe doğru zorlar. YMB gibi düşük geçirgenlikli betonlarda akışa izin verilmez ve gözenek basıncı betonun çekme mukavemetini aşarak dağılmaya sonuçlanır. Olgun betondaki su dağıtımı ile ilgili tartışma, yani macundaki fiziksel ve kimyasal olarak bağlanmış su ve olası serbest su ve de sunun taşıma olasılıkları Hammer ve arkadaşları /2.143/ tarafından yangın direnci değerlendirmesiyle birlikte yapıldı. Bu, belki de yangına maruz kalan betonun değişik dağılma davranışlarını açıklayabilir.

YMB da tasarım yaparken yüksek dağılma riskini dizayn tavsiyesi olarak almak gerekir.

YMB un büyük oranda kullanıldığı deniz platformlarındaki muhtemel yangınlar nerdeyse tamamen hidrokarbon tipidir ve sellüloz tipi yangından daha tehlikelidir. Hidrokarbon yangınlarının karakteri; hızlı sıcaklık artışı ve çok yüksek sıcaklıklardır. Bu çeşit koşullarda beton davranışı, özellikle YMB davranışı hakkında çok sınırlı bilgi vardır.

Hidrokarbon yangını koşullarında betonun dağılması ve hatta ani yapısal kırılmanın olabildiği çok kısa bir sürede patlaması beklenmeyen bir davranış değildir. Yapı çökmemiş olsa bile, kimyasal ve fiziksel olarak çok hasar aldığı için çok geniş çapta onarım veya tamamen yenileme gerektirmesi kuvvetle muhtemeldir. Yangının ilk safhalarında betonun dağılması donatı çeliğini ortaya çıkartır. Betonun 380 C nin üstünde ısıtılması, yangından birkaç gün sonra su yeniden emilince betonun dağılmasına neden olan kimyasal değişikliklerle sonuçlanabilir. Agregası seçiminin yangındaki betonun davranışına katkısı büyüktür. Çünkü bazı agregalar yangına daha dirençlidir.

Kıyıya yakın yapılardaki beton karışım elemanları ve hidrokarbon yangınlarına maruz bırakılan HAA betonlarla ilgili son zamanlardaki Jensen ve arkadaşlarının /2.141/ yaptığı araştırmalar, özel davranış ve beklenenden oldukça erken katlanma ve hasar gösterdi. Bu yüzden deniz beton yapılarını hidrokarbon yangınlarına karşı yangın dirençleriyle değerlendirmek gerekir /2.141/.

2.5.Kalite Sağlama ve Kalite Kontrolü

2.5.1.YMB da Kalite Sağlama:

YMB üretmek hem karışım tesisinde hem de yerleştirme ve işleme sırasında yüksek derecede hassaslık gerektirir. Malzemelerin yüksek kullanılmasından ötürü üretim hatalarının sonuçları para ve emniyet açısından daha ciddi sonuçlara yol açar.

Karışım oranından ve işleminden sapma malzemelerin kontrol eksikliği ile birlikte betonun mukavemet potansiyelinde azalma ile sonuçlanır. Su miktarı özel olarak önemlidir. Küçük miktarda su-çimento oranı değişikliği büyük oranda mukavemet potansiyeli farkıyla sonuçlanır, Moksnes /2.144/.

Kalite kontrol prosedürleri temel önemi, betonun en son kalitesinde çok büyük önemi olan üretim sırasına vermelidir.

Birçok özellik için bu, w/c oranının uygun kontrolü anlamına gelir. Bu, Şekil 2.8 (Bölüm 2.1.3.4) deki "E", "F" ve "I" karışımlarındaki toplam su miktarı 10 litre arttırılırsa mukavemet sonuçları hesaplanarak gösterilebilir. Bu durumda w/c oranları 0.0186, 0.025 ve 0.0417 kadar arttırılacaktı. Sonuçta mukavemet kaybı sırasıyla 1, 6, 3 N/mm² mertebesinde olacaktı. Bu durumda "normal" 90 N/mm² YMB beton, su miktarına 42 N/mm² den iki kez daha duyarlıdır. Öte yandan agregaların üst sınırına yakın olan karışımlar için duyarlılık, karışımdaki fazla mukavemet potansiyeli olduğu için azalmıştır.

Bu etki, w/c - mukavemet seviyesi 40 - 80 N/mm² aralığında olan HA betonu için daha önemlidir. Harman tesisinde karışımdaki bileşenlerin uygun ölçülerini tutturmak için otomatik tartı ekipmanı tavsiye edilir.

Bayağı kalitede beton üretirken su miktarı genellikle dolaylı olarak, ya mikseri döndürmek için gereken enerjiyle ya da taze betonun çalışabilirliğiyle ölçülür. YMB için bu tür yöntemler ancak agregaların gerçek su muhtevası ve eklenen su miktarının sürekli ölçümüyle birlikte kullanılır.

Karışım ve işlenebilirliği göz önüne alındığında muntazam bir malzeme üretmek için bileşenlerin de muntazam olması gerekir. Agregaların üretim sırasında en düşük kontrole sahip olduğu için karışımdan önce agregaların muntazam olması sağlanmalıdır. Partikül dağılımı, ince partiküllerin miktarı ve çalışabilirliğe ve karışımın su gereksinimine zararlı olan mineral miktarları özel bir önem taşır.

Karışımın koyuluğuna ve asılı maddelerin miktarına bağlı olarak uzatılmış karışım zamanı tavsiye edilir. Beton karışımının potansiyel mukavemetini elde etmek için yapıda etkili sıkıştırma sağlanmalıdır. Bu amaç için taze karışımın katılığı ve agregaların maksimum boyutu donatı çubuklarının arasındaki mesafeye ve sıkıştırma ekipmanına göre ayarlanmalıdır.

İşleme sırasında betonun erken kurumasından kaçınılmalıdır. Engelleme ve çatlamayla sonuçlanabilen zararlı sıcaklık farklarının önlenmesi için özel tedbirler alınmalıdır.

2.5.2. Test Yöntemleri:

Bu bölüm de YMB un basınçta test edilmesi tartışacaktır. Laboratuvarındaki basınç testi sonuçları ancak basınç mukavemeti rakamı olarak karşılaştırılabilir ve sahadaki betonun mukavemeti olarak düşünülemez. Bu, işleme koşulları, sıkıştırma ve geometriden kaynaklanır.

Sertleştirilmiş betonun; çekme mukavemeti, E-modülü veya geçirgenlik gibi diğer özellikleriyle basınç mukavemetinin ilişkisi olmamasına rağmen bu özellikler basınç mukavemeti temel alınarak yapılır. Genellikle YMB test hatalarına düşük mukavemetli betondan daha duyarlıdır.

2.5.2.1. Örneklerin Boyut ve Şekli:

Test için örneklerin boyut ve şekli YMB için ülkeden ülkeye değişiklik gösterir. Norveç te örneğin karakteristik basınç mukavemeti; 100 mm küplerle, 100x200 mm ile veya 100x300 mm silindirlerle ölçülür. Fransa da 160x320 mm silindir gelenekseldir. ABD de 152x305 mm ve 100x200 mm silindir normaldir. Almanya da 200 mm ve 150 mm küpler basınç mukavemeti için kullanılırlar.

Silindirlerin çapı veya kübün bir kenarı maksimum ortalama agreganın üç katı olmalı şeklindeki ASTM C192 gereksinimini genel kabul görmüştür. Bu sebeple YMB da test makinesindeki yükü sınırlamak için 100 mm silindir veya küpleri kullanmaya yönelik bir eğilim vardır.

Küpler veya silindirlerle ilgili geleneksel tartışma YMB için de geçerlidir. Fakat, Gulfaks C kıyı platformunun yapımı ($240\ 000\ m^3$ - ana kalitedeki ortalama mukavemet $79\ N/mm^2$ - 100 mm küpler) /2.48/ ve Seattle da 1988 deki iki çok katlı bina ($20\ 000\ m^3$ - ana kalitedeki ortalama mukavemet $115\ N/mm^2$ - 100 mm silindirler) /2.145/ sıkı kalite kontrolüyle büyük ölçekli üretim ve YMB un testinde %5 den daha az sapma sağlanabildiğini gösterdi. Bu tür mükemmel düşük sapma, test değişiminin düşüklüğünü ve hem küp hem de silindir test sonuçlarının yüksek yeniden üretilebilirliğini gösterir.

Basınç küp mukavemetlerini basınç silindir mukavemetleriyle karşılaştırmak için (çap/yükseklik=1/2), normal mukavemetli betonlarda küp mukavemetine 0.8 katsayısı uygulanır, CEP/FIP Model Kodu 90 /2.62/. YMB için bu faktör Norveç Standartlarında (NS) sabit bir farka, $10\ N/mm^2$ e /2.78/ ve MC-90 da $15\ N/mm^2$ ye dönüşür.

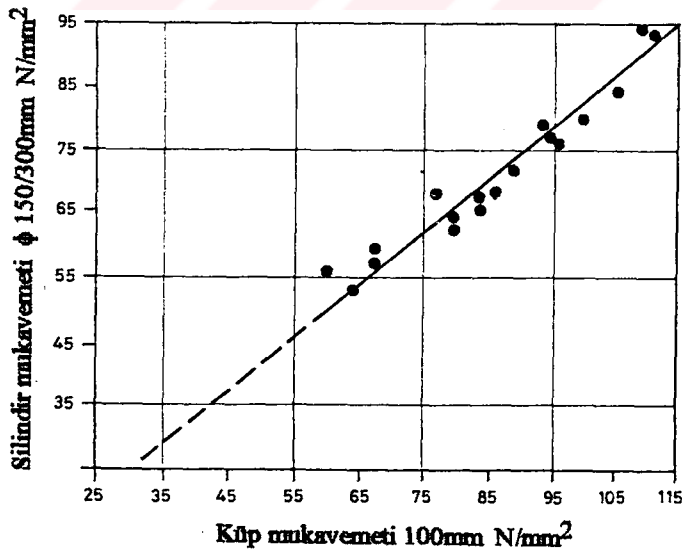
Fakat değişik örnekler için evrensel dönüşüm katsayısı yoktur.

Held /2.146/ tarafından yapılan değişik örneklerin dönüşüm katsayılarıyla ilgili çalışmada aşağıdaki tablo bulunmuştur.

Tablo 2.2 Silindir ve Küp Numuneler Arasındaki Dönüşüm Faktörleri

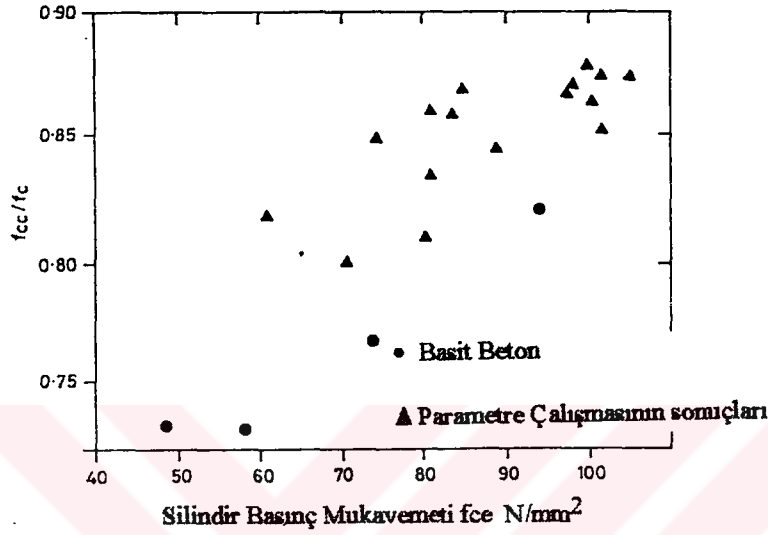
	Küp			Silindir
Örnek	100	150	200	150/300
Küp 100	1	0.99	0.95	0.82
Küp 150	-	1	0.96	0.83
Küp 200	-	-	1	0.87

Her türde 54 örnek test edildi. Silindir mukavemetleri 50 - 95 N/mm² arasında ve 100 mm küp mukavemetleri 60 - 110 N/mm² arasındadır. Maksimum agrega boyutu 16 mm dir. Bütün örnekler aynı gerilme oranı, saniyede 0.5 N/mm² altında test edildi. Silindirlerin yüzeyi 0.05 mm lik izin verilen düzlüktedir. Küp boyutunu 200 den 150 ve 100 mm ye düşürme etkisi sınırlıdır. küp (100 mm) ile silindir (150x300 mm) arasında elde edilen dönüşüm katsayısı Şekil 2.49 da verilmiştir.



Şekil 2.49 Küp Mukavemeti İle Silindir Mukavemeti Arasındaki Oran

YMB ile ilgili başka bir çalışmada Smeplass /2.147/ temel olarak sadece w/c oranını değiştirerek 100 mm küpleri 100x300 mm ve 150x300 mm silindirlerle karşılaştırdı. Maksimum agrega boyutu 16 mm dir.



Şekil 2.50 Silindir Mukavemetin Konksiyonu olarak Silindir/Küp Mukavemeti

Fakat yukarıdaki karışımlarla aynı temelde Smeplass /2.147/ tarafından yapılan aşağıdaki çalışmada, macun/agrega oranı, silis buharı miktarı, ince/kalın agrega oranı ve maksimum agrega boyutu değiştirildi. Sonuç; Şekil 2.50 de verildi ve silindir/küp oranı

Tablo 2.2 Farklı Beton Mukavemetlerinin ve Silindir Boyutlarının Silindir Mukavemeti / Küp Mukavemeti Dönüşüm Faktörleri

100 mm Küp N/mm ²	100x300 mmlik Silindir Mukavemeti sil/küp	100x300 mmlik Silindir Mukavemeti sil/küp
66.3	0.73	0.75
79.7	0.73	-
97.0	0.77	0.77
115.4	0.82	0.83

3. YAPI ELEMANLARININ TASARIMI

3.1. Tasarım Ölçütleri:

3.1.1. Giriş:

Bir yapı uygun bir güvenlik faktörü dahilinde, istenilen amaca hizmet verebilecek, öngörülen ömrüne belli bir maliyeti geçmeyecek şekilde ulaşabilecek, kullanım sırasında olabilecek kazalardan olabilecek hertürlü etkiye dayanabilecek ve sürekli bakım maliyetleri belli sınırlar altında kalmak koşuluyla, yeterli dayanıklılığa sahip olacak şekilde inşa edilmelidir.

Bir yapı aynı zamanda, patlama, çarpma veya yapım hatalarına da dayanabilmelidir. Uygun formlar seçilerek yapının zararlı etkilere karşı duyarlılığı azaltılmalı ve tüm yapı elemanları bir bütün oluşturacak şekilde birbirine bağlanmalıdır.

Yukarıda anlatılan şartları yerine getirebilmek için şunlara dikkat etmelidir:

- i. Uygun malzeme seçimi,
- ii. Uygun bir tasarım ve ayrıntı,
- iii. Üretim, inşa ve kullanım noktalarında spesifik kontrol aşamaları.

Yüksek mukavemetli betonla (YMB) çalışırken, şu problemlerin de üzerinde dikkatle durulmalıdır:

- i. Betonun çekme gerilmesi (ve ilgili özellikleri) hesaba katılırken dikkatli olunmalıdır,
- ii. İstenilen sünekliğin sağlanması için özel tedbirler alınmalıdır,
- iii. Yangın tehlikesi düşünülerek, yangın direnci sağlanmalıdır.

3.1.2 Limit Durumu:

Limit durum; aşılması halinde binanın tasarım performansını sürdüremediği durumdur.

Limit durumlar ikiye ayrılmıştır:

- a. Son (nihai) limit durumu (NLD),
- b. Servis limit durumu (SLD),

Son limit durumları; yapının, çökme veya benzeri hayati tehlike taşıyan durumlarıdır.

Son limit durumlar aşağıda olduğu gibi 6zetlenebilir.

- i. Yapının t6m6n6n veya bir b6l6m6n6n, dengesinin (Rijit g6vdenin) bozulması durumu,
- ii. Yapının t6m6n6n veya bir b6l6m6n6n (mesnet ve zemin de dahil) aşırı deformasyona uğraması, kopması, kırılması veya stabilitesini kaybolması durumu.

Servis limit durumları; aşıldığı takdirde yapıya ait servis kriterlerinin sağlanamadığı durumlardır. Bu durumlar şunlardır:

- i. G6r6n6ř6 ve yapının efektif kullanımını (yapının hizmet verememesi, makinaların 6alışmaması gibi) olumsuz etkileyen deformasyon ve eğilmeler veya yapısal olmayan elemanlarda, kaplamalar gibi hasar oluşması durumları,
- ii. İnsanları rahatsız eden, binaya veya binanın i6erdiği malzemelerde hasarın oluştuğu ve binanın fonksiyonlarının kısıtlandığı durumlar,
- iii. G6r6nt6y6, dayanıklılığı ve su yalıtımını olumsuz y6nde etkileyecek 6atlamaların oluşması durumları,
- vi. Aşırı basın6 sonucu betonun hasar g6r6p, dayanıklılığını yitirmesi durumu.

Yapının t6r6ne, inşa y6netimine bağlı olarak SLD veya SLD'den herhangi biri tasarım kriteri olarak kullanılabilir.

3.1.3 Ek Tasarım Koşulları:

Her t6rl6 durumda, ayrıntı kuralları ve teknolojik ihtiya6lar dikkatli g6zlenmelidir. 66nk6 beton yapılarda hesaplamalar yapılırken bu etmenler de en az g6venlik, servis ve dayanıklılık kadar 6nemlidir.

Dikkat edilmesi gereken en 6nemli durumlar şunlardır.

- Gevrek kırılmayı 6nlemek i6in eğilme, torsiyon ve kayma donatılarının en aza indirgenmesi. Bu etmen YMB kullanıldığı zaman daha da 6nem kazanır. Yani YMB kullanımıyla artan gevreklik, diğer malzemeler yardımıyla dengelenmelidir.

-Demir ankrajı, eklenmesi, 6ngerilimli malzemelerin, saplamaların, diyer 6ngerilimli tendonlarla bağlanması gibi işlerde kullanılan donatıların ayrıntılanmaları gereklidir.

- Noktasal y6klerden veya i6 y6klerdeki b6y6k değişiklerden oluşan enine 6ekme kuvvetlerine diren6li donatı tanzim edilmelidir,

- Kaza sonucu olabilecek hasarları en aza indirebilmek için çevresel, iç ve dikine bağlar tanzim edilmeli, dayanıklılık problemi de, uygun donatı örtüsü ve iyi beton kalitesi ile sağlanmalıdır.

3.1.4 Etkiler, Malzeme Özellikleri ve Tasarım Koşulları:

3.1.4.1 Etkiler:

Etki deyince akla şunlar gelir;

- Yapıya uygulanan kuvvetler (Yükler). Bunlara doğrudan etki denir.
- Deformasyon yükleri (Dolaylı etki) ısı etkisi veya çökme bunlara örnektir. Özelliklerine göre etkiler başlıca ikiye ayrılır.

i. Zamana bağlı değişimler.

- Sürekli etkiler (yapının kendi yükü, içindeki sabit alet ve malzemeler).
- Değişken etkiler (dolaylı yükler, rüzgâr yükü, kar yükü).
- Kaza etkileri (patlamalar veya araç çarpmaları).

ii. Etki noktalarına bağlı değişimler

- Sabit etkiler (yapının kendi yükü).
- Serbest ekiler (hareketli yükler, rüzgâr yükü).

Öngerilim sürekli bir etkidir ama bazı özel sebeplerden dolayı ayrıca hesaplanır.

Etkilerin karakteristik değerleri:

Etkilerin karakteristik değerleri, ilgili standartlardan alınır veya tasarım yapan kişi, bir danışmanla birlikte standartlardaki minimum değerlerin altına işmemek şartıyla bu etki değerlerini belirleyebilir.

Etkiler ve etkilerin kombinasyonu için, "CEP/FIP model standartları"na veya FIP'in "Betornarme ve öngerilimli beton yapılarda pratik tasarımı"na bakınız (3.2 ve 3.3).

Değişken etikleri belirten değer:

Bir veya birden fazla değişken etki ortaya çıkarsa, bu etkilerin hepsinin aynı anda ve maksimum düzeyde ortaya çıkma olasılığının çok düşük olması nedeniyle başka kombine değerler tanımlanmıştır.

- Kombinasyon değerleri,
- Tewkrarlanan değerler,
- Yarı sürekli değerler.

Bu değerler ilgili standartlardaki katsayıların adaptasyonu ile elde edilmişlerdir. Örneğin (3.1 ve 3.2).

Etki sonuçlarının tasarım değerleri:

Etki sonuçları yapının ek etkilere maruz kalmasına neden olur. (Örneğin iç kuvvetler ve momentler, gerilmeler, şekil değiştirmeler).

Etki sonuçlarının tasarım değerleri, etkilerin tasarım değerleri, geometrik bilgi ve malzeme özellikleri göz önünde bulundurarak belirlenmiştir.

3.1.4.2 Malzeme Özellikler:

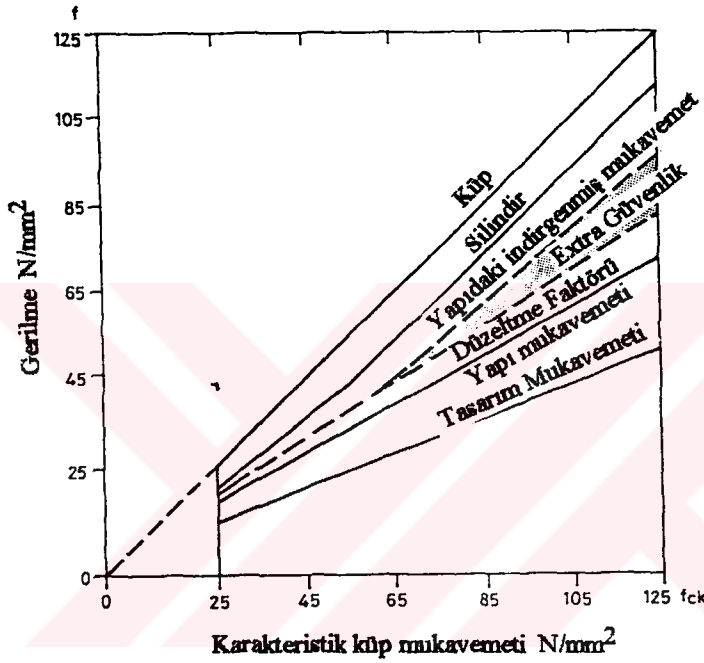
Karakteristik değerler: Bir malzemenin özelliği karakteristik bir değerle gösterilir. Genellikle bu değer, malzemenin bu özelliği ile ilgili varsayılan istatistiki dağılıma uygun olur ve ilgili standartlarda belirlenmiştir.

Bir malzeme mukavemetinin üst ve alt olmak üzere iki karakteristik değeri olabilir. Örneğin betonun çekme gerilmesi kullanılırken üst değer dolaylı etki sonuçlarının hesaplanmasında, alt değer de yükleme sonucu oluşan çatlama momentlerinin hesaplanmasında kullanılır.

Tasarım değerleri: Bir malzeme özelliğinin tasarım değeri, genellikle karakteristik değer ilgili standartlarda o malzeme özelliği ile ilgili verilen uygun katsayıya bölünmesi ile elde edilir. Örneğin "CEP/FIP model standartları" veya FIP'ın "betonarme ve önerilimli beton yapılarda pratik tasarım" (2.3 ve 3.3).

Malzeme özelliklerinin tasarım değerleri ve geometrik veriler tasarım direncinin hesaplanmasında kullanılır.

Şekil 3.1 (Thorenfeldt) karakteristik malzeme özellikleri ile tasarım malzeme özelliklerinin arasındaki bağlantıyı göstermektedir. Bu bağlantı Norveç standartlarının temelini oluşturmaktadır. Şekil aynı zamanda değişik karakteristik basınç mukavemetleri arasındaki ilişkileri (Küp, silindir), numune mukavemeti ile yerinde mukavemet arasındaki ilişkileri aynı zamanda C55'ten büyük betonlarda ekstra bir güvenlik faktörünü içermektedir. Tasarım mukavemeti, yapısal mukavemetin, malzeme faktörüne ($f_{em}=1.4$) bölünmesiyle elde edilir.



Şekil 3.1 Farklı Gerilme Seviyeleri İçin Betonlarla Küp Basınç Mukavemetleri Arasındaki İlişki

3.1.4.3 Tasarım koşulları:

Öncelikle ilgili hiç bir limit durumunu aşılmadığından emin olunmalıdır. İlgili bütün tasarım ve yükleme durumları düşünülmelidir. Hesaplamalar ilgili tüm değişiklikleri içeren uygun tasarım modelleri (eğer gerekli ise testlerle sağlanmalıdır) kullanılarak yapılmalıdır. Modeller yapısal davranışın tahmin edilebilmesini sağlayacak kadar açık olmalı ve işçilik derecesinde ölçülebilir bir dayanıklılık sağlanmalıdır.

Son limit durumları; Kontrol şartları:

- Statik bir eşitliğin limit durumu düşünüldüğü zaman, denge bozucu etkilerin tasarım sonuçları, dengeleyici etkilerin tasarım sonuçlarından küçük olmalıdır.
- Bir kesitin, elemanının veya bağlantının kırılma veya deformasyon limit durumları düşünülürken (yorulma hariç), iç kuvvet ve momentlerin tasarım değeri, tasarım mukavemetlerini aşmamalıdır.
- Kırılma limit durumunun yorulma ile azalması düşünülürken, bölüm 2.3 hesaba katılmamalıdır.

Servis limit durumları: Etkilerin tasarım sonuçları, sehim, çatlak genişliği veya gerilme gibi konularda belli sayısal değerleri aşmamalıdır. Limit değerleri, fonksiyonel koşullar bazında belirlenmelidir.

3.1.5 Tasarıma Etki Eden Malzemelerin Özellikleri

YMB'nin normal kullanımı ile ilgili özellikler Bölüm 2.2 ve 2.4 ve yorulma için Bölüm 2.3'te verilmiştir.

3.1.6 Çözümleme:

3.1.6.1 Genel:

Çözümlemenin amacı hem iç kuvvetlerin ve momentlerin hem de gerilme, şekil değiştirme ve deplasmanın, yapının bütünü üzerine veya bir bölümü üzerine dağılımın saptanmasıdır. Çözümlemeler hem yapının şeklinin hem de davranışını idealleştirilmesi ile yapılır.

Yapının şekli doğrusal, iki boyutlu ve nadiren hücresel elemanlar kullanılarak idealleştirilir.

Çözümlemelerde kullanılan başlıca ideal davranışlar şunlardır:

- Elastik davranış,
- Sınırlandırılmış yeniden dağılımlı elastik davranış
- Plastik davranış,
- Doğrusal olmayan davranış.

Doğrusal şekil değiştirme dağılımı yapılmayan durumlarda ek bölgesel çözümlemeler gerekli olabilir. Örneğin;

- Mesnetler
- Tekil yükler
- Kriş ve kiriş-kolon bağlantıları,
- Kesit değişimi.

- Son limit durumunda, yüklenmemiş yapının şeklindeki ve bozuklukların ortaya çıkardığı etkiler gözönünde tutulmalıdır. Eğer bu etkilerin herhangi birinde kayma kayda değer bir etki görülürse, bu da hesaba katılmalıdır.

3.1.6.2 Hesap Yöntemleri

Temel öğeler:

- Bütün hesaplama yöntemleri dengeyi sağlamalıdır
- Limit durumları düşünülürken eğer uygunluk koşulları kontrol edilmezse, son limit durumunda yapının yetrele deformasyon kapasitesinin yeterli olup olmadığı ve servis yükleri altında istenmeyen bir etkinin ortaya çıkıp çıkmayacağı kontrol edilmelidir.
- Normal olarak denge, yapının deforme olmamış şekli gözönünde tutularak kontrol edilecektir (birinci mertbe teorisi). Ama, deformasyonun iç kuvvet ve momentlerde önemli artışlara neden olduğu yapılarda, eşitlik deforme olmuş yapı düşünülerek yapılmalıdır (ikinci mertbe teorisi)

SLD için yapı çömlene çeşitleri: Servis limit durumları ile bağlantılı olarak yapının çözümlemelerde normal olarak doğrusal elastik teori temel alınır. Bu durumda malzemenin rijitliğe, çatlamamış kesitin rijitliği ile aynı almak yanıltıcı olmaz. Ama daha duyarlı çözümlemelerde çatlamış kesin rijitliği basitleştirilerek kullanılabilir (Bkz 3.2.3 ve 3.4.1)

SLD için yapı çözümleme çeşitleri: Azami limit durumu analizi şu şekillerde yapılabilir:

- 1- Yeni dağılımsız doğrusal elastik,
- 2- Sınırlı yeniden dağılımlı doğrusal elastik,
- 3- Doğrusal olmayan,
- 4- Plastik

"Doğrusal olmayan çözümleme" terimi betonarme veya öngerilimli beton yapıların doğrusal olmayan deformasyon özellikleri hesaba katılarak yapılan çözümlemelerdir. Elemanların sehim yapması sonucu ortaya çıkan doğrusal olmayan davranışı temel alan çözümlemelere "ikinci Mertebeden çözümlemeler" denir.

3.1.6.3 Kiriş ve Çerçevelerin SLD'de Yapısal Çözümlemeleri

Kiriş, plak ve çerçeve kesitleri detayları yeterli süneklik (Örneğin tasarımda öngörülen içsel mukavemeti sağlama için gerekli dönme kapasitesi) sağlanacak şekilde yapılmalıdır. Ulusal standartların çoğu iç kuvvetlerin doğrusal elastik çözümlemelerden elde edilen sonuçlara göre yapılan dağılımının maksimum değerini sınırlar.

Tasarım sırasında, etkilerin dağılımıyla ortaya çıkabilecek bütün olası sonuçlar düşünülmelidir. Bu etkiler eğilme, kayma, ankraji, donatının kesilmesi ve çatlamlardır.

CEP/FIP model standardı 90/3.2/de plastik metodun sadece plaklarda kullanımına izin vermiştir, kiriş ve çerçevelerde kullanımına izin verilmemiştir.

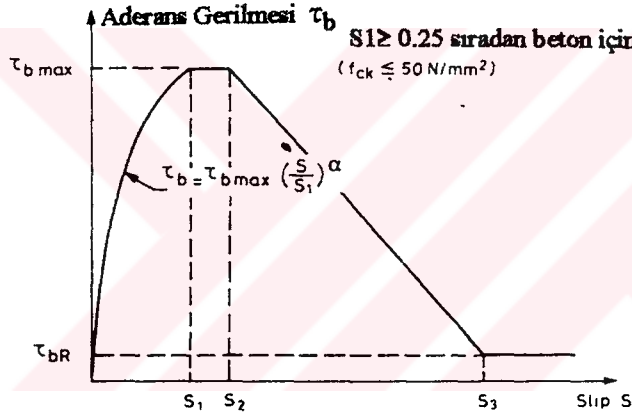
3.2 Çözümleme İçin Davranış Modelleri

3.2.1 Aderans Kayma İlişkisi

Betonarme bir elemanın taşıma ve deformasyon davranışları, betonun ve donatının malzeme özellikleri kullanılarak yapı hesaplanır. Yapının basınç etkisindeki veya çatlama olmama şartıyla çekme etkisindeki bütün kesitlerin de betonun ve donatının şekil değiştirmeleri aynıdır; ($\epsilon_s = \epsilon_c$)

Çatlayan kesitlerde çekme kuvvetleri çelik donatı ile taşınır. Genellikle beton ile donatının iki çatlak arasındaki veya taşıma boyundaki (l_t) mutlak ötelemeleri farklıdır. ($U_c \neq U_s$). Taşıma boyu, tek bir çatlak ile donatıyla betonun şekil değiştirmesinin aynı olduğu iki nokta arasındaki uzaklıktır. Bağlı öteleme veya kaymaya göre $S = U_c - U_s$, Aderans gerilmeleri beton ile çelik donatı arasında oluşmuştur. bu aderans gerilimlerinin büyüklüğü kaymaya (s), beton mukavemetine (f_c), çelik çubukların aderans özelliklerine ve betonlama sırasındaki konumlarının en egemen olanına bağlıdır.

CEP/FIP model-standardı 3.2'de aderans gerilmesi kayma ilişkisi Şekil 3.2'de gösterildiği gibi tanımlanmıştır. Bu ilişki Martin ve Noakowski tarafından normal beton kullanılarak yapılmış bir çok deney sonucunda elde edilmiştir ve sadece yüksek aderanslı çelik ve monotonik yükleme koşulları için geçerlidir. Çatlamaya ilişkin gözlemler temel alınarak yapılmış bir kısım deneysel sonuçlar da Charif ve Jaccoud (3.12 ve 3.13), tarafından bulunmuştur. Bu sonuçlara göre yüksek mukavemetli beton kullanılırsa veya sürekli yükleme yapılırsa kısa sürede aderans kuvvetlerinde artış görülmüş. Yüksek mukavemetli beton ile yapılmış sınırlı sayıda çekip-çıkarma deneyi bulunmakla birlikte, Tomazewicz (3.21) ve Larrad (3.22) tarafından bulunan değerler incelenmelidir. daha fazla deneysel verinin olmaması nedeniyle monotonik kısa süreli ve sürekli yüklemeler durumunda şimdilik, YMB'nin aderans özelliklerini normal betonunki ile aynı almak doğru bir davranış olur. Bunun yanında, tekrarlanan veya periyodik yükleme durumlarında, YMB'nin gevrek karakterleri ve daha rijit aderans gücü nedeniyle daha dikkatli olunmalıdır.



Şekil 3.2 Monotonik Yükleme ve Çeliğin Yüksek Aderansı Altında Bağ Gerilmesi-Kayma İlişkisi

3.2.2 Çekmeye Karşı Rijitleştirici Etki

3.2.2.1 Tanım:

Çatlamış bir bağlantı kesitinde deformasyonlar sadece çeliğin rijitliğine bağlıdır. Bu duruma "durum II-çıplak veya tamamen çatlamış durum" adı verilir. Fakat çatlakalar arasında gerilme kuvvetleri aderans kuvvetleri aracılığı ile çelikten, onu kuşlatan betona aktarılmaktadır. Betonun katılımıyla deformasyon oranında durum II-çıplak'a göre azalma veya çelik rijitliğinde artma olması beklenir (bkz Şekil 3.3). Bu oluşan etkiye "Çekmeye Karşı Rijitleştirici Etki" denir (model standart 90/3.2).

3.2.2.2 Basitleştirilmiş Aderans-Kayma İlişkisi:

Çekmeye karşı rijitleştirici etki gerçekçi bir aderans gerilimleri taşıma boyu üzerinde yapılacak bir entegrasyon ile tahmin edilir. Bu değerler CEP/FIP model standart MC/3.2/ veya Koning, Fellini /3.7/ ve Schiessl /3.18/ tarafından da belirlenmiştir.

Kontrollü için, maksimum bölgesel kayma 0.25 mm. değerini geçmediği sürece bu tahmin, aşağıdaki yaklaşık aderans gerilmesi değeri kullanılması durumunda geçerliliğini korur (Bkz. şekil 3.4).

$$\tau_{bm} = K_1 \cdot f_{ctm} \quad (3.1)$$

K_1 , donatı çeliğinin veya öngerilimli çeliğin aderans özelliklerine göre değişen bir katsayıdır. Tablo 3.1'de %73 oranına kadar çatlak genişliğindeki normal beton için K_1 değerleri verilmiştir.

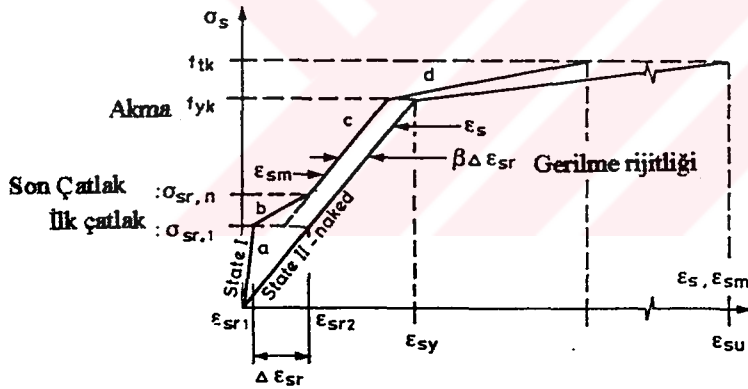
Çatlak genişliğinin %50'si için K_1 değerleri %25 arttırılmalıdır. Deneysel verilerin eksikliği durumunda, Tablo 3.1'de verilen K_1 değerleri yüksek mukavemetli beton içinde kullanılabilir.

Tablo 3.1 Donatı çelikleri ve öngerilimli çeliğin karakteristik K_1 değerleri

<u>Çelik</u>	<u>Yüzeyin aderans özellikleri</u>	<u>K_1</u>
Donatı çubukları	nervürlü	2.0
	düz	1.0
Sonradan gerilmeli tendonlar	düz çubuklar	0.4
	dişli teller veya demetler	0.8
	nervürlü çubuklar	1.2
Öngerilmeli tendonlar	dişli çubuklar veya demetler	1.2
	nervürlü çubuklar	1.6

3.2.2.3 Betona Gömülü Çeliğin Gerilme Şekil Değiştirme İlişkisi:

Şekil 3.3'te gösterildiği gibi, çatlak elemanlar boyunca donatının ve betonun birim deformasyonları farklılık göstermektedir. Donatının bütün deformasyonu çeliğin ortalama şekil değiştirmesi ile tanımlanabilir. Bu yolla çekme katılaşması etkisi hesaplanırken, çatlak oluşma evresi ile dengelenmiş çatlak modeli arasında bir ayırım yapılmalıdır. Çelik birim deformasyonlarının ortalama değeri aşağıdaki bağıntı ile hesaplanabilir (bkz. Şekil 3.3. MC 90/3.2/, Favre 3.8, Ghali ve Favre 3.9, König ve Schliessl 3.18)



a. Çatlaksız Evre b. Çatlak Oluşum Evresi c. Dengelenmiş Çatlak Biçimi d. Akma Sonrası

Şekil 3.3. Betonarme Elemanlarda Gerilme-Birim Deformasyon Davranışına Gerilme Rijitliğinin Etkisi

a) Çatlaksız durum ($0 < \sigma_s \leq \sigma_{sr1}$)

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s1} \quad (3.2a)$$

b) Çatlak Oluşum Evresi ($\sigma_{sr,1} < \sigma_s \leq \sigma_{sr,n}$)

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s2} - \frac{\beta (\sigma_s - \sigma_{sr,1}) + (\sigma_{sr,n} - \sigma_s)}{\sigma_{sr,n} - \sigma_{sr,1}} (\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}) \quad (3.2b)$$

c) Dengelenmiş Çatlak Evresi ($\sigma_{sr,n} < \sigma_s \leq f_{yk}$)

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s2} - \beta (\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}) \quad (3.2c)$$

d) Akma Sonrası ($f_{yk} < \sigma_s \leq f_{tk}$)

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{sy} - \beta (\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}) + \delta (1 - \sigma_{sr,1} / f_{yk}) (\varepsilon_{s2} - \varepsilon_{sy}) \quad (3.2d)$$

Burada;

ε_{s1} : çatlaksız betonda donatı birim deformasyonu (durum I)

ε_{s2} : çatlak kesitte donatı şekil değişimi (durum II-çıplak)

$\sigma_{sr,1}$: ilk çatlak oluştuğunda durum II-çıplakta hesaplanan çelik gerilmesi

$\sigma_{sr,n}$: Dengelenmiş çatlak modeli oluştuğunda çıplak durum-II'de hesaplanan çelik gerilmesi (son çatlak)

β : Çekmeye karşı rijitleştirici etkiyi aderans özelliklerine ve etkilerin doğasına bağlı karakterize eden katsayı

δ : f_{tk} / f_{yk} oran katsayısı.

β Katsayısının bazı değerleri Tablo 3.2'de verilmiştir. Bu değerler normalde kullanılan nervürlü donatı çubukları ve normal beton için geçerlidir. Yeterli deneysel verilerin bulunmadığı durumlarda aynı değerler yüksek mukavemetli beton için de geçerlidir. Deformasyonların etkileri hesaplanırken, (3.2b)'den elde edilen eğimli çizgi, noktalı çizilmiş yatay çizgi ile değerlendirilebilir. (Bkz. Şekil 3.3)

Tablo 3.2 Nervürlü donatı çubukları için çekmeye karşı rijitleştirici etki katsayısı " β "

Etkin yapısı	β
Kısa süreli yüklemeler veya deformasyonlar	0.4
Sürekli veya tekrarlayan yükleme	0.25

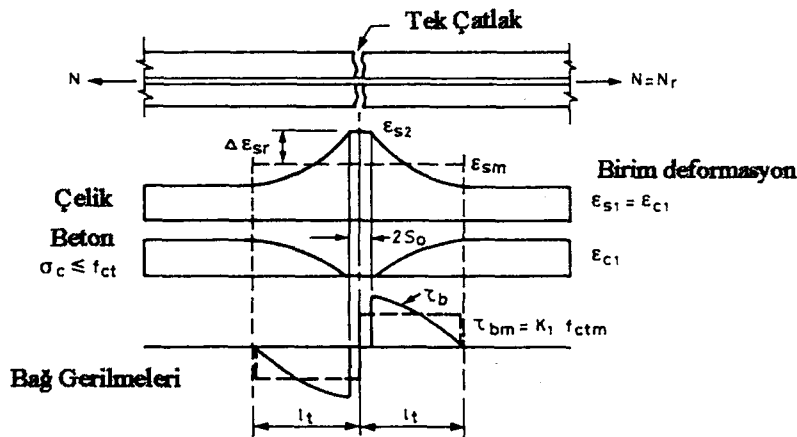
Başka bir çelik çubuk kullanımı durumunda, Tablo 3.2'de nervürlü çelik çubuklar için β katsayıları oranında küçültülmelidir.

3.2.3 Moment-Eğrilik ilişkisi

Çatlak durumundaki bir yapıdaki deformasyonlar (Eğilme, deplasman veya dönme) uç limitler yardımıyla hesaplanabilir. Bu durum CEB-El kitabı /3.4/te malzeme özelliklerinin bilindiği varsayılarak açıklanmıştır. Daha az kritik bir hesaplama, betonun çatlamadığı ve çelik donatının durum I'deki gibi olduğu varsayılarak yapılabilir.

Kritik üstü hesaplamalar ise, çekme altındaki betonun tamamen çatladığı ve durum II-Çıplak'ın olduğu varsayılarak yapılır. Etkin deformasyon bu iki uç değer arasındadır. Eğer gerekli ise sünme ve rötrede hesaba katılmalıdır.

Elemanın herhangi bir kesitindeki ortalama eğilme (Ani veya uzun-süreli) aşağıdaki gibi bulunur (Bkz. Şekil 3.5)



Şekil 3.4. Kırılma Genişliği ve Gerilmeye Karşı Rijitliğin Hesabı İçin Basitleştirilmiş Aderans Kayma İlişkisi Modeli

$$1/r = 1/r_1 \quad (\text{Durum I için}) \quad (3.3a)$$

$$1/r = 1/r_2 - 1/r_{ts} = 1/r_2 - (1/r_{2r} - 1/r_{1r}) \cdot \beta_b \cdot (M_r / M) \quad (\text{Durum II için}) \quad (3.3b)$$

$$1/r = 1/r_y - (1/r_{2r} - 1/r_{1r}) \cdot \beta_b \cdot (M_r / M_{ry}) + (M - M_{ry}) / 2 \cdot B_u \quad (M > M_{ry} \text{ için}) \quad (3.3c)$$

M : Etki eden eğme momenti;

M_{ry} : Akma limiti momenti;

M_n : Son limit momenti;

$$M_r : \text{Çatlama momenti: } M_r = W_1 \cdot (f_{ct} \cdot N / A_1) \quad (3.4)$$

N : Uygulanan normal kuvvet;

f_{ct} : $f_{ctk}0.05$ eğer hasar önlemi hesabı yapılıyorsa,

: f_{ctm} eğer bükülme hesabı yapılıyorsa,

W_1 : Durum I için mukavemet momenti (kesit modülü)

A_1 : Durum I için kesit alanı;

$1/r_1$, $1/r_{1r}$: Durum I için sırasıyla M , N ve M_r , N etkisine bağlı eğilmeler;

$1/r_2$, $1/r_{2r}$: Durum II-Çıplak için sırasıyla M , N ve M_r , N etkilerine bağlı eğilmeler;

$1/r_{ts} = (1/r_{2r} - 1/r_{1r}) \cdot \beta_b \cdot (M_r / M)$: Çekmeye karşı rijitleştirici etki

$1/r_{ry}$: M_{ry} , N etkisine bağlı eğilmeler

β_2 : Eğilme durumundaki çekmeye karşı rijitleştirici etki katsayısı

β_1 : donatı çubuklarının aderans kalitesi katsayısı

$\beta_1 = 1$ aderansı yüksek çubuklar için,

$= 0.5$ düz yüzeyli çubuklar için

β_2 : uygulamanın süresinin veya yüklemenin tekrarının etki katsayısı

$\beta_2 = 0.8$ birinci yüklemede

$= 0.5$ uzun-süreli yükleme ve çok tekrarlı yüklemede

B_u Şekil 3.5 'te tanımlanan azami durum için rijitlik.

Sürekli ve çeşitli kombine yükleme durumları ile ilgili daha ayrıntılı bilgi için MC90 /3.2/ve CEB Elkitabı /3.4/ 'e bakınız (tekrar yükleme /yük boşaltma). Yukarıda Şekil 3.5 ve denklem (3.3) ile açıklanan moment-eğrilik ilişkisi, normal beton ile dökülmüş betonarme kirişler, plaklar üzerinde yapılmış deneysel ve teorik çalışmalar sonucu bulunmuştur (Bkz. Favre /3.3/, Favre et Ghali /3.9/, Jacout /3.10/ ve Epsilon /3.11/). Bu ilişki deformasyon hesaplamalarına temel olması amacıyla çeşitli deformasyonlara veya el kitaplarına /3.1/, /3.2/, /3.3/, /3.4/ konulmuş ve uygulanmıştır. Yüksek mukavemetli beton ($f_{cm}=60-70 \text{ N/mm}^2$) ile dökülmüş betonarme plaklar üzerinde yapılan uzun-süreli deneyler normal betondaki moment-eğrilik ilişkisinin YMB için geçerli olduğunu göstermiştir (Bkz. Charif /3.12/, Favre /3.137, Jacout /3.14/).

3.3 Öngerilmeli Elemanlar

3.3.1 Genel Bilgi

Bu bölüm tam aderanslı iç tendonlar yoluyla öngerilmeye uğrayan yapıları incelemektedir.

Öngerilmenin başlıca etkileri şunlardır:

- Ankraj bölgelerinde ve tendonların yön değiştirdiği durumlarda bölgesel etkiler.
- İzostatik yapılardaki doğrudan etkiler
- Hiperstatik yapılardaki doğrudan ve ikincil dolaylı etkiler

Yapım aşamasında geçici olarak aderanssız tendonlar içeren elemanlara ayrı bir özen gösterilmelidir. Dekomprasyon momentleri dışında, elemanın ile aderanslı veya aderanssız tendonlar arasında davranış açısından önemli farklılık yoktur. Fakat, dekomprasyon durumunda, bütün yapısal sistemin deformasyonuna bağlı olarak, aderanssız tendonlardaki yükte bir artış olacaktır. Bunun sebebi de beton ile donatı arasındaki bağıl ötelemenin, aderans kuvvetleri ile indirgenememesinden olmaktadır. Artan tendon yükü birincil olarak yapının şekline ve bütün deformasyonuna, ikincil olarak da tendon profiline bağlıdır. Uzun tendonlu veya narin yapılarda, büyük deformasyonlara rağmen bu artış az olacaktır. Sonuç olarak SLD'deki tendon büyük artışları hesaba katılmamaktadır.

Öngerilmeli elemanlarda YMB kullanmanın özel bir avantajı da dökümden kısa bir zama sonra çekmenin mümkün olabilmesidir. Bu olay serbest konsol yöntemiyle inşa edilen köprülerde kullanılmıştır. Çekme, segmentin bükümünden 24-36 saat sonra taşınabilmektedir.

3.3.2 Öngerilme Kuvvetlerinin Belirlenmesi

Öngerme kuvvetlerinin ortalama değerleri (a) veya (b)'den uygun olanı ile bulunur.

(a) Önçekmeli elemanlar için:

$$P_{m,t} = P_0 - \Delta P_t(t) - \Delta P_{\mu}(X) - \Delta P_c \quad (3.5a)$$

(b) Sonradan çekmeli elemanlar için:

$$P_{m,t} = P_0 - \Delta P_t(t) - \Delta P_m(X) - \Delta P_{sl} \quad (3.5b)$$

Yukarıdaki formülde;

$P_{m,t}$, t anında ve elemanın herhangi bir noktasında öngörme kuvvetlerinin ortalama değerini vermektedir.

P_0 : Gerilmeden hemen sonra tendonun aktif ucundaki ilk kuvvet

$\Delta P_m(X)$: Sürtünmeden dolayı oluşan kayıp

ΔP_{s1} : Tendonun kilitlenmesinden olan kayıp,

$\Delta P_t(t)$: t anındaki sünme, rötre ve trelaksasyon nedeniyle oluşan kayıp,

ΔP_c : Elemanın transfer sırasındaki elastik deformasyonu oluşan kayıp,

Sürtünme ankraj kayması ve sünme oluşan kayıpların hesaplanması için Bkz. FIP Tavsiyeleri "Betonarme ve Öngermeli Beton Yapıların Pratik Tasarımı" /3.3/

3.3.3 Servis Koşullarında Öngermenin Etkileri

Öngörme nedeni ile oluşan dengesel olarak sabit ve sabit olmayan iç kuvvetler ve momentler elastik teori yardımı ile hesaplanmalıdır. Genellikle, öngermenin ortalama değeri, P_m , kullanılabilir. Yapının öngörme etkisine karşı çok zayıf olduğu durumlar da başka bir sistem düşünülmeli veya öngörme, $1.1P_m$ ve $0.9P_m$ değerlerinin alt ve üst limitleri kullanılarak tayin edilmelidir.

3.3.4 Öngerilmenin SLD'de Etkisi

Yapı çözümlemesi bölüm 3.1.6.2'ye göre yapılmalıdır.

Uygulanan etkiler altında yapının mukavemet kontrolü yapılırken, öngermeli çelik, donatı çeliğinde olduğu gibi direnç gösteren eleman olarak düşünülmelidir. Öngermeli Hiperstatik bağlardan dolayı ve ikincil etkileri de hesaba katılabilir.

Öngörme yalnızca, ankraj ve yoğun tendon sapmaları yakınındaki yükler için bölgesel mukavemet kontrolleri ve bir elemanın öngörme transferindeki global mukavemet kontrolü sırasında hesaba katılmalıdır. Eğer öngörme etkisinin önemli veya önemsiz olması durumlarında, sırasıyla $1.1P_m$ ve $0.9P_m$ öngörme tasarım değerleri kullanılmalıdır.

Binalar (veya benzer yüklemeli yapılar) düşünüldüğünde, uzun süreli sehimler şu şekilde bulunabilir.

Çatlaksız yapılarda ($M_d < M_r$ olması halinde);

$$a = (1 + \varphi) \cdot a_c \quad (3.6a)$$

Çatlak oluşumu kabul edilen yapılarda ($M_d \geq M_r$);

$$a = (h/d)^3 \cdot \eta \cdot (1 - 20 \rho'_m) \cdot a_c \quad (3.6b)$$

Burada;

a_c : homojen kesitlerde rijidite ile hesaplanmış elastik sehim (Donatı hesaba katılmadan);

M_d : Tekrarlı etki altında, kiriş veya plak orta noktasında veya konsolun sabit ucundaki eğilme momenti;

ρ_m : hesap yapılan açıklık veya alandaki çekme donatısını geometrik yüzde ortalaması;

ρ'_m : hesap yapılan açıklık veya alandaki basınç donatısının geometrik yüzde ortalaması;

η : Normal beton için donatı, çatlama, sünme etkisini de içeren düzeltme faktörü (Bkz. Tablo 3.3) ($\varphi = 2.5$)

Tablo 3.3 Öteleme tahmini hesabı için η düzeltme faktörü

ρ_m (%) :	0.15	0.2	0.3	0.5	0.75	1.0	1.5
η :	10	8	6	4	3	2.5	2

Bir aralıktaki ρ ve ρ'_m ortalama yüzde değerleri, deneysel olarak seçilebilir veya MC90/3.2' de gösterilen eğilme momenti diyagramlarından tahmin edilebilir.

Bu yöntem aynı zamanda öngermeli elemanlar için de geçerlidir. Öngermeli tendonların kuvvet sapmasına neden olduğu elastik sehim " a_c " hesabında ve betondaki basınç kuvvetlerine hesaba katıldığı çatlama momentlerini hesabında öngermenin etkileri önem kazanır. Normalde öngermeli yapılar yarı-sürekli yüklerin etkisiyle çatlamazlar. Ama böyle bir durum olursa, denklem (3.6b) uzun süreli tahmin yapabilmek için çok ihtiyatlı sonuçlar verir.

Yüksek mukavemetli beton kullanıldığı durumlarda uzun süreli sehimler büyük ölçüde azalır. Bunun başlıca sebepleri betonun elastisite modülü, çekme gerilmesi ve sünme katsayısı gibi özellikleri iyileşmesidir, bkz. bölüm 4.3.4 (3.6)'daki denklemler genele yöneliktir, sadece ana parametreleri hesaba katarlar ve uzun-süreli sehimler için yeterlidirler. Bu sebeple, düzeltme faktörü η yerine son sünme katsayısı $\phi = 2.5$ kullanıldığı sürece, aynı denklemler, yüksek mukavemetli beton yapılar için de geçerlidir. Düzeltme faktörü n normal beton kullanımında iyi bir ortalama değer verir. YMB ile sünme katsayısının değerleri önemli bir ölçüde küçültülebilir. Bu olumlu etki, η faktörünün aşağıdaki şekilde tadil edilmesiyle, sehim tahmininde kullanılabilir (Jacoud /3.14/):

$$\eta(\phi) = [(5 + \phi) / 7.5] \cdot \eta \quad (3.7)$$

3.4.2 Çatlak kontrolü

3.4.2.1 Genel Koşullar

Çatlama limit durumları ile ilgili normal, avrupa standartları 2 /3.1/ ve CEB/FIP Model kodu MC90/3.2/ 'de beton için verilen bütün koşullar ve gereksemeler, YBM için de geçerlidir. YMB kullanımı sırasında moment için, çatlak genişliği ile ilgili hiç bir sınırlamayı değiştirmeye gerek yoktur.

Doğrudan yükleme veya deformasyonlardan engelleme sonucu oluşan eğilme, kayma, burulma veya çekme gibi yüklerin hiçbirinde çatlama engellenememektedir. Bu yüzden çatlak, yapının amacına uygun çalışmasını, dayanıklılığını bozmayacak, dış görünümünün koruyacak limitler altında tutulur.

Özel gereksinimlerin eksikliğinde (Örneğin su tutma koşulları) ve yarı-süreli veya tekrarlı yükleme durumlarında, tasarım çatlağı için maksimum limit, 0.3 mm.dir. Bu sayı normal beton kullanımında ve yumuşak iklimli ortamlarda yeterli olur. Ortamın daha kuru olduğu durumlarda, öngermeli elemanlarda çatlak genişliği daha önemlidir. Böyle durumlarda maksimum tasarım çatlağı genişliği 0.2 mm.'ye iner.

Çatlak limitleri normalde aşağıdaki koşullar sağlanarak edilecek şekilde belirlenmiştir.

- a. Az veya çok, çekmeye uğrayan bütün kesitlerde, çatlama yükünün üzerine çıkılmadan hiç bir donatıda akma olmayacağı temin edilmeli, donatı aderans kuvveti minimum bir değerin altına inmemelidir.
- b. Çatlak genişliğinin sınırlandırmak için, çelik gerilmeleri, aralıkları veya çapları sınırlandırmıştır.

Bu koşullar betonda çekme oluşan öngermeli elemanlarda da geçerlidir.

3.4.2.2 Minimum Donatı Alanları

Ayrıntılı hesaplarla daha azının yettiği bulunmadığı sürece minimum donatı alanları aşağıdaki denkleme göre bulunur, EC 2 /3.1/ ve MC 90/3.2/

$$A_s = K_c \cdot K \cdot f_{ct,ef} \cdot A_{ct} / \sigma_s \quad (3.8)$$

Burada;

A_s : Çekme bölgesindeki donatı alanı,

A_{ct} : Çekme bölgesindeki beton alanı. Çekme bölgesi, kesitin çatlak oluşmadan hemen önce çekme altında kalan kısmıdır

σ_s : Çatlağın oluşumundan hemen sonra donatının taşıyabileceği maksimum yük,

$f_{ct,ef}$: Çatlağın oluşması beklendiği anda betonun efektif olan çekme gerilmesinin üst oran değeri 28 günün altında güvenli bir çatlama sağlanmayacağı için, minimum çekme gerilmesi 3 N/mm² olarak alınabilir.

K_c : Birincil çatlama kesitindeki gerilme dağılımı katsayısı. Gerilme dağılımı, yüklerin ve deformasyonların kombinasyonu sonucunda oluşmaktadır.

= 1.0 eksenel çekme için

= 0.4 Normal basınç kuvvetlerinin bulunmadığı eğilimde yalnız normal basınç kuvvetine maruz kalan öngermeli ve betonarme elemanlar için donatı alanı, yalnızca eğilmeye maruz kalma durumunda gerekli olandan azdır.

K : Deformasyonlara maruz engelin, kesit şekiline ve boyutuna bağlı katsayı bu katsayı kendi kendine dengelenen etkilerden oluşan çekme gerilmelerinde bir azalma sağlar.

$$0.4 \leq K \leq 1.0$$

- 0.3 m.den dar dikdörtgen kesitler ve kutu kesitlerin çekme halatları için $K = 0.8$
- 0.8 m.'den geniş dikdörtgen kesitler ve kutuların gövde kısımları için $K = 0.5$
- Aradaki durumlar için enterpolasyon yapılabilir.

Minimum donatı alanlarını veren denklem (3.8) aynı zamanda yüksek mukavemetli beton için de geçerlidir. Bu formüldeki f_{ct} , serbest bir parametredir. Jacoud /3.16/, König /3.17/ ve Schiessl /3.18/ tarafından yapılan teorik ve deneysel sonuçlara göre minimum donatı alanı, çatlak oluştuğu anda betondaki çekme gerilmesi ile orantılıdır.

Yapılan bazı araştırmalara göre /3.16/ ve /3.18/, denklem (3.8)'de aşağıdakileri kullanmak daha uygun olur.

- $f_{ct,ef}$: Yerine betonun ortalama çekme gerilmesi f_{ctm}
- Betonun çekme gerilmesi akma gerilmesinin %80-90' ı ile sınırlamalı.

3.4.2.3 Çatlak Geniliklerinin Hesaplanması:

Tek çatlak durumunda (çatlak oluşum evresi, genel engel çatlama), ortalama çatlak genişliği şöyle hesaplanır:

$$W_m = 2 \cdot l_t \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (3.9a)$$

Dengeli çatlak modelinde (yük azaltmalı çatlama), ortalama çatlak genişliği şöyle hesaplanır:

$$W_m = S_{rm} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (3.9b)$$

Burada;

l_t : İletme boyu (bkz. 3.2.1 ve 3.4). l_t değeri genellikle şöyle tanımlanır:

$$l_t = S_0 + K_1 \cdot K_2 \cdot \phi / 4 \rho_{ef} \quad (3.10)$$

S_{rm} : Uç noktalar (l_t ile $2l_t$) arasındaki çatlak aralığı;

ε_{sm} : $2l_t$ veya S_{rm} uzunlukları arasındaki erteleme birim deformasyon değıştirmesi (bkız. bölüm 3.2.2 ve Şekil 3.4) ;

ε_{cm} : $2l_t$ veya S_{rm} uzunlukları arasındaki erteleme beton şekil değıştirmesi (rötre etkisini içeriyor)

S_0 : Çatlak sonucunda aderans performansındaki azalmaya karşılık gelen geometrik değer (yazarına bağılı olarak 15-30 mm arasında değışir) ;

ϕ : Çubuk çapı.

ρ_{ef} : Çekme altındaki beton alanındaki (çekme donatısını çevreleyen beton alanındaki) efektif donatı oranı;

K_1 : Donatının bölüm 3.2.2.2'de açıklanan aderans yetenek katsayısı (bkz. Tablo 3.1)

K_2 : Çekme gerilmesi dağılım biçimi katsayısı;

= 1.0 saf çekme için

= 0.5 eğilme için

Çatlak genişliklerinin üst karakteristik değeri şöyle hesaplanır:

$$W_k = K_3 \cdot W_m \quad (3.11)$$

Burada;

K_3 ortalama çelik genişliği katsayısı. Bu katsayı 1.3 ile 1.7 arasındadır. (bkz CEB Elkitabı /3.4/ ve Schiessl /3.18/). König /3.17/ ve CEB-FIP Model standardı /3.2/ tarafından $K_3 = 1.5$ değeri kabul edilmiştir.

Çatlak genişliği hesabı için yazılan tüm bu veriler, normal beton ile yapılan pek çok deneysel veri sonucunda ortaya çıkmıştır (bkz. /3.15/ - /3.18/). Charif ve Favre'nin son çalışmalarına göre, betonarme yapıların çatlama davranışlarında YMB kullanımı ile birlikte olmuştur. Herşeye karşın, bu olumlu gelişmenin sayısal verilere dayanabilmesi için daha fazla araştırmaya ihtiyaç vardır. (3.9) ve (3.11) ' de belirtilenler YMB için de kullanılabilir ve güvenli faktörü daha da artmış olur.

3.2.2.4. Doğrudan Hesaplama Yapmadan Çatlak Kontrolü:

a) Önemli bir çekme olmadan, eğilmeye uğrayan binalarda betonarme veya öngermeli plakalarda çatlak kontrolüne gerek yoktur. (toplam derinlik 200 mm'yi geçmemek ve olağan ayırtılama kurallarına bağlı kalınmak kaydıyla).

b) Bölüm 3.4.2.2 'de verilen minimum donatının sağlandığı durumlarda, çaylak genişliklerinin kabul edilebilir değerleri ve araları açık çubuklarda kontrolsüz çatlamanın önlenmesi, çubuk aralıklarının veya çubuk saplarının sınırlandırılması ile sağlanır. Tablo 3.4 ve tablo 3.5 'deki değerler çatlak genişliklerinin bölüm 3.4.2.1.'de verilen değerlerin aşılmamasını sağlamak amacı ile tasarım edilmiştir Şunu da eklemek gerekir ki, nadiren daha geniş çatlamalara da rastlanılabilir, ama bu durum çok önemli sonuçlar doğurmaz.

Aşağıda verilen koşullar sağlandığı sürece, çatlak genişliklerinde aşırılıklar engellenmiş olur:

-Engelleme sonucu ortaya çıkan çatlaklarda, tablo 3.4'de verilen çubuk boyları aşılmamalıdır. (çelik Gerilmesi çatlama dan hemen sonra ölçülmüştür).

-Yükleme nedeniyle ortaya çıkan çatlaklarda, tablo 3.4' veya tablo 3.5'den birisindeki kısıtlamalar kullanılabilir.

Tablo 3.4. Yüksek aderans yetenekli çubuklar ile normal beton için maksimum çubuk çapları ($f_{ctm} = 2.5 \text{ N/mm}^2$) ve ($d/h = 0.9$) kabul edilmiştir.

<u>Çelik Gerilmesi</u> (N/mm^2)	<u>Maksimum Çubuk Boyutları</u>	
	<u>Betonarme Kesitler</u>	<u>Öngermeli Kesitler</u>
	<u>$W_k = 0.3 \text{ mm}$</u>	<u>$W_k = 0.2 \text{ mm}$</u>
160	32	25
200	25	16
240	20	12
280	16	8
320	12	6
360	10	(5)
400	8	(4)
450	(6)	-

Yukarıda verilen maksimum çubuk çapları Schiessl /3.18/ tarafından, bölüm 3.4.2.3.'de verilen temel bağıntılardan yararlanılarak, çekme gerilmesi 2.5 N/mm^2 normal beton için hesaplanmıştır. Beton çekme gerilmesinin başka bir değeri için referans /3.18/ ve standart /3.1/ ve /3.2/ 'ye bakınız. Çubuk çaplarını veren tablodaki değerler, çekme gerilmesinin efektif değerleri ile orantılı olarak değiştirilebilir.

Aderans yeteneklerinin standart olduğu varsayılırsa, tablo 3.4 'deki değerler YMB için de kullanılabilir. Yeni ve daha kesin deneysel sonuçlar bulunana kadar bu değerler, monotonik kısa süreli ve sürekli yüklemelerde daha güvenli sonuçlar verir. YMB kullanımı durumunda Tablo 3.4.2' de verilen çubuk çapları aşağıdaki gibi değiştirilebilir:

$$\phi = \phi^* \cdot f_{ctm} / 2.5 \quad (3.12)$$

Burada;

ϕ : Betonun efektif aderans yeteneğine bağlı maksimum çubuk boyutları.

ϕ^* : Tablo 3.4'de verilen maksimum çubuk boyu

Tablo 3.5. Normal ve YMB için maksimum çubuk açıklıkları.

<u>ÇELİK GERİLMESİ</u> $\sigma_s(N/mm^2)$	<u>MAKSİMUM ÇUBUK AÇIKLIĞI s(mm)</u>		
	<u>Basit eğilme</u>	<u>Basit çekme</u>	<u>Öngermeli Kesitler (eğilme)</u>
160	300	200	200
200	250	150	150
240	200	125	100
280	150	75	50
320	100	-	-
360	50	-	-

Tablo 3.4 ve 3.5 'de kullanılan çelik gerilmeleri, yarı-sürekli yüklemeli betonarme ve tekrarlı yüklemeli öngermeli betonlar için kullanılır. Öngermeli beton kesitlerde, donatıdaki gerilmeler hesaplanırken, öngerme bir dış kuvvet olarak alınmalıdır ve yükleme sonucu tendonlarda gerilme artışına izin verilmemelidir.

4. YAPI ELEMANLARI

4.1 Kolonlar:

YMB'nin Bölüm 2.2'de anlattığımız temel mekanik özellikleri, eleman ve yapıların tasarımını etkiler. Bu özelliklerin etkilerini anlamak için modeller üzerinde bazı araştırmalar yapılmıştır, /4.1-4.9/.

4.1.1 Beton ve Çeliğin Mukavemet Katkısı:

Son mukavemet, beton kolonların tasarımında birincil önem taşıyan özelliktir. Şu anda geçerli olan tasarım yönteminde betonun ve çeliğin mukavemetlerinin doğrudan toplanması kuralı kullanılmaktadır.

Düşük normal mukavemetli betonlarda, gerilme-şekil değiştirme davranışındaki lineerlik, 0.001 şekil değiştirmeye yaklaşıldığında bozulur. 0.002 şekil değiştirmede ise eğrilik sıfıra yaklaşır. Bu yüzden betonun lineerliği bozulmaya başladığı zaman çelik hala elastik bölgededir ve yük artışını taşıyabilecek kapasitededir. Normal bir donatının akma mukavemeti yaklaşık olarak 400-500 N/mm² 'dir. Betonun maksimum mukavemetine ulaşılması ile birlikte, donatı da akma mukavemetine ulaşır. (Bkz. Şekil 2.13)

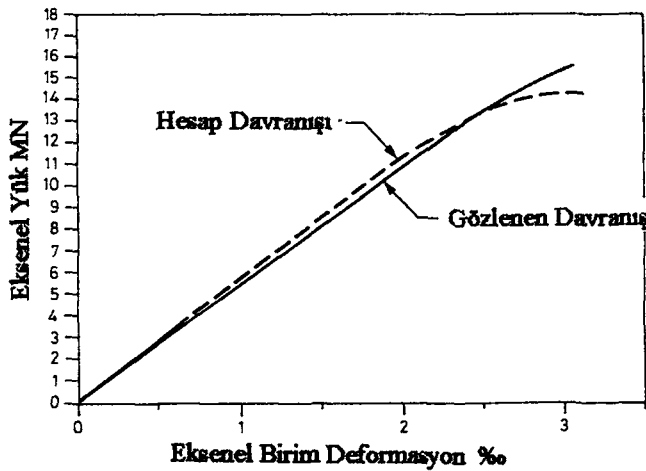
YMB'de gerilme-şekil değiştirme grafiği daha doğrusaldır ve düşük mukavemetli betona göre şekil değiştirme kapasitesi daha fazladır.(Bölüm 2.2.2.2). YMB kolon donatısı, daha beton maksimum mukavemetine ulaşmadan akmayay uğrar ve aynı gerilme değerini beton, azami akma gerilmesine ulaşana kadar korur. Maksimum beton gerilmesindeki şekil değiştirme kapasitesinden yüksek kapasiteli bir donatı elverişli değildir. Çünkü son beton gerilmesine ulaşıldıktan sonra yapı aniden göçecektir.

Hoiseth /4.3/ ve Bjerkeli /4.8/ tarafından, silindirik mukavemeti 75-100 N/mm² olan normal yoğunluktaki kolonlar ve hafif çakıllı betonlar için yapılan deneylerde doğrudan toplama kuralının YMB için de geçerli olduğu görülmüştür. Deney sırasında alınan birim deformasyon kayıtlarına göre çelik ve beton birim deformasyonları son kapasiteye ulaşılana kadar birbirlerine çok yakın değerler göstermiştir.

Deney modeli ile standart basınç deney silindiri arasındaki oran deney /4.3/ 'e göre 0.82'dir, deney /4.3/ 'e göre 0.94-0.96'dır. ACI komitesinin 363 nolu raporuna göre, normal mukavemetli beton için bu faktör 0.85'tir.

Büyük boyutlu (300x500x2000 mm) eksenel yüklemeli kolonlarda elde edilen yük deformasyon kayıtları (Bjerkeli /4.8/), YMB'nin gerilme-birim deformasyon kayıtları ile karşılaştırılmıştır. Norveç Beton Standartları, ND ve LWA betonları için bu karşılaştırmanın bir örneğini bulundurmaktadır. Bu örnekte 108 N/mm² olan ND betonunun malzeme özellikleri kullanılmıştır. Hesaplarda, silindirik elemanlarda yapılan deneylerden elde edilen, elastisite modülü ($E_c=33800$ N/mm²) ve maksimum beton gerilmesine ulaşıldığındaki birim deformasyon ($\epsilon_{co}=2.98$ 0/00) değerleri kullanılmıştır.

Yapısal mukavemet f_{cn} , $0.85.f_c$ 'ye eşit alınmış ($f_c'=99.4$ N/mm²) ve doğrudan toplama kuralı uygulanmıştır. Şekil 4.1'den de görüldüğü üzere deneysel ve teorik grafikler maksimum yükler dışında birbirine yakındır. Bunun nedeni, yapısal mukavemet, silindirik mukavemetin 0.85 değil 0.95 katı olmasıdır. Yalnız burada önemli bir noktaya değinmemiz gerekmektedir. Normal mukavemetli betonun Norveç beton standardı deneylerine göre bulunan elastiklik modülü, Japon Mugumura /4.9/ tarafından yapılan kolon deneylerinde bulunan sonuçlardan %25-30 oranında daha küçük çıkmıştır. Öyleyse betonun basınç mukavemeti ile önemli gerilme-birim deformasyon parametreleri arasında tek bir bağıntı yoktur. örnek olarak elastisite modülü ile maksimum gerilmedeki birim deformasyona bakılabilir.



Şekil 4.1 Normal Yoğunluklu Beton Kolonlar İçin Teorik ve Deneysel Yük-Birim Deformasyon Eğrilerinin Karşılaştırılması (28 günlük silindir mukavemet 94.2 N/mm²)

4.1.2 Kuşatma Donatısının Etkisi

Kolonlardaki yatay kuşatma çeliğinin iki yararlı etkisi vardır: çekirdek betonun mukavemetini ve betonun eksenel birim deformasyon kapasitesini artırır, daha sünek bir kırılma sağlar. /4.1/ Dikdörtgen veya kare yada dikdörtgen halkalara oranla spiral kuşatma donatısı daha etkilidir.

Martinez /4.5/, Ahmad ve Shah /4.2/, Dal Busco /4.11/ ve Bjerkeli /4.8/ tarafından yapılan deneylere göre spiral veya halka donatı sayesinde artırılan yatay halka basıncının, pas betonunun azami gerilme ve birim deformasyon değerleri üzerinde önemli bir etkisi yoktur. İdeal yatay halka basıncı yoluyla basınç mukavemetinde bir artış sağlanması sadece deneysel verilere dayanmaktadır. /4.1/

$$\Delta f_{lc} = 4.0. f_2 \quad (4.1)$$

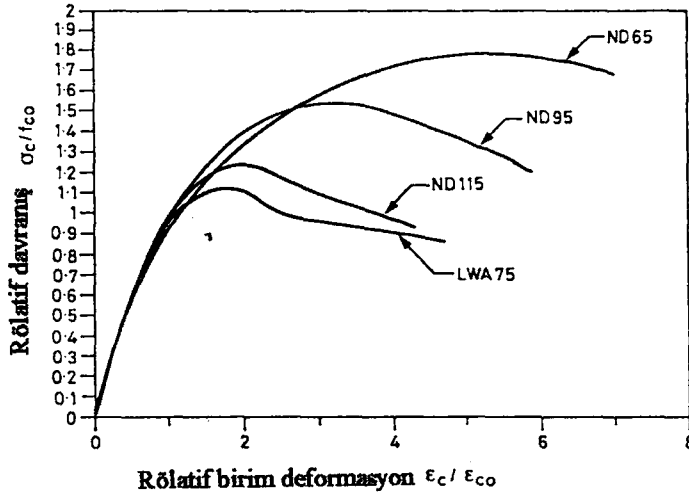
Burada;

Δf_{lc} : Basınç mukavemetindeki artış.

f_2 : İdeal, yatay halka basıncı.

"Kuşatma Faktörü" 4.0, düşük veya orta mukavemetli ve normal yoğunluklu beton üzerinde bulunan deneysel veriler sonucunda elde edilmiştir. Bjerkeli /4.8/ tarafından rapor edilen sonuçlarda bu değer, basınç mukavemeti 80 N/mm^2 üzerindeki normal betonlar için 3.0'e, hafif çakıllı betonlar içinse 1.5'e inmektedir. Kong /4.12/ halka kuvveti olarak su kullandığı üç eksenli testler sonucunda bu faktörü 3.0'e indirgendiğini onaylamıştır. Aynı onayda hafif çakıllı betonlar için faktör 2.0'ye indirgenmiştir. Kong tarafından ortaya atılan bu değerler Jensen ve Bjerkeli /4.13/ tarafından da test sonuçlarıyla desteklenmiştir.

Martinez /4.5/ ve Bjerkeli'nin /4.8/ bulgularına göre, beton mukavemetinin artması ile birlikte, son gerilmedeki birim deformasyon azalır ve gerilme-birim deformasyon eğrisinin azalan kolundaki eğim artar. Bu etkiler hafif agregalı betonlar için daha da belirginleşir. %3.1 spiral donatılı ve örtü betonsuz silindirik kolonlardaki gerilme birim deformasyon eğrisi şekil 4.2'de gösterilmiştir. /4.8/



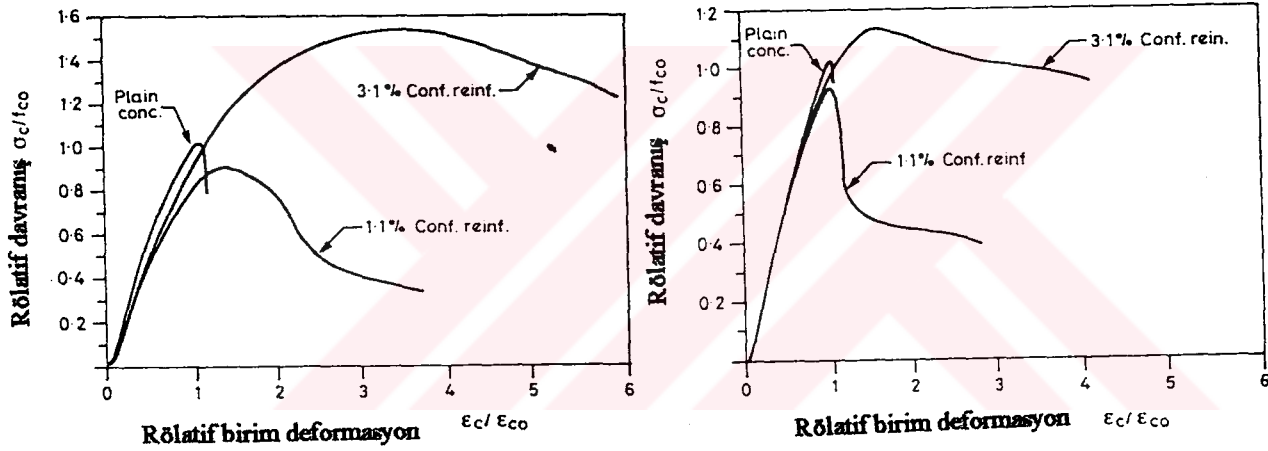
Şekil 4.2. 150x500 mm lik Halkalı Betonarme Kolonların Deneysel Gerilme-Birim Deformasyon Eğrisi (Beton Mukavemetinin Düktiliteye Etkisi)

Birim deformasyon değerleri, donatısız betonlarda son gerilmelere ve buna uygun birim deformasyonlara bağlı olarak verilmiştir. NY Normal yoğunluklu, HÇ hafif çakıllı betonu, sayılarda 28 gün kübik basınç mukavemetlerini göstermektedir

Buradan şu sonuca varabiliriz: YMB ile dökülmüş kolonlarda düşük mukavemetli betonlardaki sünekliğin sağlanabilmesi için daha fazla halka donatısı kullanılmalıdır. Elimizde Larrad /4.14/ tarafından yapılan değişik oranlarda halka donatısı kullanılarak dökülen silindirik YMB kolonları üzerinde yapılan test sonuçları vardır. Bjerkeli'ye göre /4.8/, büyük boyutlu (300x500x2000 mm) kolonlarda örtü betonunun (20 mm) son gerilme anındaki birim deformasyona ulaşıldığında döküldüğü gözlenmiştir. Dökülme olayı aniden ve yüklemenin %85-90'ına erişildiği zaman çatlamlar halinde gözlenmiştir.

Kuşatmalı YMB kolonlarının gerilme-birim deformasyon ilişkisini formüle etmek amacı ile Ahmad ve Shah /4.2/, Bjerkeli /4.8/ ve Mugumura /4.15/ tarafından çözümsel modeller oluşturulmuştur. Bu modellerin çoğu, sınırlı sayıda deneysel veri üzerine oturmaktadır. Bu sebeple düşük, orta ve yüksek mukavemetli betonlar üzerinde ve halkalı betonların davranışını etkileyen parametrelerinde hesaba katıldığı deney sonuçlarına dayanan daha genel modellere ihtiyaç vardır. Eleman boyutu ve şekli, miktarı, mukavemeti, kuşatma donatısı aralığı, ana çelik donatının dağılımı bu parametrelere örnek olarak verilebilir.

Kesit şeklinin ve değişik kuşatma donatısı oranlarının, YMB kolonların yük-deformasyon ilişkisi üzerindeki etkisi (28 günlük küp mukavemeti 95 N/mm^2) Şekil 4.3 'de gösterilmiştir. Kare (Şekil 4.3a) ve silindirik (Şekil 4.3b) kolonların eş kesitlerinde gerilme-birim deformasyon davranışları karşılaştırılmıştır. Kolonlar örtü beton payı bırakılmadan dökülmüştür. Hacimsel olarak % 1.1 ve % 3.1 oranlarında halka donatılı kolonların gerilme-birim deformasyon grafiği, donatısız betonun son gerilme ve birim deformasyonu ile karşılaştırılmalı olarak verilmiştir. Şekil 4.3 'den şu sonuca varabiliriz; halka donatısındaki artış beraberinde son gerilmelerin ve birim deformasyonların artışı ve gerilme-birim deformasyon eğrisinin azalan bölümünün eğiminde azalış getirir. Bu gelişmelerin büyüklükleri, kesit geometrisine bağlıdır. Çok yüksek sayıdaki halka donatısı ile mukavemette bir artış gözlenir.



a) Silindirik NY95 kolonu

b) Kare NY95 kolonu

Şekil 4.3. Donatı Oranının ve Kesit Geometrisinin YMB Kolonların Sünekliği Üzerindeki Etkisi.

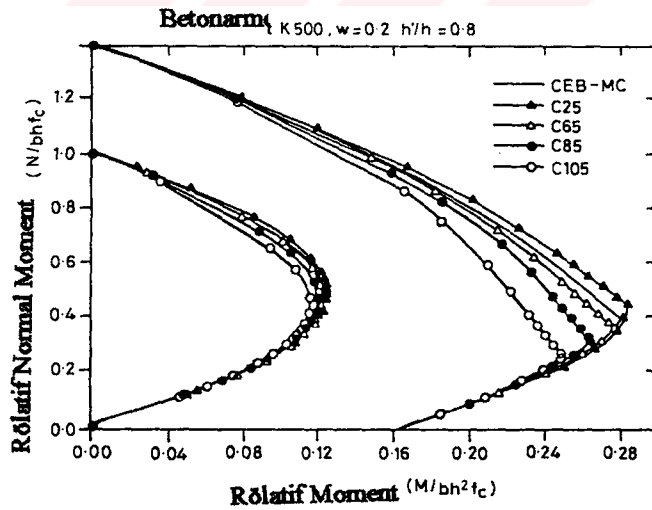
Eksenel yüklemeye ve kayma yüklemesine maruz kalan yanıl kuşatma donatılı davranış özellikleri Abdel-Fattah ve Anmad /4.16/ tarafından araştırılmıştır. Yanıl kuşatma donatılı kolonlarda kayma gerilmelerinin gerilme-birim deformasyon özelliği üzerinde donatısız betonlardakinden daha az etkili olduğu görülmüştür. Yanıl kuşatam donatılı kolonların ikinci tepe süneklikleri, kayma gerilmeleri uygulanmasına ve basınç gerilmelerinin kalkması nedeniyle azalmıştır.

4.1.3. Narin Kolonlar:

Lineer olmayan çözümleme teknikleri konusunda verilen temel malzeme özellikleri kullanılarak, narin kolonların davranış özellikleri tahmin edilebilir (örneğin kolon-defleksiyon senkronu).

Thorenfelt /4.7/ tarafından C25 'den C105 'e kadar beton sınıfları için eksenel yük -moment karşılıklı etki eğrisi Şekil 4.4'de verilmiştir. Bu grafik CEB parabolü ve simetrik donatılı betonarme kesitler ile ilgili Norveç Standardı /4.10/ gerilme-birim deformasyon ilişkisi kullanılarak hesaplanmıştır.

Bu şekil göre farklı eğriler arasındaki değişiklik donatısız beton kesitlerin kapasitesinin düşük olduğunu ama gerilme-birim deformasyon diyagramının , denge noktası üzerinde betonarme kesitlerin kapasitesi için önemli bir etkendir. Temel etkisi denge noktasının alçalmasıdır. Etki dairesel kesitler için daha fazla , kutu kesitler için ise daha azdır. Ayrıca bu etki narinliği yüksek ve dış merkezliği orta dereceli olan kolonlar için önemlidir. Norveç Standartı /4.10/ beton sınıfı C55 'in üzerinde halka donatılı kolonların tasarımında beton mukavemet kapasitesinde bir artış olmadığı varsayılır.



Şekil 4.4 Dikdörtgen Kesitler İçin Eksenel Yük - Moment Karşılıklı Etki Eğrisi

4.2. Kirişler:

Kolonlarda olduğu gibi kirişlerde de Bölüm 2.2. de belirtilen etkilerin çoğu tasarımı etkiler;

4.2.1 Eğilme Kapasitesi :

4.2.1.1. Son Moment Kapasitesi :

Şekil 2.13 'de görüldüğü gibi YMB için basınç gerilmesi dağılımı, normal betonunkinden daha farklıdır. Eğrinin sarp ve lineer artan bölümü ile gerilme noktasından sonraki ani bir düşüş, eğilmeye maruz kalmış kirişlerin beton gerilme bileşkesinin konumunun ve büyüklüğünü etkiler.

Denge durumunun altında bulunan kirişlerin eğilme mukavemeti, çekme çeliği oranı ile belirlenmektedir. Basınç gerilmeleri dağılımından gelen etki ise azdır. Denge üstü kirişlerin eğilme mukavemeti daha çok gerilme birim deformasyon eğrisine bağlıdır. Beton basınç bileşkesinin konumu, kirişin basınç bölgesi arttıkça önem kazanır.

Değişik çelik oranlarında ve basınç gerilmesi dağılım sistemlerinde eğilme kapasiteleri Nielsen /4.18/ tarafından bildirilmiştir. Bernhardt /4.19/ , /4.20/ tarafından kirişlerin eğilme kapasiteleri ve üçgen gerilme bloğu varsayımına göre yapılan hesaplamaların karşılaştırılmasında denge üstü kirişlerde, genellikle kabul edilen parabol eğrisine oranla bir miktar ilerleme olduğu bildirilmiştir.

Maro /4.21/ denge ve denge üstü arasında bulunan sekiz kirişi test etmiştir. Bunların ikisi NMB , altısı da $50-76 \text{ N/mm}^2$ arasında YMB idi. Azami deneysel eğilme momentleri, klasik parabol adaptasyonu yöntemi ile yakın değerler göstermiştir.

De Stefano ve Sabina /4.22/ eğilme momenti ve eksenel kuvvetler etkisindeki YMB (silindirik basınç mukavemetleri 60 N/mm^2) elemanlar üzerinde yaptıkları deneylerde; küçük normal kuvvet ($\nu = 0.1$) ve büyük eksenel kuvvet ($\nu = 0.3$) kullanımlarıyla elde edilen son eğilme momentleri, klasik SLD ile hesaplanandan büyük çıkmıştır.

4.2.1.2. Eğilmede Dönme Kapasitesi:

Güvenlik açısından, yapı elemanlarının sünek davranış göstermesi gerekir. Çatlama ve gözle görülebilir deformasyonlar, açık uyarılardır ve olası bir çökmeyi haber verirler. Bunun yanında, yapıdaki yeterli süneklik, ekonomik bir tasarım, moment dağılımı, plastik deformasyon yeteneği sayesinde tekrarlı yüklemelerde (örneğin deprem) enerji taşıma yeteneği gibi avantajlar sağlar.

Kirişlerin sünekliği, dönme yeteneği ile ölçülür. Dönme genelde maksimum eğilme momenti altında plastik mafsallık dönmesi olarak tanımlanır.

Çekme kırılmasına sebep olan denge altı durumlarda, dönme kapasitesi çeliğin gerilme-birim deformasyon davranışına göre kontrol edilir ve donatının az olması ile artar. Yeterli süneklik sağlandığı durumlarda, YMB 'nin dönme kapasitesi, NMB'nunkine yakındır.

Beton kırılmasına sebep olan denge üstü durumlarda eğrilik dolayısı ile de dönme kapasitesi düşük olur. Basınç bölgesinin davranışı düşünülürse, gerilme-birim deformasyon eğrisinin şekli son kısalmadan daha önemli bir etkiye sahiptir /4.11/. Gerilme-birim deformasyon eğrisinde dikliğin azalmaya başladığı bölgede, dönme kapasitesi azalır.

Çekme rijitliğindeki artış (3.2.2.) sonucunda çelik birim deformasyonunda oluşan azalma yapının dönme kapasitesini de azaltır /4.63/. Aderans yapısının daha rijit olması nedeniyle YMB 'de bu azalma NMB 'dan daha fazla olacaktır.

Kolonlarda olduğu gibi YMB'nin sınırlı şekil değiştirme kapasitesi, kuşatma ve basınç donatısının artırılması ile geliştirilebilir. /4.6/ 'da değişik miktarlardaki kapalı etriyelerin ve basınç donatısının, basınç mukavemeti 59 N/mm^2 olan kirişler üzerindeki etkileri gösterilmiştir. Deneyler göstermiştir ki etriye çeliği aralığı azaltılarak kirişin sünekliği belli bir sınır değere kadar artırılabilir. Bu sınır aşıldığında, süneklikte sadece küçük gelişmeler sağlanabilir. Basınç çeliğinin artırılmasında sünekliği artırır ama verimi etriyeninkinden daha düşüktür. Hillerborg'a /4.64/ göre basınç çeliği efektif donatı yüzdesi kullanıldığı zaman etkilidir. Öyleyse dönme kapasitesi basınç çeliğinin artması ile artar diyebiliriz. Eğer eğilme momentleriyle birlikte kayma kuvvetleri de etki ederse, eğik çatlaklar ve biçim bozulması (distorsiyon) sonucu ek bir plastik mafsallık dönmesi oluşur. Bu etki CEB-FIP 1990 /4.23/ ortak bülteni tarafından " moment dağılımındaki artış, kiriş etriyesiyle çekme kuvvetlerinin ötelenmesine sebep olur " şeklinde açıklanmıştır.

4.2.2. Kayma Kapasitesi:

Bir kirişin toplam kayma direnci beton ve kayma donatısının toplam direncine eşittir. Beton direnci, betonun varsayılan çatlak tepesindeki çatlamamış kısmının diyagonal yüzeyindeki agrega kilitlemesi ve ana donatı çeliğinin dirençleri toplamına eşittir.

Betonarme kirişler için kayma kapasitesi kirişin kesitindeki kayma gerilmelerinden hesaplanır. CEB-FIP Model Standart 1978 tarafından sunulan yöntemle göre, kayma donatısı olmayan elemanların nominal beton kayma mukavemet parametresi şudur;

$$\tau_c = K (1 + 50\rho) \tau_{Rd} \quad (4.2)$$

Burada;

K : 1.6 - d (metre) > 1 derinlik faktörü

ρ : eğilme donatısı oranı (üst limit $\rho = 0.02$)

τ : tasarım beton kayma mukavemeti (standartlarda karakteristik beton mukavemeti f_{ck} oranıyla hesaplanır)

Seçilen beton mukavemet parametresine, değiştirmelere ve teorik yaklaşımlara göre tasarım parametreleri; farklı standartlarda değişik değerler alır. Bu yaklaşımların deneysel açıklama ve irdemeleri başka yerlerde bulunabilir /4.58 - 4.61/.

Beton mukavemeti etkisi irdelenirken tasarım amaçlı beton mukavemeti değerleri çekme mukavemetinin (veya tek doğrultulu beton basınç mukavemetinin) fonksiyonu olarak alınır. Beton mukavemet parametrelerinin beton basınç mukavemeti ile değişim karşılaştırmaları Şekil 4.5 'de gösterilmiştir.

YMB daki eğik çekme çatlaklarının düzgün bir yüzeyi olduğu Carrasquillo /4.24/ tarafından rapor edilmiş ve bu tür betonlarda agreganın bağlayıcı etkisinin azaldığı rapora eklenmiştir. Bernhardt /4.19/ tarafından test edilen değişik kayma aralıklarındaki kirişlerde basınç kemeri oluşumu gözlenmiştir. Gerçek beton direnci basınç kemeri etkisinden ayırlamadığı için, ölçülmesi zordur.

CEB-FIB Model Standart /4.15/ geleneksel kayma mukavemeti tahmin formülüne göre, boyuna donatının kayma mukavemetine katkısı, betonun çekme mukavemetiyle orantılıdır. Üst sınır beton mukavemetinden bağımsızdır. Bu varsayım normal boyuna donatılı, YMB 'nin eğik çatılama mukavemetinin olduğundan daha büyük çıkmasına neden olur. Ayrıca Thorenfeldt /4.26/ nin gözlemine göre derinlik faktörü de /4.15/ gerçek değerinden % 10 daha büyük çıkmaktadır.

Norveç Standardından /4.10/ uyarlanan geliştirilmiş tasarım kayma mukavemeti eşitliği aşağıdadır;

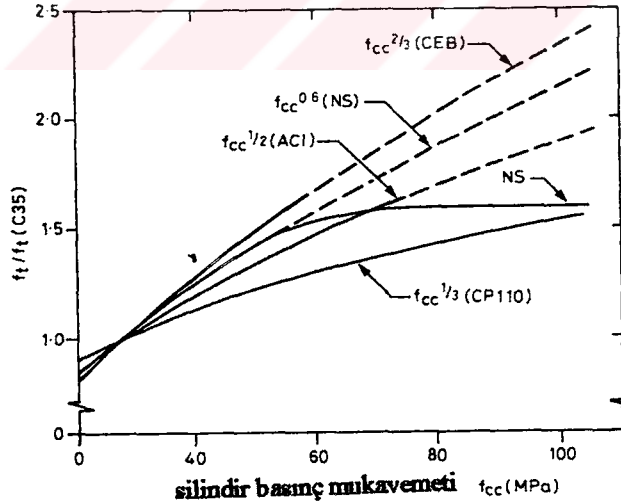
$$V_{cd} = 0.33 (f_{td} + 100 A_s \gamma_c b_w d) b_w d k_v \leq 0.66 f_{td} b_w d k_v \quad (4.3)$$

Burada;

k_v : Derinlik faktörü $1.4 > 1.5 - d > 1$

γ : Beton malzeme katsayısı ($\gamma_c = 1.4$)

Değişik beton mukavemetleri için yapısal çekme gerilmeleri Standart /4.10/ da verilmiştir. Beton kalitesi 74 N/mm^2 nin üzerinde olduğu durumlarda beton katkısı sabit alınmıştır.



Şekil 4.5 Beton Mukavemet Parametrelerinin Basınç Mukavemeti ile Değişiminin Karşılaştırılması

Thorenfeldt /4.26/ tarafından 23 betonarme kiriş (150/250 mm. , 300/500 mm. boyutlarında , etriyesiz ve dört değişik beton kalitesinden ND65, ND95, ND115, LWA 75 oluşan numuneler) üzerinde yapılan ve Ahmed /4.27/ tarafından onaylanan testlere göre denklem (4.3) de belirtilen değişimi uygulamak mümkündür. /4.27/ 'de kayma donatısı olmayan, tek donatılı betonarme kirişler üzerinde yapılan üç seri test (her testte 36 model denenmiştir) anlatılmıştır. Her seride beton basınç mukavemetleri yaklaşık olarak sabit bırakılmış, kesme açıklığı etkili derinlik oranı (a/d) ve boyuna çelik oranı değiştirilmiştir.

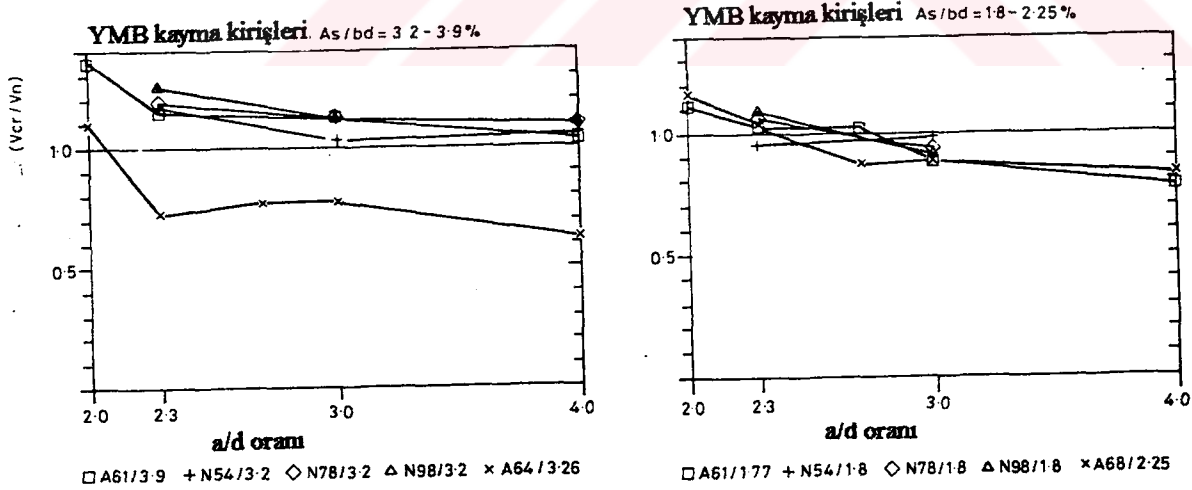
Şekil 4.6 'da /4.26/ ve /4.27/ de değişik a/d oranları için elde edilen eğik çatlama mukavemetleri gösterilmiştir. /4.27/ deki raporlarında içeren /4.26/ da yapılan araştırmalar doğrultusunda temel olarak şu sonuçlara varabiliriz;

- i. a/d oranının azalması (özellikle 3.0 'ın altına inmesi) boyuna donatı oranının artması (% 1.8 'den 3.2 'ye kadar) son kayma mukavemetini artırır.
- ii. Boyuna donatının % 2.3-4.0 değerleri için eğik çatlama mukavemetinin artışı donatı oranından çok kayma narinliğine bağlıdır. Ahmed /4.27/ 'ye göre % 2.3 'ün altındaki donatı oranlarının bu artışta büyük etkisi vardır.
- iii. Norveç Standartına uygulanan tadil edilmiş yapısal çekme mukavemeti , değişik türdeki YMB 'nin eğik çatlama mukavemet için iyi bir tahmin tabanı oluşturur. Yani, eğik çatlama mukavemeti, çekme ayırma mukavemeti ile orantılı olarak büyümeyiz ve silindirik basınç mukavemeti 80 N/mm² üzerinde olan normal yoğunluk betonları için sabit bir değer alır.
- vi. Silindir basınç mukavemeti 80 N/mm² üzerinde olan normal yoğunluk betonlarının kullanılması son kayma mukavemetinin azalmasına neden olur. Eğik çatlama mukavemeti yaklaşık olarak sabit kalır. Azalan kayma narinliği oranlarında, eğik çatlama sonucu doğrudan kırılma beklenebilir.
- v. Yüksek mukavemetli LWA (hafif agrega betonu) kirişlerinde , son mukavemet ve eğik çatlama arasındaki torkun büyüklüğü sebebiyle yüksek son kayma mukavemeti görülür.

/4.28/ 'de Elzanayt tarafından f_c , a/d ve ρ 'nun kayma mukavemetleri üzerindeki etkisini anlamak için tasarım yapılmış; etriyesiz 15 dikdörtgen kiriş ile testler yapılmıştır. Deneysel bulgulara göre etriyesi % 10-30 arasında olan YMB kirişlerinin kayma mukavemeti, ACI318-89 standart hesaplarında tahmin edilenden düşük çıkmaktadır. ACI 1983 de yayımlanan deney sonuçlarına göre; düşük mukavemetli betonlar için yeterli, orta ve yüksek mukavemetli betonlar için yetersiz kalmaktadır.

Etriyersiz kirişlerin kayma mukavemetleri ile ilgili sonuçlar yukarıda anlatılanlara uymaktadır. Çıkarılacak diğer bir sonuçta ACI318-89 'un ρ_w ve a/d etkilerini olduğundan az, artan beton mukavemeti etkisini ise olduğundan fazla tahmin etmesidir. Bu nedenle ACI318-89 'da bazı değişiklikler yapılmış ve kayma mukavemetine katkısı bulunduğu düşünülen durumlarda maksimum mukavemet 70 N/mm² ile sınırlandırılmıştır. Deneylerle de gösterildiği üzere, beton mukavemetindeki artış daha ani kayma kırılmalarına ve daha kaygan kırılma yüzeylerine neden olmaktadır.

Etriyeli kirişler için söylenenlere iki veri daha ilave edilebilir. Birincisi, Marro /4.21/ tarafından yükseklikleri 550 ile 800 mm arasında, etriye genişliği 100 mm. , etriye oranı orta, silindir basınç mukavemeti 100 N/mm² olan dokuz çift kiriş üzerinde , ikincisi ise; Lewi et Marro tarafından 10 m uzunluğunda, 1.05 m. yüksekliğinde, 120 mm. etriye genişliğinde, etriye oranı orta, silindir basınç mukavemeti 60 N/mm² olan yedi çift kiriş üzerinde yapılan deneylerden elde edilen verilerdir. Her iki araştırmacının da deneysel çıktıları birbiriyle uyum göstermiştir. Bu uyuma Avrupa Standartlarında açıklanan değişken metodundaki istisnalar da dahildir. Yüksek ve orta mukavemetli betonlarda sıfır değişken yaklaşımı, kayma donatısı elemanlarının tasarımında fayda sağlar.



A: ABD Testleri /4.27/ N: Norveç Testleri /4.26/

Şekil 4.6 Değişik a/d Oranlarındaki Kirişler İçin Elde Edilen Eğik Çatlama Mukavemeti Oranları

4.3 Plak ve Kabuklar:

Bu bölüm plak ve kabukları ve YMB 'nun bunlar üzerindeki etkileri incelenecektir. Plak ve kalbuklar üzerinde yapıp litaretüre geçen deneylerin çoğunda mukavemeti 20-40 N/mm² beton, az bir bölümde ise daha fazla mukavemetli beton kullanılmıştır. Dolayısı ile plak yükleri, zımbalama, kayma kapasitesi ve servis durumları gibi konularda sınırlı kalmıştır.

4.3.2. Yüzey Yükleri Etkisindeki Plaklar

Son yıllarda iki yönlü yüzeyde çekme/basınç yükleri etkisinin basınç rijitliği ve betonarme mukavemetinin bozulması üzerindeki etkileri tartışılmıştır /4.29 - 4.36/. Basınç ve çekme yüzeyse gerilmelerine maruz kalan betonarme panel ve palkaların davranış özellikleri ile ilgili bulunmuş çözümsel modeller, Dyngenland tarafından /4.37/ de bildirilmiştir. Çatlamış betonlarda büyük çekme birim deformasyonlarının basınç gerilmesi doğrultusuna normal yönde olması halinde genelde önemli bozulmalar sebep olduğu kabul edilmiştir. Ana çatla genişlikleri donatı akıyorsa veya donatı doğrultusu birincil çekme doğrultusundan farklılık gösteriyor ise ortaya çıkar. Bu konuda ortaya atılan deneysel bulgular şu anda düşük ve normal mukavemetli (basınç mukavemetleri 20-55 N/mm² arasında) betonlalar sınırlıdır.

Naaman /4.28/ 'e göre YMB 'u etkileyen değişkenler; normal beton için olanlarla aynıdır. Aa çatlak tahmininde kullanılan bu değişkenlerin değerleri bazen değişiklikler gösterebilir. Çünkü YMB 'nin aderans yeteneği, çekme ve basınç mukavemeti ile aynı oranda büyümmez. Bu Thorenfeldt /4.39/ 'in tek eksenli çekme yüklemesinde yoğun çatlamlar görülen plak testleri ile zıtlık gösterir. Yani basınç mukavemetinin arttığı durumlarda, aderans mukavemeti çekme mukavemetinden daha hızlı artar.

Thorenfeldt /4.39/ tarafından esas olarak üzerinde yoğunlaşılın; 20 betonarme plağın kullanıldığı ve YMB'un mu, yoksa normal mukavemetli betonun mu, basınç doğrultusuna paralel çatlama duyarlılığının daha fazla olduğunu araştıran deneysel programdır. Deneyde beton sınıfı, silindir basınç mukavemeti (58-80 N/mm² olan NYB, 60 N/mm² olan LWA) , donatı yönü (0 ve 45 derece), iki eksenli yükleme kombinasyonları değişken olarak kullanılmıştır.

Sonuçlar ise şunlardır;

i. Tek eksenli yüzey yüklemesi altındaki donatılı YMB plakların basınç mukavemeti, sabit şekil değiştirme hızıyla test edilen ϕ 100x300 boyutlarındaki silindir elemanlarının %80 'i kadardır. Bu mukavemet azlığı, yetersiz sıkıştırma sonucu plak betonunun mukavemetinin azalmasından, dış merkezli yüklemeye aşırı duyarlılıktan, yükleme hızı veya genel şekilsel etkilere bağlı olabilmekle birlikte tam sebebinin bulunabilmesi için atıfı bir çalışmaya ihtiyaç vardır.

ii. İki eksenli (çekme ve basınç) yüklemeye bağlı olarak, çatlamlar ve birim deformasyonlar sonucu ortaya çıkan kapasite azalması, Norveç Standart'ında /4.10/ öngörülenden azdır. Küp mukavemeti 65-95 N/mm² arasında değişen plakların bağıl mukavemetleri arasında önemli bir farklılık yoktur. Fakat plaklarda gözlenen düşük mukavemet, gevrek davranış sonucu oluşabilecek prematüre kırılmaları gündeme getirmektedir. Dyngeland 'ın /4.37/ raporuna göre 45 derece donatılı betonarme plaklarda bozulma % 15 'in altındadır.

iii. Yoğun çekme çatlamları 45 derece donatıyla yapılan iki deneyle onaylanmıştır. Ama boyuna donatı ile bu konuda deney yapılmamıştır. Referans olarak alınan araştırmalar 1990 yılındaki bültende yayımlanmıştır.

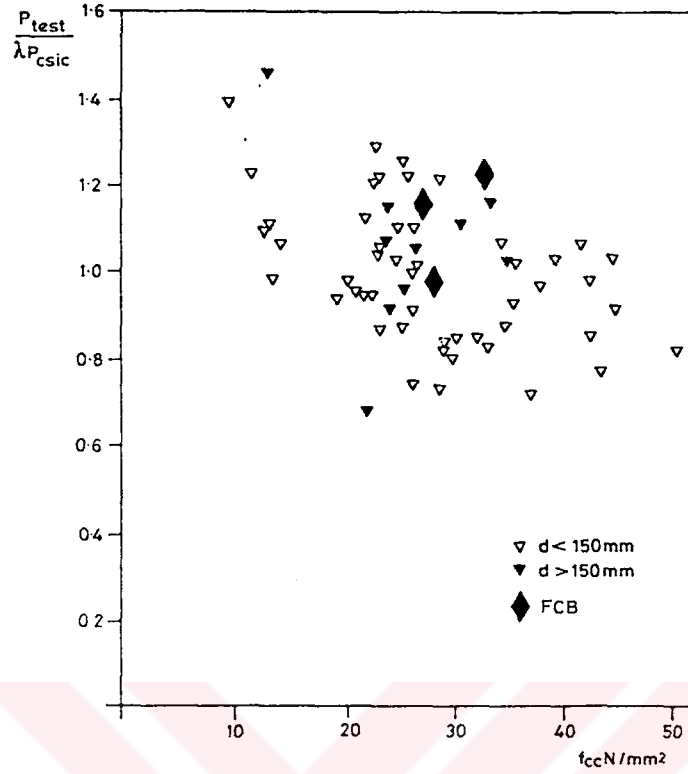
Norveç Standardına /4.10/ göre , iki yönlü yükleme sonucu tasarım basınç mukavemetindeki azalmalar f_{c2d} 'ye eşittir;

$$f_{c2d} = f_{cd} / (0.8 + 100 \epsilon_1) \leq f_{cd} \quad (4.4)$$

4.3.3. Zımbalama Kayma Kapasitesi :

CEB tarafından yayımlanan raporda; geçerli teorik zımbalama kayma hesaplama yöntemleri hakkında bir hatırlatma vardır. Bu kısımda, eldeki deneysel veriler ışığında zımbalama kayma mukavemetini etkileyen faktörler de irdelenmektedir Eldeki deney verileri , Adukiewicz /4.41/ tarafından da irdelenip özetlenmiştir.

Literatürlerde beton mukavemeti 20-40 N/mm² elemanlar ile ilgili yapılmış pekçok kayma testi olmakla birlikte, beton mukavemeti daha yüksek elemanlarla ilgili çok az test vardır. /4.40/ 'tan uyarlanan Şekil 4.7 'de deneysel ve FIB-CEB tarafından hesaplanmış zımbalama kayma mukavemetleri karşılaştırılmıştır. Artan beton basınç mukavemeti ile birlikte test kapasitesi teorik kapasitesi oranında açık bir azalam görülmektedir.



Şekil 4.7 Deney Sonuçlarıyla ve CEB-FIB Tarafından Hesaplanan Zımbalama Kayma Mukavemet Değerlerinin Karşılaştırılması

Kullanımdaki pek çok standartta geçen formüllerde; tasarım zımbalama yükleri, tasarım nominal kayma mukavemeti ve seçilen kontrol alanının ürünüdür. Kullanılan metoda bağlı olarak plaklarda zımbalama kayma kontrolü yapılırken alınan kritik yüzey yük yada direncin uygulandığı noktadan 1-1.5 d uzaktadır. Donatının, plak genişliğinin ve diğer parametrelerin etkileri faktörle belirlenmiştir. Uygulanan metodlar zımbalama olayının fiziksel yapısını tam olarak yansıtmamaktadır fakat iyi kalibre edilmesi halinde kabul edilebilir sonuçlar verir. Pek çok inşaat standartlarında kullanılan değişik tahmin parametrelerinin etkileri üzerinde yapılan analizler sonucunda, çokfarklı güvenlik faktörleri bulunmakla birlikte standartlarında tutarlılık gösterdiğini kaydedilmiştir.

Beton mukavemetlerinin $10-45 N/mm^2$ arasında sistematik bir şekilde değiştirilmesi ile elde edilen verilerde zımbalama direncinin beton basınç mukavemetine f_{cc} bağlı değişimi, f_{cc}^n ile orantılı olarak gösterilir ($1/3 < n < 2/3$). Ama $n = 2/3$ genelde büyük tahminlere yol açar. YMB üzerinde yapılan zımbalama kayma testlerinin yetersiz olması sebebiyle, Norveç Standartlarına /4.10/ göre zımbalama kayma direncinin beton mukavemeti ile artmadığı

varsayılmıştır. /4.10/ 'a göre beton basınç mukavemetine bağlı tasarım kayma direncinin değişimi 74 N/mm^2 'ye kadar devam eder, daha sonra sabit kalır.

LWA betonunun kullanıldığı durumlarda standartlarda yazılan çekme mukavemetleri bir faktör ile çarpılır ($0.3 + 0.7 \cdot \gamma / 2400$, $\gamma = \text{Beton özgül ağırlığı kg/m}^3$). Bu azalma faktörü, yoğunluğu $1600\text{-}1700 \text{ kg/m}^3$ ve silindir mukavemeti $25\text{-}30 \text{ N/mm}^2$ olan LWA plakları ile normal beton plakların zımbalama direnç deneyi /4.40/ bulgularına göre % 20 azalma gösterir. Bu gözlem henüz YMB için geçerli değildir.

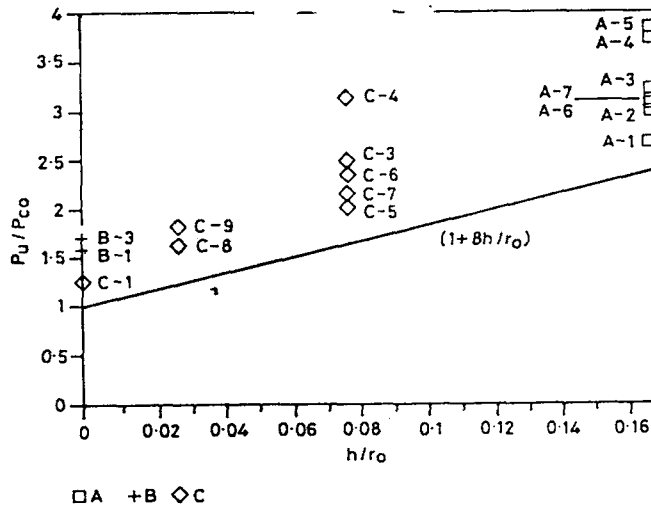
Betonarme silindirlerin delinmesi ilgili bir araştırmaya /4.35/ göre zımbalama direnci; kabuk kalınlığı / ortalama yarıçap oranının (h / r_0) artması ile doğru orantılıdır. Yani sadece şekle bağlıdır. $0 < h / r_0 < 0.2$ aralığında yapılan deneylerde, silindir için yaklaşık zımbalama kayma kapasitesi, düz plağın kapasitesinin düzeltme faktörü ile ($1 + 8 h / r_0$) çarpılmasıyla elde edilir. Faktör aynı zamanda kemer etkisi ve basınç gerilmesi etkisi gibi pek çok etkiyi de içerir. Şekil 4.8 'de Colbjorn /4.43/ , Birdy /4.44/ Tomaszewicz /4.45/ ve Norveç Standardı /4.10/ tasarım formülü tarafından bulunan zımbalama direnci eğrilmesinin karşılıklı etki değerlerini göstermektedir. Bu grafikte;

h : Kabuk kalınlığı

r_0 : Silindirin dış yarıçapı

P_u : Gözlenen zımbalama direnci

P_{co} : Standart 4 'e göre düz plakların zımbalama direnci ($\gamma_m = 1$ için)



A: /4.36/ dan B: /4.38/ den C: Test Serisi

Şekil 4.8 Zımbalama Direncine Silindir Geometrinin Etkisi

Test serisi C'den elde edilen sonuçlar, ACI, CEB - FIB -Dn V ve silindir etriyeli elemanların zımbalama direnci hesaplanması için uygulanan CP 110 yöntemlerinden elde edilen teorik sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Sayısal yöntemin kullanımı Braestrup /4.35/ tarafından bildirilmiştir. Sandbakk /4.39/ tarafından da lineer olmayan analiz uygulaması ile ilgili bir örnek irdelenmiştir. Çözümleme sonuçları plak ve silindir kabuklarda yapılan test sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Kırılma mekaniği ile ilgili bazı çalışmalar problemi boyut etkileri açısından yorumlayan Efgren /4.40/ tarafından araştırılmıştır. Deneysel bulgular göstermiştir ki; kalın elemanlar, ince elemanlara göre daha gevrek bir yapıdadırlar. YMB plakların zımbalama kayma etkisi hakkında böyle bir çalışma henüz bulunmamaktadır.

4.3.4. YMB Kullanımıyla Betonarme Plakların Servis Özelliklerinin Geliştirilmesi:

Son yıllarda betonarme plakların aşırı deformasyonu önemli bir problem halini almıştır. ACI komitesiyle birlikte, laboratuvar ve yerinde Jaccoud /4.48/ ve Tellenbach /4.49/ tarafından yapılan gözlemlerde, normal mukavemetli betonarme plakların gerçek uzun süreli sehimli lineer sehimden 6-12 kez daha büyük olabilmektedir. Elastik sehimdeki bu büyüme faktörü çatlama ve zamana bağlı etkilerden (sünme ve rötre) kaynaklanmaktadır.

YMB kullanımı betonarme plaklardaki uzun süreli deformasyonu büyük ölçüde azaltır. Azalmanın nedenleri, sünme deformasyonlarının azalması, elastisite modülünün, çekme mukavemetinin, çelik ve beton arasındaki aderans yeteneğinin artmasıdır.

Toplam 16 normal ve YMB betonarme plak ve çok sayıda ϕ 160 x 320 silindirik beton üzerinde yapılan test serisi /4.51/ ve /4.52/ ile ilgili veriler bulunmaktadır. Bu deneysel bulgular YMB 'nin uzun dönemli yapısal davranışı üzerinde uygulanan test programlarından sadece bir tanesidir. Bu deneylerin asıl amacı;

- i. Servis yükleri altındaki betonarme plakların davranış özelliklerinin tümünün (çatlama ve deformasyonlar) karşılaştırılması.
- ii. YMB'nin moment-eğrilik eğrisinin belirlenmesi
- iii. Plagın orta nokta etrafındaki pozitif moment etkisi ile mesnet etrafındaki negatif moment etkisi arasındaki davranışsal farklılıkların belirlenmesi.

Plak testlerinde kullanılan dört betonun özelliklerini özetleyecek olursak;

İki tanesi katkısız normal beton için,

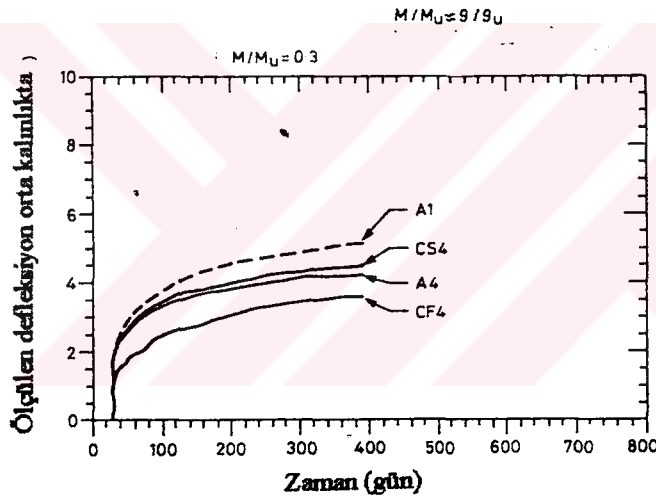
A1 300 kg/m³ normal portland çimentosu 28 günlük basınç mukavemeti 28 N/mm²

A4 375 kg/m³ normal portland çimentosu 28 günlük basınç mukavemeti 36 N/mm²

İki tanesi katkılı normal beton veya YMB için,

CS4 425 kg/m³ %2 süper plastikleştirici katkılı, normal portland çimentosu 28 günlük basınç mukavemeti 57 N/mm²

CF4 388 kg/m³ %2 süper plastikleştirici katkı, % 10 silis dumanı normal portland çimentosu 28 günlük basınç mukavemeti 71 N/mm².



Şekil 4.9 A1, A4, CS4, CF4 'den Yapılmış ve Son Yükün % 30 'u İle Bir Yıl Yüklenmiş Plaklardaki Sehim Oluşumu

Son yükün % 30 'u ile bir yıl yüklenmiş plaklardaki sehim oluşumu sonuçları Şekil 4.9 'da gösterilmiştir. Bu yükleme miktarında ve bir yıl sonra CS4 ve CF4 dökümlü plakların deplasmanları normal betonlara göre % 20- 40 daha az çıkmıştır. Bu bulgulardan çıkarılacak sonuçlar şöyle olmaktadır;

i. YMB ile dökülmüş betonarme plakların ani ve uzun süreli sehimleri, normal betona göre daha azdır. En az sehim (% 50 oranında) çatlama momentlerine yakın yüklemelerde elde edilmiştir. Şekil 4.10 'da bu durum gösterilmiştir.

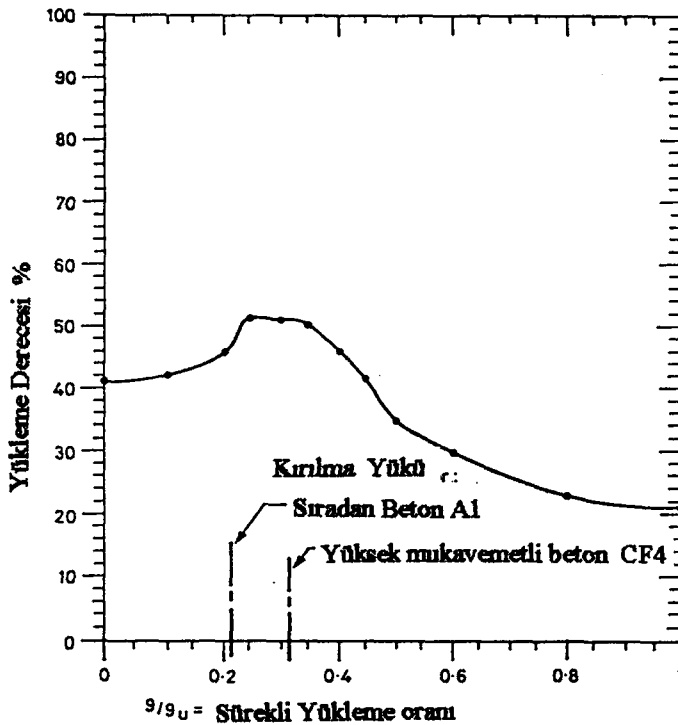
- ii. YMB dökümlü plakların ortalama çatlak genişliği normal beton dökümlülerden daha azdır.
- iii. YMB kullanımı orta noktada ve mesnetler üzerindeki donatı çubukları etrafındaki beton kalite farklılaşmasını azaltır.
- iv. Normal betonlar için verilen CEB moment - eğrilik ilişkisi YMB için de geçerlidir.

CEB moment eğrilik ilişkisi temel alınarak yapılan sınırlı elemanlı lineer olmayan analizler Charif /4.55/ tarafından yapılmıştır. Beton özelliklerinin ve yükleme derecelerinin etkisi konusunda ilginç sonuçlar elde edilmiştir. CF4 betonuna yakın YMB 'da (yaklaşık 70 N/mm² basınç mukavemeti) Şekil 4.10'da da gösterildiği gibi sehindeki azalma yükleme derecesine bağlıdır.

4.4. Kompozit Elemanlar:

YMB 'nun da kullanıldığı kompozit elemanların avantajları son yıllarda pratikteki pek çok olayla anlaşılmıştır. Örneğin beton dolumlu çelik tüp yapı elemanları.

Modern teknoloji yerinde döküm betonlarının mukavemetlerinin artırılmasına olanak tanımaktadır. YMB büyük bir uygulama potansiyeline sahiptir. Basınç mukavemetleri 100 N/mm² üzerinde beton dolumlu çelik boruların kullanıldığı kompozit sistemlerde harcanan çelik miktarı, tam çelik yapılarda kullanılanın yarısı kadardır. Kompozit yapılarda; artan beton katkısından daha önemli olan dayanıklılığın gelişmesi ve sünmenin azalmasıdır. Ama süneklik, Yangın direnci ve diğer dezavantajlar ayrıca irdelenmelidir.



Şekil 4.10 Charif'e Göre Sehindeki Azalma İle Yükleme Derecesi Arasındaki Bağlantı

5. KURALLAR VE YÖNETMELİKLER:

5.1 Giriş:

Beton yapılarla ilgili ulusal standartlar kurallar ve yöntemlerin çoğu mukavemeti 50-60 N/mm² 'nin altındaki betonlara içindir ve onlar için uygulanabilir.

Bunların sadece birkaç tanesi, maksimum beton mukavemeti ve YMB düşünülerek hazırlanmıştır. Karakteristik basınç mukavemeti 60 N/mm² üzerindeki betonlar ile ilgili çok az döküman ve yönetmelik bulunmaktadır. Bazı ulusal standartlarda YMB ilgili değerler aşağıdaki gibi özetlenebilir;

<u>Ülke veya Kurum</u>	<u>Yayınlanma Yeri ve Yılı</u>
I Uluslararası CEB-FIB Model Standartı MC90	Predraft 1988
II Norveç NS 3473	1989
III Finlandiya RAK MK B4	1983/84 (EK)
VI ABD ACI 318-89	1989
V Canada CAN 3-a23.3-M 84	1984

Tablo 5.1. Seçilen Dökümanlardaki Maksimum Basınç Mukavemetleri :

Döküman Numarası	Max. Kar. Basınç Mukavemeti	Referans numarası	Test Numunesi	LWA İçin Özel Düzenlemeler
I	105 N/mm ² 94 N/mm ² *	Bölüm 11.1.1	100 mm Küp ve 150/300 Silindir	LWA , LC 85 de $f_{ck} < 105(\rho/\rho_0)^{1.5}$
II	50 N/mm ² 100 N/mm ²	Bölüm 2.1.5.2	Küp 150 mm	LWA Düşünülmemiştir.
III	80 N/mm ²	Bölüm 2.1.3.2.	150/300 Silindir	LWA Düşünülmüştür.
VI	Max. Mukavemet Belirlenmemiştir.		6/12 in ve 152/300 mm Silindir	LWA Düşünülmemiş Mukavemet Testle Bulunmuştur.
V	Max. Mukavemet Belirlenmemiştir.		150/300 mm Silindir.	LWA Düşünülmemiş Mukavemet Testle Bulunmuştur.

(*) ISO DIS 2736 'ya göre uyumlu silindir mukavemeti .

5.2. Seçilen Dökümanlar:

Bu bölümde, Darft Rak MK B4 ve ACI 318-89 'un ekleri, CEB Model Standartı 90 ve NS 3473 irdelenmiştir /5.1/, /5.2/, /5.3/, /5.4/ .

5.2.1. CEB-FIB Model Standartı MC90:

Sınıflandırma :

150/300 mm lik silindir tek yönlü basınç mukavemeti f_c için en yüksek derece 80 N/mm².

Çekme Mukavemeti :

RILEM CPC 7 /5.5/ 'e göre belirlenen çekme mukavemetinin ortalama eksenel çekme mukavemeti olarak değerleri Tablo 5.2 'de verilmiştir. Tabloda aynı zamanda alt ve üst karakteristik çekme mukavemetileri de gösterilmiştir.

Tablo 5.2. Değişik NY Betonları İçin Çekme Mukavemetleri:

Beton Sınıfı	C12	C20	C30	C40	C50	C60	C70	C80
f_{ck}	12	20	30	40	50	60	70	80
f_{ctm}	1.6	2.2	2.9	3.5	4.1	4.6	5.1	5.6
$f_{ctk 0.05}$	1.1	1.5	2.0	2.5	2.9	3.2	3.6	3.9
$f_{ctk 0.95}$	2.0	2.9	3.8	4.6	5.3	6.0	6.6	7.3

NY betonlar için elastisite modülü, karakteristik mukavemette bağlı olarak tahmin edilebilir.

$$E_c = 10^4 (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad (5.1)$$

Burada ;

E_c : Elastisite modülü (N/mm²) 28 günlük beton için

f_{ck} : Karakteristik mukavemet (N/mm²)

Eğer betonun gerçek 28 günlük mukavemeti f_{cm} biliniyorsa, E_c aşağıdaki gibi hesaplanır;

$$E_c = 10 (f_{cm})^{1/3} \quad (5.2)$$

Burada; ($f_{ck} + 8$) yerine f_{cm} kullanılmıştır.

E_c 'nin direkt ölçümü gerekli ise , karışımdaki veya agrega katılığındaki bütün değişikliklerin hesaba katılması gerekir.

$$E_c = 0.85 E_c \quad (5.3)$$

Gerilme - Birim Deformasyon İlişkisi :

Gerilme-birim deformasyon diyagramları genellikle Şekil 5.1.'de gösterildiği formda olur. Denklem 5.1 'e göre basınç mukavemetinin ve birim deformasyonun; orijinden tepe noktasına kadar ki elastisite modülü (E_c) ve sekant modülü (E_{c1}) değerleri Tablo 5.3 'de verilmiştir. ($\epsilon_{c1} = - 0.0022$)

Tablo 5.3 Değişik Beton Sınıfları İçin E_c , E_{c1} ve ϵ_{cu} Değerleri :

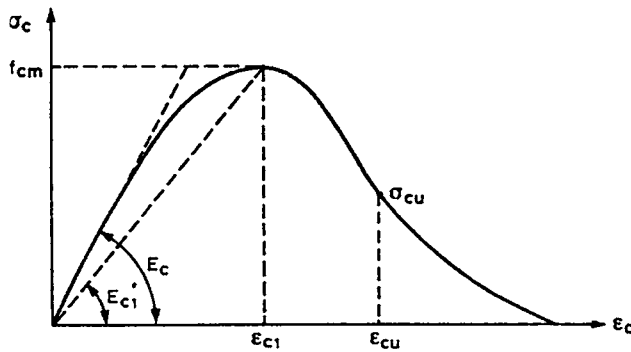
Beton Sınıfı	C12	C20	C30	C40	C50	C60	C70	C80
E_c (10^3 N/mm ²)	27.0	30.5	33.5	36.5	38.5	41.0	42.5	44.5
E_c (10^3 N/mm ²)	9.0	12.5	17.5	22.0	26.5	31.0	35.5	40.5
ϵ_{cu} (10^3)	-5.0	-4.3	-3.6	-3.3	-3.0	-2.8	-2.6	-2.4

5.2.2.Norveç Standardı NS 3473 (1989) :

Sınıflandırma :

Normal yoğunluklu betonlar için alınan en yüksek kübik (100 x 100 x 100 mm) basınç mukavemeti 105 N/mm² 'dir. LWA beton için ise Tablo 5.3 'de gösterildiği üzere, $105(\rho / 2200)^{1.5}$ N/mm² 'dir. Burada; ρ = hafif ağırlıklı betonun yoğunluğu 1200 < ρ < 2200 'dir. Mukavemeti 85 N/mm² üzerinde olan normal ve hafif ağırlıklı betonların fiziksel özelliklerinin belirlenmesi için daha geniş araştırmalar yapılmalıdır. Tasarım basınç mukavemeti;

$$f_{cd} = f_{cm} / \epsilon_m = (0.56 f_{ck} + 2.8) / 1.4 \quad (5.4)$$



Şekil 5.1 Eksenel Olmayan Basınç Altında Gerilme-Birim Deformasyon Diyagramı

Mukavemet hesabı için düzeltme faktörleri Şekil 3.1. 'de ve /5.6/ 'da gösterilmektedir.

Çekme mukavemeti:

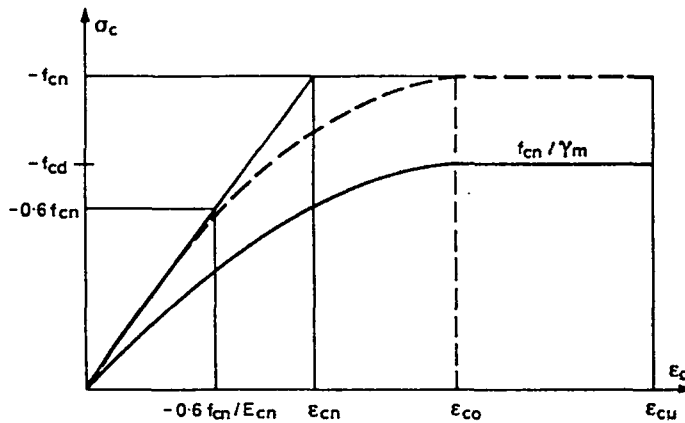
Çekme mukavemetine ilişkin değerler Tablo 5.4 'de verilmiştir.

Tablo 5.4. Beton Mukavemet Özellikleri (NS 3473 /5.2/ 'ye Göre)

BETON SINIFI	15LC15	25LC25	35LC35	45LC45	55LC55	65LC65	75LC75	85LC85	95	105
KÜBİK f_{ck}	15	25	35	45	55	65	75	85		
SİLİNDİR f_{ck}	12	20	28	36	44	54	64	74	84	94
BASINÇ f_{cm}	11.2	16.8	22.4	28.0	33.6	39.2	44.8	50.4	56.0	61.6
ÇEKME f_{tk}	1.55	2.10	2.55	2.95	3.30	3.65	4.00	4.30	4.60	4.90
ÇEKME f_{tn}	1.00	1.40	1.70	2.00	2.25	2.50	2.60	2.70	2.70	2.70

Karakteristik çekme mukavemetinin $f_{tk} = k f_{ck}^{0.6}$ formülüne göre, beton sınıfı f_{ck} ile orantılı olarak artması beklenir. Bu çekme mukavemeti minimum donatı miktarının hesabında kullanılır.

Yapısal çekme mukavemeti f_{tn} kesme ve aderans tasarım denklemlerinde tanımlanmıştır. Küp basınç mukavemetinin 85 N/mm^2 'nin üzerindeki değerleri için çekme mukavemetinde bir artış gözülmez. Sorudaki beton tipinin test edilmesi sonucunda daha yüksek çekme mukavemetleri elde edilebilir. LWA beton için yapısal çekme mukavemeti $(0.3 + 0.7 \rho / \rho_1)$ ile çarpılmalıdır ($\rho=2400 \text{ N/mm}^2$). Eğer çarpılmaz ise çekme mukavemeti testle belirlenir.



Şekil 5.2 Şematik Gerilme-Birim Deformasyon Diyagramı

Tasarım çekme mukavemeti ;

$$f_{tnd} = f_{tn} / \gamma_m = f_{tn} / 1.4 \quad (5.5)$$

Gerilme - Birim Deformasyon İlişkisi:

Geleneksel parabolik - dikdörtgen diyagram normal yoğunluklu küp mukavemeti 85 N/mm²' nin altında olan betonlar için geçerlidir. LWA LC15-LC 45 betonu için bir lineer diyagram kullanılmalıdır.

Yüksek mukavemetli normal yoğunluk ve LWA betonları için gerilme-birim deformasyon diyagramı şematik olarak Şekil 5.2 'de gösterilmiştir. Küp mukavemeti 85 N/mm² 'den küçük olan normal yoğunluklu betonlar için E_{cn} ve ϵ_{co} değerleri verilmiştir. Ama küp basınç mukavemeti 85 N/mm² 'den büyük olan normal yoğunluk betonu ile LWA betonu için bu değerlerin testlerle belirlenmesi gerekmektedir.

$f_{ck} < 85 \text{ N/mm}^2$ normal yoğunluk betonu için aşağıdaki eşitlikler kullanılabilir.

$$E_{cn} = 9500 (f_{cn})^{0.3} \quad (5.6a)$$

$$\epsilon_n = f_{cn} / E_{cn} \quad (5.6b)$$

$$\epsilon_o = (0.004 f_{cn} + 1.9) 10^{-3} \quad (5.6c)$$

$$\epsilon_u = (2.5 m - 1.5) \epsilon_n \quad (m = \epsilon_o / \epsilon_n) \quad (5.6d)$$

Bu konu ile ilgili NS 3473 /5.2/ 'de daha ayrıntılı açıklamalar yapılmıştır.

Elastisite Modülü:

Elastisite modülü aşağıdaki formülle hesaplanır.

$$E_c = 9500 (f_{cc})^{0.3} (\rho / 2400)^{1.5} \quad (5.7)$$

0.3 sayısı denklem (5.2) 'deki 1/3 ile değiştirilmiştir. MC 90 /5.1/ 'daki E_c ile karşılaştırıldığında bu farklılık % 15 azalmaya neden olur. NS 3473 /5.2/ 'ye göre E_c kısa dönemli deformasyon modülü olarak alınır uzun döneme katılmaz.

Norveç'te kullanılan formül agregalı yüksek mukavemet betonu üzerinde yapılan test sonuçlarına çok yakın değerler verir.

Kesme Kapasitesine Beton Katkısı:

Şu andaki Norveç Standartlarında tasarım kesme mukavemeti düzenleme formülü kullanılmıştır.

$$V_{cd} = 0.33(f_{td} + 100 A_s / (\gamma_c b_w d)) b_w d k_v \leq 0.66 f_{td} b_w d k_v \quad (5.9)$$

Burada ;

k_v = Ölçek faktörü $1.0 \leq 1.5-d \leq 1.4$ (d = metre)

γ_c = Beton malzeme katsayısı ($\gamma_c = 1.4$)

5.2.3. Finlandiya Standartı MK B4 1983/84 (Ek Belge 1989) :

Basınç ve Çekme Mukavemeti:

- i. Bu belgede en yüksek beton küp basınç mukavemeti 100 N/mm^2 dir.
- ii. Beton sınıfları K70, K80, K90, K100 için çekme mukavemetleri sırasıyla 3.3, 3.5, 3.7 ve 3.9 N/mm^2 olarak belirlenmiştir.
- iii. Gerilme - birim deformasyon diyagramı Şekil 5.3 'de gösterilmiştir.
- vi. Beton sınıfı $K > 60 \text{ N/mm}^2$ için elastisite modülü 38700 N/mm^2 olarak verilmiştir.
- v. Normal yoğunluk betonunun su oranı 170 l/m^3 'ün altında indirilerek, büzülme miktarı % 30 'un azaltılabilir.

Kesme Kapasitesi:

Kesme kapasitesi hesabında alınabilecek maksimum mukavemet 60 N/mm^2 'dir.

5.2.4 Amerikan Standardı ACI 318 / 1989 :

Dereceleme:

ACI 318 / 1989 /5.4/ 'de spesifik bir beton sınıfı yoktur. Bütün beton mukavemetleri silindir elemanlar üzerinde yapılan testlerle belirlenir (152/304 mm). Ne kadar beton mukavemetine bir sınırlama getirilmemiş olsada, kesme mukavemeti katkısı ve çeliğin aderans boyu hesaplarında beton mukavemeti 70 N/mm^2 ile sınırlanmıştır.

Tasarım Mukavemeti :

$$f_{cd} = 0.85 f_{cc} \phi \quad (5.10)$$

Burada;

ϕ = mukavemet azalma faktörü $0.7 \leq \phi \leq 0.9$ Kesitin nominal mukavemet hesabında uygulanır.

Çekme Kapasitesi:

Servis durumunda sehim kontrolleri için, betonun çekme mukavemeti (kırılma modülü), Bölüm 9.5'de (ACI) verilmiştir.

$$f_r = 0.6 \sqrt{f_{cc}} \quad (5.11)$$

LWA betonu kullanıldığında aşağıdaki düzenlemelerden birisi uygulanmalıdır;

Yarılma çekme mukavemeti f_{ct} tanımlanmış ise

$$f_r = 1.1 f_{ct} \leq 0.6 \sqrt{f_{cc}} \quad (5.12a)$$

Tanımlanmamış ise;

$$f_r = 0.45 \sqrt{f_{cc}} \quad (5.12b)$$

Öngörilmeli betonların servis yükleri altında maksimum esneme gerilmeleri Bölüm 18.4 'de (ACI) verilmiştir. (Bu kısımda belirtilen kaynaklar bu raporu izleyen bildiriye aittir.)

$$\sigma_{ct} = 0.5 \sqrt{f_{cc}} \quad (5.13)$$

Gerilme - Birim Deformasyon İlişkisi:

Betonun basınç gerilme dağılımı ile birim deformasyon arasındaki ilişki dikdörtgen, yamuk, parabolik veya diğer herhangi bir şekilde varsayılabilir. Bu yeterki; tahmin edilen mukavemet test sonuçlarına uysun.

Kesitin kenarıyla sınırlanmış eş basınç bölgesi üzerine dağıtılmış $0.85 f_{cc}$ beton basıncı ve maksimum basıncın, birim deformasyon sırasında tarafsız eksene $a = \beta \times c$ kadar uzakta çizilen bir doğru yardımı ile karşılandığı düşünülür. β faktörü beton mukavemetine bağlıdır. $f_{cc} \leq 30 \text{ N/mm}^2$ için 0.85, 30 N/mm^2 den her 7 N/mm^2 'lik artış için 0.05 oranında azalır fakat 0.65 'ten de az alınmamalıdır. Temel olarak β faktörü YMB'nun gerilme-birim deformasyon eğrilerinin daha çok üçgen olanları için geçerlidir.

Elastik Modül :

Betonun elastik modülü aşağıdaki formülle hesaplanır;

$$E_c = \rho^{1.5} 0.043 \sqrt{f_{cc}} \quad (5.14)$$

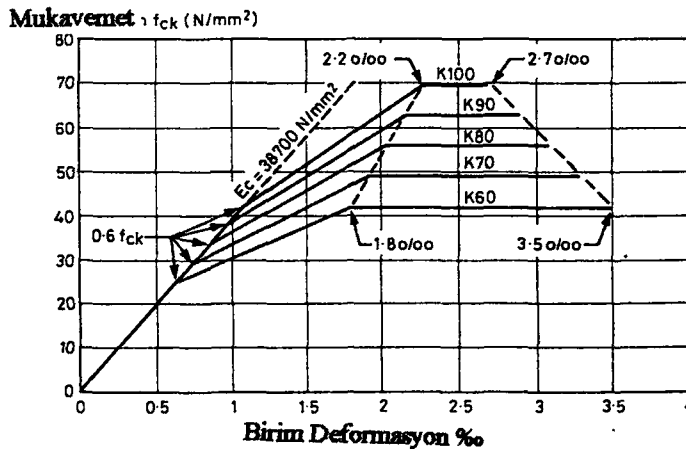
Bu formül YMB için ayarlanmamıştır ve beton basınç mukavemeti 40 N/mm^2 'den büyük değerler için elastik modülünü tahmin edilenden fazla bulur. YMB 'nun sünme değerinin tayini için ayrıca bir çalışma yapılmamıştır.

Kesme Kapasitesine Beton Katkısı:

Sadece kesmeli eğilmeye maruz kalan elemanların kesme kapasitesi :

$$V_{cd} = \phi (\sqrt{f_{cc}} / 6) b_w d \quad \phi = 0.85 \quad (5.15)$$

Minimum donatı normal değerinin üç katına kadar arttırılmadıkça beton mukavemeti $f_{cc} \leq 70 \text{ N/mm}^2$ olarak sınırlandırılmıştır. LWA betonu için V_{cd} 0.75 ile çarpılacaktır.



Şekil 5.3 Rak MK4 Değerlerinin Gerilme-Birim Deformasyonuna Eklenmesi

6. YAPILAR

6.1 Giriş

Bu bölümde yüksek mukavemetli betonun bazı özel uygulamaları açıklanmıştır. Uygulamaların bütün içeriği dahil edilmemiştir, seçilen bazı örneklerde YMB'un uygulama sınırı gösterilmiştir. Bazı yapıların beton mukavemeti 60 N/mm^2 'den azdır. Bunlar, yapılardaki beton mukavemetlerinin yıllara göre nasıl değiştiğini göstermek için dahil edilmiştir.

6.2 Binalar

Çok katlı binaların kolonları, bu tür yapılarda YMB'un en geniş uygulama alanlarıdır. Alt katlarda kabul edilemeyecek büyüklükteki kolon ebatlarından YMB kullanılarak kaçınılabilir. 1972'den bu yana Chicago'da inşa edilen 20'den fazla yüksek binanın kolonları tasarım basınç mukavemeti 62 N/mm^2 olan YMB ile yapılmıştır /6.1/.

Seattle bölgesinde, geçen birkaç yıl boyunca birçok çok katlı binalarda elde edilen mukavemetlerde büyük sıçramalar vardır. YMB kullanmada ana sebep yüksek E modülü ihtiyacıdır. Çok katlı binalarda YMB'un kullanımının gelişiminin bilgileri Tablo 6.1 'de verilmiştir. YMB kullanılarak inşaa edilen binalara örnek olarak Grande Arche de la Defense verilebilir.

Grande Arche de la Defense (Savunma Bakanlığı Binası) - PARİS :

Bu çok katlı bina 1986-1988 yılları arasında inşa edilmiştir. Ana yapının tasarım mukavemeti 50 N/mm^2 son limit mukavemeti 18.5 N/mm^2 dir. Donatının yoğunluğundan (300 kg/m^3 'ye kadar) ve uzun pompalama mesafelerinden (370 m yatay ve 130 m düşeye kadar) dolayı aşağıdaki iki beton kompozisyonu seçilmiş ve uygulanmıştır.

	Karışım I	Karışım II
Portland Çimentosu (CPA HP)	425	425
Silis Dumanı		30
Akışkanlaştırıcı	17	18
Geciktirici	0-3	0-3
Su	165-175	170-190
İnce Agregası	90	50
Kalın Agregası	640	655
Seine Nehrinden 5/20 Agregası	1044	1033
Çökme(cm)	20-25	22-25

Silindir Numunelerde Ölçülen Mukavemet N/mm^2 :

28 Günlük Ortalama Mukavemet	59	65.4
90 Günlük Ortalama Mukavemet	67	72.7
28 Günlük Çekme Mukavemeti	4.9	5.5
Toplam Hacim (m^3)	5000	6000

Çok Katlı Binalar - SEATTLE

1988-1989 arasında Seattle ABD 'de iki adet çok katlı bina inşa edilmiştir. Bunlar; 58 katlı İki Sendika Meydanı ve 44 katlı Pasifik İlk Merkezidir.

İki binadaki düşey yükün büyük bir bölümü, yaklaşık 20 000 m^3 YMB 'la (mukavemeti 115 N/mm^2 civarındaki) doldurulmuş çelik borular tarafından taşınır. Boru çapları 3.00 m, 2.25 m., 0.75 m dir ve hiçbir geleneksel donatı içermezler. Borunun kendisi hem boyuna donatı olarak hemde etriye olarak çalışır.

Betonun gereken karakteristik basınç mukavemeti 70 N/mm^2 dir. Fakat kolonun aşırı rijitliğinden ötürü Elastik modül daha kritik bir değerdedir ve tasarım şartnamesinin gerektirdiği bu değer 50 GPa civarındadır.

Yeterli sıkıştırmayı sağlamak için beton, çelik boruların altından pompalanmış ve böylece vibratöre ihtiyaç kalmamıştır.

Tablo 6.1 Yüksek Mukavemetli Betonla Yapılmış Binalar

Bina	Yeri	*Yıl	Toplam Kat	Azami beton dizayn mukavemeti N/mm ²
Pacific Park Plaza	Emeryville CA	1983	30	45
S.E. Finans Merkezi	Miami	1982	53	48
Petrocanada Binası	Calgary	1982	34	50
Lake Point Kulesi	Chicago	1965	70	52
1130 A. Michigan Av.	Chicago			52
Texas Ticaret Kulesi	Houston	1981	75	52
Helmsley Palace Oteli	New York	1978	53	55
Trump Kulesi	New York		68	55
Şehir Merkezi Projesi	Minneapolis	1981	52	55
Collins Yeri	Melbourne		44	55
Larimer Place Condominiums	Denver	1980	31	55
499 Park Caddesi	New York		27	59
Royal Bank Plaza	Toronto	1975	43	61
Richmond - Adelaide Toronto	Merkez	1978	33	61
Midcontinental Plaza	Chicago	1972	50	62
Frontier Kuleleri	Chicago	1973	55	62
Su Kulesi Yeri	Chicago	1975	79	62
River Plaza	Chicago	1976	56	62 +
Chicago Ticari Değişimi	Chicago	1982	40	62 ++
Colombia Merkezi	Seattle	1983	76	66
Interfirst Plaza	Dallas	1983	72	69
900 N. Mich. Annex	Chicago	1986	15	97
Güney Wacker Kulesi	Chicago	1989	79	83
Grande Arche de la Défense	Paris	1988		65
İki Sendika Meydanı	Seattle	1989	58	115
Pasifik İlk Merkez	Seattle	1989	44	115
Gateway Kulesi	Seattle	1989	62	94

* Betonun Döküldüğü Yıl + 79 N/mm² Mukavemetli iki deneysel kolon ilave edildi.

++ 97 N/mm² Mukavemetli iki deneysel kolon ilave edildi.

Söz konusu binada kullanılan betonun özellikleri aşağıdaki gibidir(kg/m^3) :

Çimento (ASTM çeşit II)	534
Uçucu Kül (Çeşit F)	60
Silis Dumanı	2
Akışkanlaştırıcı	10
Su	130
Kum	625
Pea Çakılı (10 mm)	1070
Çökme (cm)	25

Silindir Numunelerde Ölçülen Mukavemetler :

28 Günlük Ortalama Basınç Mukavemeti	115 N/mm^2
28 Günlük Standart Sapma	5 N/mm^2
365 Günlük Ortalama Basınç Mukavemeti	135 N/mm^2
28 Günlük Ortalama Elastik Modül	56 GPa

6.3. Köprüler:

YMB birçok prefabrik öngerilmeli köprü kirişinde kullanılmıştır. Tablo 6.2 'de YMB'la yapılan bazı köprüler verilmiştir. Son birkaç yılda olumsuz hava ve çevre şartlarına maruz kalan köprülerin dayanıklılık özelliklerine olan ilgi artmıştır.

100-120 yıl arasında servis vermesi planlanan alt yapıların normal gereksinimlerini karşılamak için YMB lu çözümler uygun görülmektedir. Bugünlerde Norveç Ulaştırma Bakanlığı köprülerde kullanılan betonlar için $w / (c + s) < 0.40$ ve uçucu kül kullanımını önermektedir. Burada basınç mukavemeti 55 ile 70 N/mm^2 arasındadır.

Danimarka 'daki Storebelt Geçidinin büyük bir bölümündeki dayanıklılık ölçütlerinden biri $w / (c + s) < 0.35$ dir. Bu nedenle ortalama basınç mukavemetinin 50-60 N/mm^2 arasında olması beklenmektedir.

1990-1993 yılları arasında Norveç 'te yapılan 830 m uzunluğundaki yüzen köprüde benzer bir şart olan $w / (c + s) < 0.35$ uygulanmıştır. Özel çimento ve SD miktarından (% 8-10) dolayı bu yapı için ortalama küp mukavemetleri ND beton için 90-100 N/mm² arasında ve LWA betonu için 75-85 N/mm² arasında olacaktır.

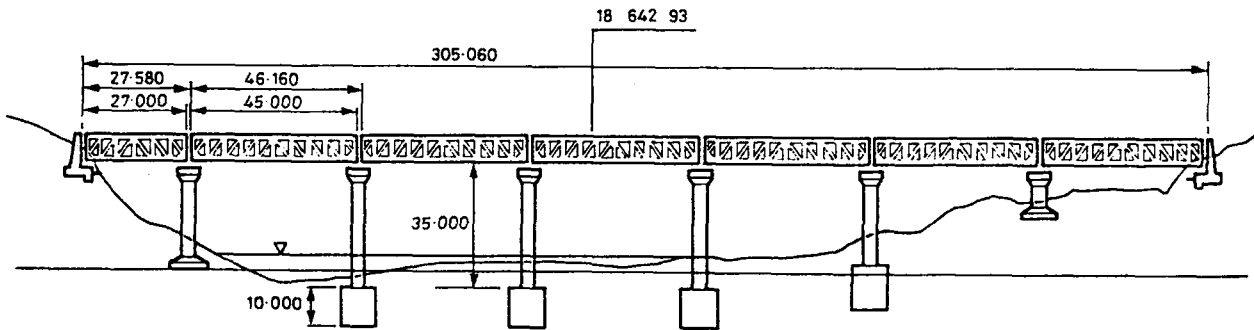
Akkawa Demiryolu köprüsü -Japonya

1970'lerde Japonya'da YMB kullanılarak önerilmeli ve önceden dökülmüş kafes çerçeveli birçok köprü yapılmıştır. Bunlardan biri 1975'de yapılan Akkawa köprüsüdür. Toplam uzunluğu 305 m. ve ana açıklık 45 m.'dir.

Köprünün yapımında kullanılan teknik çözümün üç ana amacı vardır: Bunlar , köprü tasarımı en son teknolojiyi kullanmak, denizde dayanıklı bir yapı üretmek ve köprünün estetik düşünceleri yansıtırmasıdır.

Önceden yapılan elemanların gereken mukavemeti 80 N/mm², elde edilen ortalama mukavemet 4,4 N/mm² 'lik standart sapma ile 96 N/mm² 'dir.

Karışım 1 m³'de 530 kg çimento, silis buharı ve akışkanlaştırıcı vardır ve çökme değeri 12 cm.'dir. Elemanlar döküldükten sonra 65 °C'da 12 saat boyunca buharla, sonra 180 °C'da 10 atmosfer de ayrıca 20 saat boyunca otoklavla tedavi edilmiştir. Değişik parçalar 45 m'lik bölümler halinde birleştirilmiştir ve yerlerine monte edilmiştir. Ek yerleri 60 N/mm² lik betonla yerindedökülmüştür. /6.16/



Şekil 6.1.Akkagawa Demiryolu Köprüsü (Japonya)

Le Pertuiset Köprüsü- Loire

Bu kablolu köprü 1987-1988 yılları arasında St. Etienne yakınlarındaki Loire nehrinde, 110 m. açıklıkta inşa edilmiştir. Yapının maliyetini azaltmak için, kululer ve 18 cm. kalınlığındaki üst kat için akıcı YMB kullanılmıştır.

Tasarım mukavemeti 60 N/mm^2 iken yarı kalıcı yük altında azami gerilme 23 N/mm^2 ve nadir yükler altında ise 38 N/mm^2 'dir

Çabuk sertleşen portland

Çimentosu CPAHPG	400
Uçucu Kül (Çeşit F)	60
Silis Dumanı	30
Akışkanlaştırıcı	16
Su	140
Kum 0/5	800
Çakıl 5/10	280
Çakıl 10/20	800
Çökme (cm.)	>20
16 Saatte ort. mukavemet(sil.)	33 N/mm^2
28 Günde ort. mukavemet(sil.)	80 N/mm^2

Deutzer- Köln'deki Köprü

Almanya'daki Köln'e yakın Rhine nehri geçidindeki yeni Deutzer köprüsü 1978 yılında yapılmıştır. Köprü; açıklıkları 132, 185 ve 121 m. olan üç kirişli serbest konsoldan oluşmaktadır. Orta kirişin 61 m.'si LWA betonu 'LB 55' ile dökülmüş, geri kalan üst yapı da normal yoğunluktaki betonla, 'B55' ile dökülmüştür.

Betonun içeriği aşağıdaki tabloda verilmiştir. (kg/m³):

	<u>B55</u>	<u>LB 45</u>
Çimento 'HOZ 45 L'	400	400
Uçucu Kül	-	50
Akışkanlaştırıcı	4-6,5	4-6,5
Geciktirici	1,6-2,4	1,2-2,0
Su	172	170
Kum (normal yoğunluk) 0/2	494	497
Nehir çakılı 2/8	176	83
Nehir çakılı 8/16	530	-
Nehir çakılı 16/32	565	-
LWA 4/8 (partikül yoğ. 1,4-1,5)	-	240
LWA 8/16 (partikül yoğ. 1,4-1,5)	-	383
İşlenebilirlik (cm.)	40-46	38-43
Toz betonun yoğunluğu (kg/m ³)	2,38-2,42	1,88-1,93
Kuru betonun yoğunluğu (kg/m ³)	-	1,71-1,78
Küplerde 28 günde elde edilen mukavemet;		
Ortalama mukavemet (N/mm ²)	69,3	73,3
Standart sapma	7,5	4,7

6.4 Karaya Yakın Yapılar:

70'li yıllarda ilk beton platformlarının yapılmasından beri bütün karaya yakın yapılarda YMB kullanılmaktadır. Yüksek mukavemet terimi bile değişmiştir. 70'lerin başlarında 45 Mpa'lık mukavemet üst limit olarak düşünülürken, bugünün teknolojisiyle 70 Mpa tasarım mukavemetli beton üretilabilmektedir. /6.3/

Yüksek mukavemet, beton platform tasarımı için çok önemlidir ve beton maliyet-verimliliğine oldukça büyük etkisi vardır. Tablo 6.3'de Kuzey Denizi'ndeki karaya yakın yapılarda beton mukavemetinin gelişiminin özeti verilmiştir.

Tablo 6.2 Yüksek Mukavemetli Betonla Yapılan Köprüler

Köprü	Yeri	Yıl	Azami Açıklık m	Azami beton dizayn mukavemeti N/mm ²
Willows Köprüsü	Toronto	1967	48	41
Houston Gemi Kanalı	Texas	1981	229	41
San Diego'dan Coronado'ya	California	1969	43	41 L*
Linn Cove Viadüğü N	Carolina	1979	54	41
Pasco-Kennewich şehirlerarası	Washington	1978	299	41
Coweman Nehri köprüleri	Washington		45	48
Huntington'dan Proctorville'e	W. Va'dan Ohio'ya	1984	274	55
Nitta Otoyolu köprüsü	Japonya	1968	30	59
Kaminoshima Otoyolu köprüsü	Japonya	1970	86	59
Tower yolu köprüsü	Washington	1981	49	62
Fukamitsu Otoyolu köprüsü	Japonya	1974	26	69
Ootnabe Demiryolu köprüsü	Japonya	1973	24	79
Akkagawa Demiryolu köprüsü	Japonya	1976	46	79
Kylesku Köprüsü	İskoçya		79	53
Deutzer Köprüsü	Batı Almanya	1978	185	69*
Parrot Ferry Köprüsü	California	1979	195	43*
Pont du Tricastin	Fransa		142,4	30*
Ottomarsheim	Fransa	1979	172	30*

(*) Hafif Beton

Hafif beton, Beton Adası Delme Sistemi (BADS) Kuzey Eğimi Beafort Denizi için geliştirilmiştir. /6.7/ Tasarım mukavemeti azami öz ağırlığı 1840 kg/m³ ile 45 N/mm² 'dir. Hafif beton, üst ve alt döşemelerde, dış duvarlarda, silo giriş duvarlarında ve birleştiren duvarlarda kullanılmıştır. Yapı 1984'de tamamlanmıştır.

Gulfaks C- Kuzey Denizi'ndeki Kıyıya Yakın Beton Platformu

Gulfaks C 1989 yılında, yerçekimi temelli yapı olarak Kuzey Denizi'nin Norveç Bölümünde inşa edilmiştir. Platformun yapımı, genellikle kaydırarak, bir bölümü kuru rıhtımda bir bölümü ise Norveç'in batı kıyısındaki fiyortta yüzerek gerçekleştirilmiştir. Beton yapının toplam yüksekliği 262 m. ve temel alanı 16000 m²'dir. Platform, karakteristik mukavemeti 65 ila 70 N/mm² olan 240.000 m³ beton içermektedir. Ortalama donatı yoğunluğu 290 kg/m³'tür.

YMB kullanmanın sebebi duvar kalınlığını azaltmak ve yerleştirme sırasında kaldırma kuvvetini geliştirmektir. Bütün yerleştirmeler dahil sahaya çekme sırasındaki, belki de yeryüzünde insanın yaptığı en büyük yüzen cisim olan Gulfaks C'nin toplam deplasmanı 1.500.000 tondur.

Ana dubaların kaydırılması için kullanılan betonun özellikleri ve içeriği aşağıda verilmiştir. (kg/m³)

Portland Çimentosu 'P-30-4A'	380
Akışkanlaştırıcı	6
Kum 0/5	940
Çakıl 5/20	945
w/c	0,42
Çökme (cm.)	24

Küplerde Elde Edilen 28 Günlük Mukavemet

Ortalama Mukavemet (N/mm ²)	79,2
Standart Sapma (N/mm ²)	3,4

6.5 Özel Uygulamalar

1982'de gaz boru hattı için sualtı beton bir köprü, Norveç'de Karmoy'un batı sahilinde inşa edilmiştir. /6.4/ Köprü; basınç mukavemetleri 60'dan 65 N/mm²'ye değişen beş büyük önceden dökülmüş beton elemandan oluşur. Gerçek değerleri 65 ila 75 N/mm² olarak elde edilmiştir. Köprünün toplam uzunluğu, 30 m. derinlikten başlayarak su seviyesine kadar çıkan 590 m.'dir.

Üç plaktan birinin çapı 1,75 m.'dir, yapım sırasında üst yapıyı Gulfaks B'ye desteklemek için geçici sualtı temeli işlevini görmüştür ve basınç mukavemeti 85 N/mm²'dir. /6.10/ Bulunan 28 günlük ortalama mukavemet 102 N/mm²'dir. Beton karışımında silis buharı kullanılmıştır.

Basınç mukavemeti 60 N/mm² olan beton Abu-dabi'de (BAE) Milli Gün Kutlamaları için yapılan önceden dökülmüş elemanlarda 1983'de kullanılmıştır. /6.5/ Bu uygulama Basra Körfezinde ilk olmuştur. Elde edilen gerçek beton mukavemeti 71 N/mm²'dir. YMB kullanmanın nedeni, Orta Doğu'nun hırçın ve vahşi iklim koşullarında dayanıklılık sağlayabilmektir. YMB ayrıca uzun elemanların büzülme ve sürünme etkilerini azaltabilmek için seçilmiştir.

İngiltere'nin Doncaster yarış pistinin standında ve İrlanda'nın Leopardstown yarış pisti standında kullanılan hafifi ağırlıkta YMB uygulanması /6.8/ de bildirilmiştir. Hafif yapı seçilmesinin sebebi vinç kapasitesinin ünitelerin zati ağırlıkları üzerine sınırlamalar getirmesidir.

Japonya'da yol bariyerleri ve askeri kışlalar 75 N/mm² 'lik beton mukavemeti ile tasarlanmaktadır /6.6/. Bu yapılar yolları kardan ve kaya düşmesinden koruyabilecek şekilde tasarlanmaktadır. Söz konusu yapılar prefabrike elemanlardan oluşmaktadır. Bariyerlerde istenilen sertliğin sağlanabilmesi için donatı; toplam hacmin % 6 'sı kadardır. Burada YMB 'un tercih edilme sebebi tasarım yüklerinin belirsizliği olmuştur. Elemanların azalan ağırlıkları şantiyede işleri kolaylaştırmıştır.

Tablo 6.3 Kuzey Denizinde YMB İle Yapılan Petrol Platformlarda Basınç Mukavemeti Gelişimi

Platform (yıl)	28 günlük ortalama mukavemeti (N/mm ²)			
	Özel derecelendirme	Bulunan ortalama	Standart sapma	Bulunan derecelendirme
Ekofisk 1 (1972)	40**	45***	2.1***	41.5**
		57	3.5	51.9
Beryl A (1974)	45	55	3	50.7
Brent B (1974)	45	53	3.1	48.5
Brent D (1975)	50	54.2	2.5	50.6
Frigg CDP 1 (1974)	40*	43**	2.6**	39.2**
Frigg TCP-2 (1975)	45**	56***	3.8***	50.5
Statfjord A (1975)	50	54.6	3	50.2
Frigg MP-2 (1976)	40**	56**	4.3	49.8
Frigg TP1 (1976)				
Dunlin A (1977)				
Brent C (1978)				
Cormorant A (1978)				
Ninian Merkez (1978)	50***	59***	4.1***	53.1**
Statfjord B (1978)	55	62.5	3.9	56.9
Statfjord C (1978)	55	67.5	3.8	62
Gulfaks A (1984)	55	65.2	3.3	60.3
T300 Testmodel (1984)	65	84.5	7	74.4
Gulfaks B (1984)	55	80.8	5	73.5
Oseberg A (1985)	60	76.7	3.6	71.5
Gulfaks C (1986)	65 / 70	79	3.4	75
Gulfaks (etekleri)	70	83.8	5.4	73
Ekofisk Bar (1989)				
Sleipner A (1990)				

Beton Kalite Kontrolü, Stavanger 1972-1984

* Bulunan derecelendirme= Bulunan ortalama - 1.45 x Standart sapma

** Standart örnekte elde edilen 150 x 150 mm silindirik çubuk

Güvenlik Kasaları:

İtalya Turin'de 1988 yılında güvenlik sebebiyle birçok banka kasası yapılmış ve YMB tercih edilmiştir. Bu kasalarda kullanılan betona ait tipik karışım aşağıdaki gibidir.

Çabuk Sertleşen Portland Çimentosu	400
Yoğunlaşmış Silis Buharı	80
Akışkanlaştırıcı	16
Po Nehri Kumu	545
Bazalt Kırık Taş 4/7	593
Bazalt Kırık Taş 7/15	796
w / (c + s)	0.33
Çökme	Çok Az
28 Günlük Ortalama Basınç Mukavemeti	95-100 N/mm ²

Temel Kazıklarında Yüksek Mukavemet:

1986 yılında Oslo 'da inşaa edilen alışveriş merkezinde karakteristik mukavemeti 75 N/mm² olan YMB kullanılmıştır.

Toplam 250 kazık kaya tabakasına 25 - 35 m 'lik kil tabakasını geçerek çakılmıştır. Beton kalitesi geleneksel kapasite olan C-55 den C - 75 'e çıkarılarak kazık sayısı azaltılmış ve toplam 1600 KN olan taşıma kapasitesi 2400 KN 'a çıkarılmıştır.

Kazık kesitlerinin küçük oluşu daha az yeraltı su basıncına sebep olmuştur. Böylece daha dengeli olan su basıncı çökmelerde gözle görülür bir azalma oluşmuştur. Kazıklarda daha az sürtünme kuvvetleri oluşmuş ve taşıma kapasitesi artmıştır /6.13/.

Otoyol Kaldırımlarında YMB Kullanımı:

Bir çok Kuzey İskandinav ülkesinde hemen hemen her araba; kış aylarında sürücünün kontrolü için daha fazla sürtünme sağlayan lastiklerle donatılmıştır. Bu lastiklerde çelik oranı çok düşüktür ve asfalt kaldırımlarda inanılması güç derecede aşınma etkisine yol açarlar. Aşınma direncini arttırmak için bir çok Norveç otoyolunda geçen yıl TMB kullanılmıştır. Aşağıdaki tablo'da 1989 yazında gerçekleştirilen iki örnek uygulama gösterilmiştir.

Karışım I Norveç 'de E-18 ve E-6 otoyollarının yeni kısımlarının inşaatındandır ve 110000 m² YMB döşenmiştir. Karışım II ise eski ve normal kalitedeki yolun onarım işindendir. 6 yıl süre içinde trafik iki şeritte 35 mm lik derinlikte çökmeye sebep olmuştur. 800 mm derinlikte 35 mm kalınlıkta ve 1600 m uzunlukta bir hat dökülmüştür. Bu hat YMB epoksi ile yapıştırılarak doldurulmuştur. /6.18/

	Karışım I (Birim / m ³)	Karışım II (Birim / m ³)
Portland Çimentosu P-30-4a	395	450
Silis Buharı	20	75
Akışkanlaştırıcı	2	8
Süper Akışkanlaştırıcı	6	20-25
Kum 0/8	913	830
Kırık Taş 6/16	-	900
Kırık Taş 6/22	1000	-
w / (c+s)	0.37	0.22-0.24
Çökme cm	2-3	10
28 Günlük Ortalama Basınç Mukavemeti	97 N/mm ²	135 N/mm ²

Beton Mavna:

Bu 57 m uzunluğundaki beton mavna I. Dünya Savaşı boyunca inşaa edilmiş ve 1920 yılında Norveç'e satılmıştır. 1942 'de enkaz olana dek Norveç sahilinde hizmet vermiştir. Bundan sonra dalgalara, deniz suyuna ve donmaya maruz kalmıştır. Yüzey 60 cm genişlikte ve 6 cm kalınlıkta prefabrik panellerden oluşur. Paneller yerinde dökülen betonlarla birleştirilmiştir. Donatı 6 mm lik düz demirde oluşmuştur ve 15-20 mm paspayı vardır. Elemanların uzun olmasına ve kötü hava koşullarına rağmen hala iyi durumdadır. Prefabrik paneller çok az çatlama göstermiş ve çatlamalardan kaynaklanan aşınmalar görülmemiştir. Ölçülen elektirk potansiyeli aşınmanın olduğunu fakat değerinin az olduğunu göstermektedir.

Bu yüksek dayanım ve performans kesinlikle yüksek mukavemetli betonun sonucudur. Panellerde sonradan açılan sondaj deliklerinden alınan numunelerin basınç mukavemeti 75 N/mm² dir. Bazı kısımlarda bu mukavemet değeri 120 N/mm² olarak ölçülmüştür.

7. ARAŞTIRMA İHTİYACI:

Geçen on yıl boyunca, YMB üzerine oldukça önemli sayıda araştırma yapılmıştır. Yapılan araştırmalara rağmen hala birçok alanda, teknik ve ekonomik olarak YMB konusunda en iyi sonucu alabilmek için ek araştırmalara ihtiyaç vardır.

Günümüzdeki araştırma raporları değişik bölümlerde verilmiştir. Bu bölümde, YMB'la ilgili araştırmaların kısa bir özeti gelecek araştırmalara rehber olması açısından verilecektir.

7.1 Malzeme Arastırması:

Taze yüksek mukavemetli karışımların mekanik özellikleri ve dayanıklılıkları hakkında daha fazla bilgi edinmek için malzeme konusunda araştırmaya gerek vardır. Fiziksel ve kimyasal yüklemeler altında malzemelerin temel davranışları anlaşılıp, YMB kullanmanın faydaları onun performansı ve dayanıklılığı gözönüne alınarak dökümanlaştırılmalıdır.

YMB'nin karışım tasarımı :

Gelecekte YMB karışım tasarımında çalışabilirlik, mukavemet kazanımı ve dayanıklılık optimum olmaya devam edecektir. Bu; çimento türünü, katkı çeşitini, silis buharı gibi ek maddelerin uygun kullanımı, doğal agregaların seçimi ve işlemini ve hafif ağırlıkta yüksek mukavemette agregaların gelişimini içerir.

YMB'un davranışı ve taze betonun özellikleri ;

Taze YMB geleneksel betondan çalışabilirlik açısından farklı davranır. Farkı anlayabilmek ve sıkıştırmave yerleştirme metotlarındaki gereksinimlere göre karışım tasarımını optimum yapmak için çalışabilirliğin nasıl ölçüldüğünün ve kontrol edildiğinin temel olarak bilinmesi gerekir.

Bu tür bilgiler, mümkünse, Bingham ve Newton gibi klasik örneklerle açıklanmalıdır. İncelenmesi gereken sonraki konu, plastik büzülme çatlamasına göre taze betonun kurumaya karşı tepkisi olmalıdır.

Agrega ;

Hem normal yoğunluktaki (NY) hem de hafif olan (HYA) agregalı betonun azami mukavemeti kullanılan çakılın fonksiyonu olarak değişir. Değişik agregalar türlerinin betonun özelliklerine etkisi, özellikle mukavemet ve süneklik, daha ayrıntılı araştırılmalıdır. Bu bize optimum doğal kaya agregalarının seçiminde, optimum işleme metotlarında ve nasıl daha iyi HYA üretileceği konusunda yardım eder. Optimizasyonu ve yüksek oranlı yüklemelerde sünekliği sağlamak için donatı tasarımı incelenmelidir.

Test metotları ;

YMB kullanımı yaygınlaştıkça, malzemeyi test etmek için daha fazla laboratuvar olacaktır. Birçok üniversite ve araştırmacı bu konuda uzmanlaşmıştır. Fakat ortak olarak kabul edilen test metotlarıyla çalışmaya ihtiyaç vardır. Bu tavsiyeler ucuz metotlara öncelik vermelidir.

Dayanıklılık;

YMB ve dayanıklılık konusundaki tecrübeler laboratuvar çalışmalarından ortaya çıkmaktadır. YMB içeren birçok binanın yaşlarının 10 ila 20 arasında olduğu düşünülerek, malzemelerin özelliklerini koruduğunu göstermek için saha performanslarını incelemek için incelemek gerekir.

7.2 Yapısal Davranış:

Gelecek programlar ulusal ve uluslararası standartlarda YMB için bilgi sunma konusuna öncelik vermelidir. YMB elemanlarının; eksenel yük altında çalışma ve kolon donatısı, süneklik, donatılı ve öngerilmeli elemanların kayma ve burulma kapasiteleri, zımbalanma kayma kapasitesi, çekme bağlarının kapasitesi ve beton kolonların kapasitesi, çatlak genişlik kontrolü ve asgari donatı, gelecekte ise defleksiyon ve yorulma davranışı ilgi alanlarıdır.

Kiriş kolonlar;

Son zamanlarda süneklik ve kiriş ve kolon gibi yapısal elemanların kapasitesi ile bilgiler tasarım konusuna değerli katkılar yapmıştır. Ne varki değişik deneysel araştırmaların değerlendirilmesine, seçilen konularda ek araştırma yapılmasına, tavsiyelerin formüle edilmesine ve eğilmeve kayma ile ilgili özelleştirmelere ihtiyaç vardır.

Donatı prensipleri;

Süneklik uygun donatı ile sağlanır. Kapatma etkisi düşük ve yüksek mukavemetli betonda farklıdır. YMB'de donatı demirlerinin bağı hakkında ayrıntılı bilgiye, özellikle düzgün ters dönen yükte, ihtiyaç vardır. Asgari donatı büyük boyuttaki yapıların tasarımında önemlidir.

Çimento Pastası / Agrega Arayüzeyi ;

Agrega ve çimento pastası arasında bağ fazı betonun en az bilinen bölümüdür. Geçiş bölgesinde sadece çakıl özellikleri değil karışımın içeriği de geçiş bölgesinin özelliklerini etkiler. Bu etki, bağ testleri yaparak ve yüzeyler arasındaki malzeme içeriğinin mikroskobik yapısının analizi yaparak araştırılmalıdır.

Mikroçatlaklar;

YMB'da yapılan araştırmalar mikroçatlakların en çok hidrasyon sırasında değiştiğini göstermektedir. Büzülme temel sebep olabilir fakat mikroçatlak konusunda, onu kontrol eden faktörler ve mikroçatlağın YMB performansı üzerindeki etkisi hakkında az bilgi vardır. Deformasyon sınırlı olduğu zaman, çatlamaya hacim dengesi ve duyarlılığı açıklanması gereken diğer noktalardır.

Kırılma davranışı ve süneklik;

YMB'da çatlak yayılması ve kırılma mekanizması hem statik yükleme hem de periyodik olarak ters dönen yükleme için iyi anlaşılmalıdır. Malzemenin sünekliğinin yapının sünekliği üzerine etkisi netleştirilmelidir. Kırılma özelliklerinin tasarım değerlendirmelerine uygulaması kullanışlı olabilmektedir.

Elastik modülün kontrolü;

Birçok uygulama için katılık çok önemlidir. Gereken gerilim-uzama davranışına göre karışımın nasıl tasarım edileceğinin ve YMB'un çekme altında gerilim-deplasman davranışının analitik modeline ihtiyaç vardır. Şu anda normal kompozit modeller iyi çalışmamaktadır.

Yangın direnci ve sıcaklık etkileri ;

Yangın direnci konusundaki son test sonuçları ve yüksek sıcaklıklardaki YMB davranışı, yüksek mukavemetli NY ve HYA betonunun şu yükleme durumunda şöyle davranır diyebilmek için daha derin araştırmalara gerek olduğunu göstermektedir.

Oran etkisi;

YMB' un yüksek uzama oranları (deprem boyunca, etki yüklemesi ve patlama gibi kaza yüklemesi) altında davranışını gösteren sınırlı bilgi vardır. Malzeme tasarımı YMB, beton elemanların deformasyon ve uzun süreli defleksiyonla ilgili servislerinde gelişme imkanını mümkün kılar. Özellikle beton mukavemet ve içeriği ile ilgili sürünme ve büzülme bilgilerine ihtiyaç vardır.

Yorulma;

Düzlemsel YMB'la ilgili geniş testler yapılmıştır. Donatılı YMB elemanlarla ilgili testler sınırlı ve yardımcı incelemelerle tamamlanması gereklidir. Yorulma özellikleri YMB'da farklı değildir, genel yorulma tasarımı ile ilgilidir. Gelecekte yorulma mekanizmaları ile ilgili malzeme ve yapı araştırmasına öncelik verilmelidir.

Analitik metotlar;

Lineer olmayan analiz için gelişmiş hesaplama teknikleri beton davranışı ve yapı elemanları analizi konusunda ayrıntılı araştırma yapılmasını sağlamıştır. Analiz hem mikro seviyede (kırılma mekanizmalarını malzeme mukavemetlerinde uygulamalı mekanik) Hem de makro seviyede yapılmıştır. Bu; parametre çalışmaları için ve deneysel araştırmaların optimizasyonu için yararlıdır. Genel düşünce: deneysel araştırma analitik modeller için parametreler sunmalı ve analitik araştırma gelişmiş malzeme modellerini içermelidir. Bu şekilde analitik ve hesaplama araştırmaları paralel götürülmelidir.

7.3 Genel Yorumlar:

Uluslararası araştırma işbirliği, döküman sağlamak ve YMB için prosedür çizmek için sağlanmalıdır. Bu sebeple pratikte araştırma arasındaki etki kuvvetlenir. Bu rapor FIP ve CEB gibi uluslararası örgütlerde bu amaca bir katkı sağlayabilir.

8. YÜKSEK MUKAVEMETLİ BETONUN TÜRKİYEDEKİ KULLANIMI

8.1. Türkiye'de YMB Kullanımının Nedenleri ve Kullanım Alanı

YMB'un tüm dünyada olduğu gibi Türkiye'de de kullanım alanı vardır. Yüksek betonarme isteklerin karşılanmasında beton hiç şüphesiz kesit içerisindeki en etkin malzemedir.

Beton şantiyede istenilen şekil rahatlıkla verilebildiği için ideal bir yapı malzemesi olmaya devam etmektedir. Betonu tanımlamak için kullanılan en yaygın ifade betonun basınç mukavemetidir. Bu değer artması bir şekilde kaliteli beton ürettiğiniz anlamına gelmektedir. Zaten YMB bu amaca hizmetle araştırılmakta ve ticari olarak kullanılmaktadır.

Türkiye'de son yıllarda en hızlı ve dinamik ilerleyen sektör inşaat sektörüdür. Bu durum düşünüldüğünde inşaat malzemesi üretimi ve tüketimi ekonomik açıdan katma değer sağlamaktadır. Son birkaç yılda özellikle büyük şehirlerde böylece İstanbul'da da tasarım ve uygulama açısından değerlendirildiğinde nitelikli yapılar inşa edilmiştir. Metropollerin büyük ve geniş otoyollarla çevrilmesi viyadük yapımını, toplu ulaşımın sağlanması için yeraltı toplu ulaşım sistemlerinin kurulmasını, kent içinde artan arsa fiyatlarından dolayı yüksek binaların inşa edilmesini, İstanbul gibi iki kıtayı bağlayan bir şehirde köprü kurulmasını gündeme getirmiştir. Bu zor mühendislik yapıları karşısında mevcut malzemeler yerine daha kaliteli ve üstün özellikli malzemelerin kullanılmasını gerekli kılmaktadır.

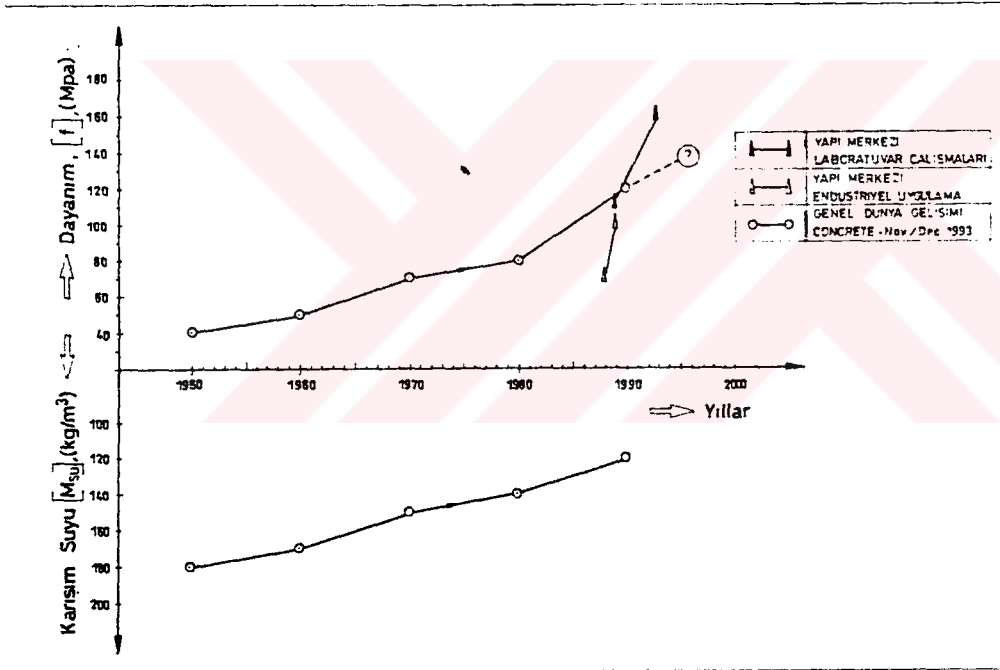
Bu bağlamda betonarme yapı tasarımının vazgeçilmez malzemesi beton çok daha efektif ve verimli kullanılmalıdır. YMB kullanımı şu anda Türkiye'de yaygın olmamakla birlikte üniversite ve araştırma bazında bu konu ile ilgili bir çok çalışma vardır. Türkiye'de ilerleyen yıllarda bu konunun daha çok ilerleyeceği ve YMB kullanımının artacağı aşikardır.

YMB diğer betonlara nazaran daha fazla uğraşı ve özen istemektedir. Bu durumda YMB ile daha çok fabrikasyon teknikleri ile prefabrikte elemanlar üretilmektedir. Bunun nedeni şantiyede oluşabilecek olumsuzluklardan betonu korumaktır.

8.2. Türkiye'de YMB İle İlgili Araştırmalar:

8.2.1. Giriş

Türkiye'de bu konu ile ilgili yapılan araştırmalar dışarıda yapılanlarla paralellik göstermektedir. Yapı Merkezi AR-GE Lab. yapılan çalışmalarda 1994 ün ilk aylarında normal kür şartlarında 28 günlük küp basınç mukavemeti 1600 kg/cm^2 olan betonu üretmiştir. Aynı yılın Nisan ayında bu değer 1980 kg/cm^2 ye yükselmiştir. Beton Prefabrikasyon Dergisinin Nisan 1994 ayında yayınlığı bu değerler ve Yapı Merkezinin Yüksek Mukavemetli Beton üretme projesinin seyri Şekil 8.1 de gösterilmektedir.



Şekil 8.1 Yıllar İtibari İle Beton Dayanımı ve Karışım Suyu Değişimleri ve Yapı Merkezi'nin Yüksek Mukavemetli Beton Proje Sonuçları

Ocak 1994 de üretilen B1600 beton dayanımı sağlayan karışım tasarımı ait teknik büyüklükler şöyledir;

<u>Malzeme</u>	<u>Dozaj</u>
PÇ 42.5	550 kg/m ³
Toplam agregası (iri+ince)	1649 kg/m ³
Silis Dumanı	137.5 kg/m ³
Super Akışkanlaştırıcı	19.25 kg/m ³
Su/Çimento+Silis Dumanı	0.19 (ağırlıkça)
Toplam hava içeriği %0.58 ve Birim ağırlık 2.53 kg/m ³	

Bu çalışmadan da anlaşılacağı gibi SD kullanımı YMB için bir zaruriyettir. Tablo 8.1 de bazı ülkelerdeki uçucu kül kullanımı ve üretimi gösterilmektedir.

Tablo 8.1. Bazı Ülkelerde Uçucu Kül Üretimi ve Çimento Beton Sektöründe Kullanımı

ÜLKELER	Toplam Kömür Üretimi (1984) (10 ⁶ Ton/Yıl) (1)	Çimento Üretimi (1984) (10 ⁶ Ton/Yıl) (2)	Uçucu Kül Üretimi (1984) (10 ⁶ Ton/Yıl) (3)	Uçucu Kül Kullanımı (1984) (10 ⁶ Ton/Yıl) (4)	Kullanım Yüzdesi (4) — x 100 (3)
Avustralya	210.2	-	3.5	0.25	7.1
Kanada	68.3	-	3.3	0.80	24.2
Çin	1 053.0	121.080	35.0	7.20	20.6
Fransa	12.8	24.025	5.1	1.50	29.4
Fed. Almanya	226.0	26.224	2.6	2.00	76.9
Hindistan	210.0	28.089	19.0	0.50	2.6
Japonya	8.3	78.432	3.7	0.50	13.5
Güney Afrika	206.0	-	12.9	0.10	0.8
Birleşik Krallık	95.0	13.552	13.8	1.30	9.4
ABD	927.0	-	47.0	5.00	10.6

8.2.2.Türkiye'de YMB Bünyesel Davranışı İlgili Bir Araştırma:

YMB ların bünyesel davranış parametrelerinin saptanması, betonun erken ve son mukavemetlerinin tasarım kriterlerinin belirlenmesi konularına ışık tutacağı gibi bununla beraber yüksek mukavemetli betonun endüstriyel bir inşaat malzemesi olarak üretilip kullanılması yolu açacaktır.

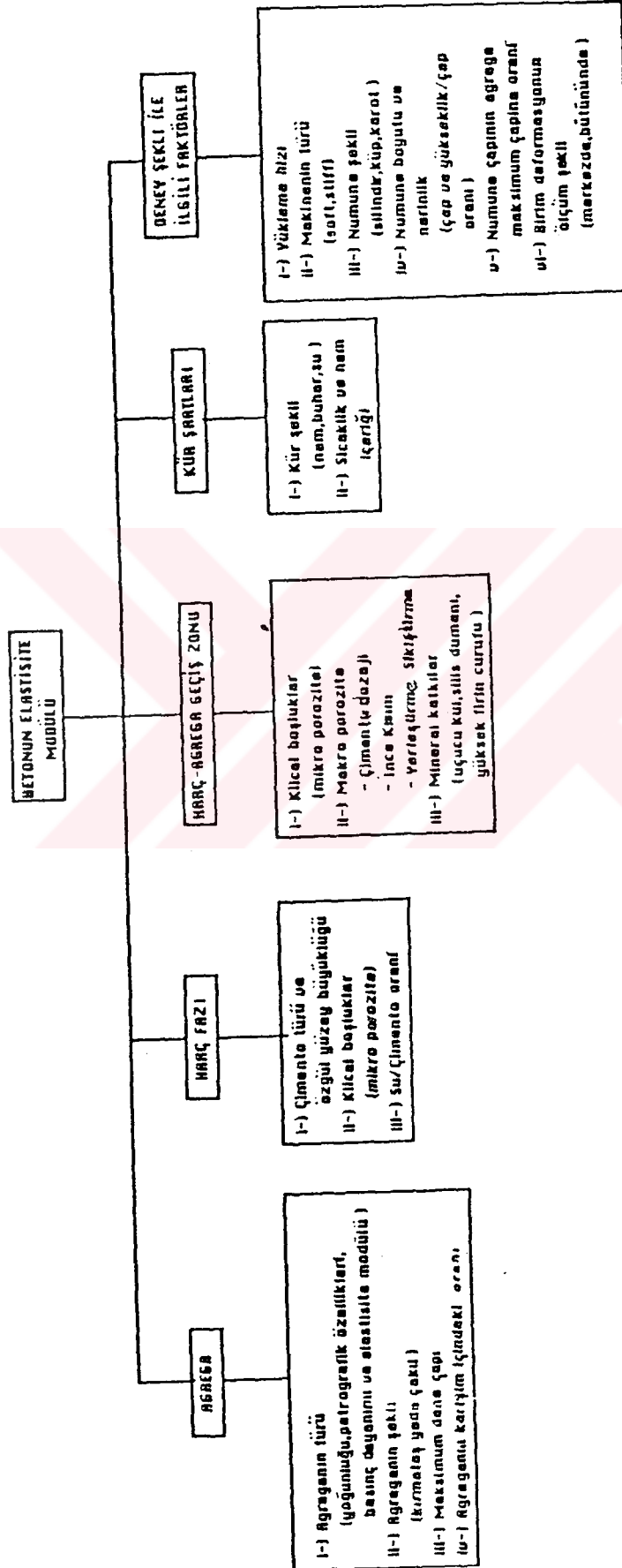
Bünyesel davranışın tespiti için kırılma öncesi ve kırılma sonrası değerlendirilmelidir. Böylece taşıma gücüne göre yapılacak tasarım daha gerçekçi olmaktadır.

Yüksek ve çok yüksek dayanımlı beton numulerinin " gerilme-birim deformasyon" karakteristiklerinin belirlenmesi konusunda İTÜ Maden Fakültesi Kaya Mekaniği Laboratuvarındaki MTS elektronik Servo kontrollü hidrolik pres ile bir seri deney programı gerçekleştirilmiştir. Bu deneyler sonucunda yüksek ve çok yüksek mukavemetli betonların elastisite modülleri ve kırılma birim deformasyonu ile ilgili bir takım sonuçlar bulunmuş ve rapor edilmiştir. Betonun elastik parametrelerine etki eden faktörler bu bağlamda daha önemlidir ve tasarım için daha gerçekçi sonuçlar vermektedir. Betonun elastisite modülü ve kırılma birim deformasyonu üzerine etki eden faktörleri 5 ana başlıkta toplamak mümkündür.



Fotoğraf 8.1. Park Otel İnşaatından BS35 BS50

Tablo 8.2. Betonun Elastisite Modülüne Etki Eden Faktörler:



Bu deneylerde kullanılan karışım türleri ve 7-28 günlük basınç mukavemetleri Tablo 8.3 'de verilmiştir.

Tablo 8.3. Beton Karışım Reçeteleri ve 7-28 Günlük Basınç Dayanımları

Bileşenler	BS - 50	BS - 95	BS - 140
Kaba agregası (kg/m ³)			
I No Mıcır ($4.75 \leq D \leq 9.5$ mm)	1499	906	947
II No Mıcır ($9.5 \leq D \leq 19$ mm)	-	504	594
Toplam	1499	1410	1541
İnce agregası (kg/m ³)			
Kum ($0 \leq D \leq 5$ mm)	143	180	180
Taştozu ($0 \leq D \leq 5$ mm)	857	339	231
Toplam	1000	519	411
(PÇ 400) Çimento (kg/m ³)	445	550	525
Su (kg/m ³)	165	110	146
Katkılar :			
Süper akışkandırıcı (kg/m ³)	8	6	5.75
Mineral katkı (Silis dumanı)	-	-	20
Oranlar : (ağırlıkça)			
Kaba agregası / total agregası	0.6	0.73	0.79
İnce agregası / total agregası	0.4	0.27	0.21
Total agregası / çimento	5.6	3.50	3.72
Su/çimento	0.37	0.20	0.278
Su/(çimento + silis dumanı)	-	-	0.267
Silis dumanı / çimento	-	-	0.04

7 Günlük σ_b	548	910	1196
28 Günlük σ_b	677	1076	1428
7/28 Dayanım Oranı	0.81	0.85	0.84

Söz konusu deneyler sonucunda elde edilen gerilme-birim deformasyon karekteristikleri; 15x15 cm lik beton küplerinden alınan ϕ 5.4 - 11 cm boyutundaki karotlarla yapılan testler neticesinde tespit edilmiştir.

Tablo 8.4 28 Günlük Yüksek ve Çok Yüksek Dayanımlı Betonlara Ait Elastik Parametreler

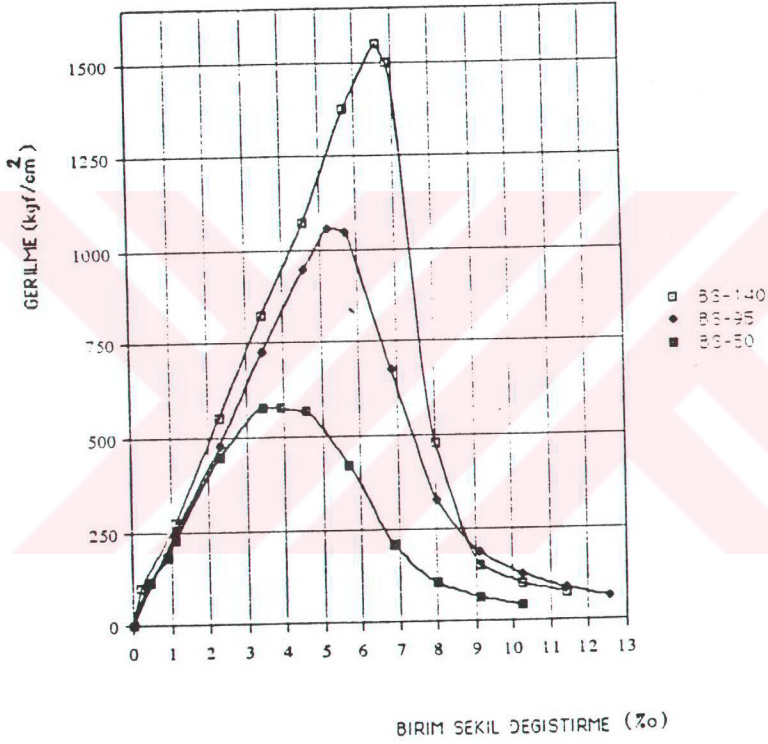
ϕ 54.110 mm, $\lambda = 2.03$

Karışım türü	σ_b (kg/cm ²)	ϵ_b , (%)	$E_b \times 10^3$ (kg/cm ²)	$E_0 \times 10^3$ (kg/cm ²)	$\frac{E_b}{E_0}$
BS 50	576	3.42	203	168	1.208
BS 95	1066	5.23	207	203	1.019
BS 140	1552	6.60	237	235	1.008



Fotoğraf 8.2 Sabancı Center

Aşağıda aynı numunelere ait gerilme - birim deformasyon karakteristik eğrileri Şekil 8.2 'de verilmektedir.



Şekil 8.2. Yüksek ve Çok Yüksek Dayanımlı Betonlarda Deformasyon Kontrolü

8.3. Türkiye'deki Bazı Binalarda Yüksek Mukavemetli Beton Uygulamaları

İstanbul'daki bazı önemli mühendislik yapılarında kullanılan betonlara ve özelliklerine ilişkin değerler Tablo 8.2 'de toplu olarak gösterilmiştir.

Tablo 8.2 Türkiye 'deki Yüksek Binalarda Kullanılan Betonlara Ait Mukavemetler

YAPININ ADI	TASARIM BASINÇ MUKAVEMETİ	AÇIKLAMA
Mersindeki 35 Katlı İşMerkezi*	BS35	
Park Otel *	BS35 BS50	Yıkılan Kısımda Yapılacak Olan Dairesel Kısımda
Mövempick Otel *	BS25	
Esentepe'de ki Maya Binası*	BS25	
Conrad Oteli	BS35	
Tatlıcı İş Merkezi	BS25	Slamp 10-13 mm arasında Taze betonun yoğunluğu 2.4 kg/m^3 Su/çimento oranı 0.47-0.55 Süperakışkanlaştırıcı kullanılmakta Sert kalker yapılı kırma taş
Swiss Hotel	BS25	Hafif beton kullanımı Köpük ajanı olarak perlit kullanılmış
Akmerkez*	BS25 BS35	Çarşı Katlarında Otel Katlarında Akışkanlaştırıcı Olarak Sika R4 Çimento PÇ425

(*) Değerleri bu binaların tasarımcısı İrfan Balioğlu'ndan alınmıştır



Fotoğraf 8.3 Maya Binası BS 25



Fotoğraf 8.4 Mövenpick Otel BS 25



Fotoğraf 8.5 Conrad Hotel BS 35

KAYNAKLAR

- 1.1. Malinowski, R, Garfinkel, Y: Betongens Forhistoria (The prehistory of concrete) Nordisk Betong N 5 1988 pp 25 - 29 (in Swedish).
 - 1.2. Hofsoy, Hafskjold: A survey of up to 60 years old concrete ships in subactic environment. Rapport STF65 A82031, FCF - SINTEF, 7034 Trondheim, Norway.
 - 1.3. British Standards institution, BS 12: 1971, BS12: 1978 and BS 12: 1989, 2 Park Street London W1A 2BS.
 - 1.4. CEB-FIB International Recommendations for the design and construction of concrete structures. CEB - Bulletin d'Information N 72/73, 1970
 - 1.5. Systeme international de Reglementation technique unifie des structures. Vol II - Code de referense pour les structures en beton (1975) CEB - Bulletin d'Information N 111.
 - 1.6. CEB/FIB MODEL CODE for concrete structures. CEB - Bulletin d'information N 124/125, 1978.
 - 1.7. FIP recommendations. Pracitcal design of reinforced and prestressed concrete structures. Thomas Telford Ltd. London 1984.
 - 1.8. CEB / FIP MODEL CODE, First Predraft 1988, CEB - Bulletin N 190 a & b.
 - 1.9. Condensed silica fume in concrete. FIP Satte of art report. Thomas Telford ,London.
 - 1.10. Russel H.G.: High-Strength Concrete in North America. Utilization of High Strength Concrete, proceedings. Symposium in Stavanger. Norway 1987 Tapir, pp 561 - 572.
 - 1.11. Roy; Della, M.; Gouda, G.R.: High strength generation in cement pastes. Cement and Concrete Research. Vol 3, pp 807 - 820, 1973.
 - 1.12. Bache, H.H.: Densified cement / ultra - fina particle - based materials. Paper presented at Second International Conference on superplasticizers in cnocret. Ottawa 1981.
 - 1.13. State of the Art Report on High Strength Concrete Reported by ACI Committee 363, ACI journal proceedings Vol 81, N 4 July - August 1984.
 - 1.14. High Strength Concrete ACI Special Publication SP 87, ACI, Detroit 1985.
 - 1.15. Symposium on Utilization of High Strength Concrete, Proceedings, Stavanger 1987, Tapir.
 - 1.16. The second Intemaional symposium on applications of High Strength Concret. Berkele, May 1990
 - 2.1. Mindess, S.: Relationships between strength and micro structure for cement - based materials: an overview Materials Research Society Symposia Proceedings, Volume 42, Pennsylvania, 1984.
 - 2.2. Jabor, J.: in Proceedings of the international Conference on pore structure end properties of materials'. (RILEM/IUPAC, Prague, Czechoslovakia 1973) Vol II, D75.
 - 2.3. Zaitsev, Y.: in 7 th international Congress on the chemistry of cemeni (Paris 1980) Vol III, p 1 - 176.
 - 2.4. Griffith, A.: Phil. Trans. R. Soc., A221, 163 (1920)
 - 2.5. Birchall, J.D., Howard, A.J. and Kendall, K.: Nature, 289, 388 (1981) and Proc. Brit. Ceram.Soc., 32, 25 (1982)
- FIP - CEB Working Group on High Strength Concrete, 1990

2.6. Powers, T.C.: in 'Proceedings of the Fourth International Symposium on the chemistry of cement'. (National Bureau of Standards, Washington D.C., 1960) Vol II, p 577.

2.7. Kumar, P.K.: Concrete Structure, Properties and Materials'. Prentice Hall, 1986.

2.8. Taylor, H.F.W.: 'Chemistry of Cement Hydration'. pp 82 - 110 in Proc. 8th Int. Congress in the Chemistry of Cement. Vol I, Brazil, 1986.

2.9. Diamond, S.: 'The Microstructure of cement Paste in Concrete' pp 122 - 147. *ibid*.

2.10. Young, J.F., Bazant, Z.P. and Wittman, F.H., (eds): in 'Creep and shrinkage in concrete structures'. (John Wiley & Son Ltd. 1982) P p 3.

2.11. Jambor, J.: in 'Hydraulic cement pastes: Their structure and properties'. (Cement and Concrete Association, Wexham Springs 1976) p 175.

2.12. Guide to the selection and use of hydraulic cements. Reported by ACI Committee 225, ACI Journal, Nov - Dec 1985.

2.13. Maage, M. and Hammer, T.A.: Modifisert Portlandsement. Delrapport 3: Fasthet-sutvikling og E - modul. SINTEF - FCB report STF65 A850441, Trondheim 1985.

2.14. P.F.G. Banfill: 'An Experimental Study of the effect of PFA on the rheology of fresh Concrete and Cement Paste' Proc. Vol. 1 International Symposium on the use of PFA in Concrete, Leeds, Apr. 1982.

2.15. V. Malhotra (editor): 'The Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and other Mineral by-products in Concrete' Proc. of the CANMET / ACI First Int. Congr., ACI Publication SP - 79, Detroit, 1983.

2.16. J. Krell: 'Influence of Additions on the Properties of Fresh and Hardened Concrete' Third CANMET/ACI Int. Congr. on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete, supplementary paper pp 203 - 209, 1989.

2.17. Johansen, R.: Silikastov i fabrikkbetong - langtidseffekter. SINTEF - FCB report STF65 A79019, Trondheim 1979.

2.18. Sellevold, E.J. and Radjy, F.F.: Condensed silica fume (microsilica) in concrete: Water demand and strength development. ACI. Special Publ. SP - 79, Vol. 2, pp 677 - 694, 1983.

2.19. Sellevold, E.: Silica Fume in Concrete, FIP publication. Thomas Telford, London 1988.

2.20. Proceedings: Third International Conference on Superplasticizers and other Chemical Admixtures in Concrete, Ottawa - Canada 1989.

2.21. Bache, H.H.: Densified cement / ultra - fine particle based materials. Presented at the Second International Conference on superplasticizers in concrete, Ottawa 1989.

2.22. Baerlad, Gjør: 'High Strength Concrete for Highway Pavements and Bridge Decks', Proc. Utilization of High Strength Concrete, Stavanger 1987. Available TAPIR N - 7034, Trondheim - NTH, Norway.

2.23. S.W. Danielsen: Samvirket tilslag pasta i herdet betong', Materialutvikling Høyfast Betong rap. 1.2: 1989 (norw) Available FACB - SINTEF N - 7034, Trondheim, Norway.

2.24. State-of-the-art-report on High Strength Concrete. Reported by ACI Committee 363, ACI Journal July - August 1984, pp 362 - 411.

2.25. T. Gjerde - B. Kepp: 'Structural LWA - Concrete' Technical report 1987, Norwegian Contractors, Holtet 45, N - 1321 Stabekk, Norway.

2.26. F.D. Lydon: 'observations on the density and quality of concrete', The Inter. Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, Vol. 9, N 4 Nov. 1987.

2.27. Min - Hond Zhang, PhD thesis 'Microstructure and properties of high strength lightweight concrete' Norwegian Institute of Technology - Trondheim 1989.

2.28. Newman and Bremner, 'The testing of structural light - weight concrete' C180, Lightweight Concrete, Proceedings Second International Congress on Light - weight Concrete, April 1980 - London. The Construction Press 1980 pp 152 - 171.

2.29. Lydon and Al - Mahfoudh, 'Water absorption by aggregates' Construction and Building Materials. Volume 3, N 1, March 1989, pp 2 - 7.

2.30. The Institution of Structural Engineers / The Concrete Society. Guide to the structural use of lightweight aggregate concrete. The Inst. of Struct. Eng. London. Oct 1987 pp 58.

2.31. Holm, Bremner and Newman, 'Lightweight aggregate concrete subject to severe weathering' Concrete International, ACI June 1984.

2.32. Bentur, A., Goldman, A. and Cohen, M.: 'The Contribution of the Transition Zone of the Strength of High Quality Silica Fume Concretes' pp 97 - 103 in Bonding Cementitious Composites', S. Mindess and S.P. Shah (Editors), Proc. Material Research Society Meeting, Vol. 114, 1988.

2.33. Bentur, A.: 'The Role of the Interface in Controlling the Performance of High Quality Cement Composites' pp 227 - 237 in Advances in Cement Manufacture and Use - 1988, E. Grantner (Editor), Proc. Eng. Foundation Conference, Potosi, Missouri, 1988.

2.34. E. Sellevold and F. Radjy, 'Condensed silica fume concrete: Water demand and strength Development' ACI SP - 79, Fly ash Silica fume. Slag and other byproducts in Concrete - 1983, pp 677 - 694.

2.25. Aitcin P.C.: 'From Gigapascals to Manometers' pp 105 - 130, *ibid*.

2.36. Helland, S.: Bilag, Teknologidagene i Rogaland 1985.

2.37. Regourd, M.: Microstructure of high strength cement paste systems. Material Research Society Symposia Proceedings, Vol 42, Pennsylvania 1984.

2.38. Bache and Napper - Christensen, 'observations on strength and fracture in lightweight and ordinary concrete proceedings Int. Conference. The Structure of Concrete, London Sept. 1965, Cement and Concrete association 1968 pp 93 - 108.

2.39. J. Spitzner: 'optimising durability, strength and density of structural LWA concrete' Proceedings ERMCO '89, Stavanger June 1989 pp 480 - 490, Available FABEKO. Kjelsasveien 160, Oslo, Norway.

2.40. De Larrad, 'Very high - strength concrete: from the laboratory to the construction site' First International Symposium on Utilization of High Strength Concrete, Stavanger - Norway 1988.

2.41. S. Hellad: 'Temperature and Strength Development in Concrete with w / s ration less than 0.40', Proc. Utilization of High Strength Concrete, Stavanger 1987. Available TAPIR N - 7034, Trondheim - NTH, Norway.

2.42. Justnes, Lundevall and Sellevold: 'Kjemisk sammensetning av sementpasta relatert til høyfast betong' report 5.2 Materialutvikling høyfast betong (norw) available FCB - SINTEF, N - 7034, Trondheim, Norway.

2.43. Smeplass, Lindgard: 'Lang tids fasthetsutvikling' report 5.1. Materialutvikling høyfast betong (norw) available FCB - SINTEF N- 7034, Trondheim, Norway.

2.44. Sellevold, E., Materialutvikling høyfast betong 'Delrapport 5' FCB - SINTEF N - 7034, Trondheim, Norway.

2.45. Paillere, Buil and Serrano: 'Durabilite du beton a tres haute performances; incidence du retrait d'hydratation sur la fissuration au jeune age' Proceedings of the first international RILEM Congress III pp 990 - 997, Paris - Versailles 1987.

2.46. Smeplass: 'Dykket rorbro - Betongteknologi laboratoreiforsok volumstabilitet' repot STF65 A89066 (norw) FCB - SINTEF N - 7034, Trondheim, Norway.

2.47. Paillere, Buil and Serrano: 'Effect of fiber addition on the autogenous shrinkage of silica fume concrete', ACI Materials Journal March - April 1989 pp 139 - 144 2.

2.48. J. Moksens: Symposium Singapore 89/. Noteworthy Developments in Prestressed and Precast Concrete - Symposium in Singapore Sept. 1989.

2.49. Tattersall, G.H.: Workability of concrete. Kursdagene ved NTH, Trondheim 1983.

2.50. S. Helland: 'Silpforming of ccrete with very low water content' Concrete 1984 (British Concr. Society), volume 18 No. 12 Dec. pp 19 - 22.

2.51. O. Wellavik: 'Betongens reologi, materialsammenstning og nalemetoder'. Materialutvikl, Hoyfast betong rap. 3.1: 1989 (norw) Available FCB - SINTEF N - 7034, Trondheim, Norway.

2.52. Basile, Biagini and Collepardi. 'Effect of gypsum state in industrial cements on the action of superplasticizers' Cement and Concrete Research. Vol. 17 pp 715 - 722. 1987.

2.53. Smeplass, Maage: Heat of hydration of high stergh concrete. Proposed paper for the second international symposium on applications of high strength concretes, Berkeley 1990.

2.54. De Larrad and P. Acker: 'Amelioration de l'etancheite a l'air des enceintes internes de centrales nucleaires. Interet de l'emploi d'un beton a haute performance de formulation speciale' Report for Electricite de France 347020 Paris LCPC. 1989.

2.55. British Standards institution. The structural use of concrete. Part 2:1985. Code of practice for special circumstances. BSI - London.

2.56. French Codes. Beton arme aux etats - limites (1983) Beton precontraint aux etats - limites (1983)

2.57. Bentur, A. and Goldman, A.: 'Curing effects, strength and physical properties of high strength silica fume concretes, ASCE I. Mater. Civil. Eng. 1 (1) 46 - 59 (1989).

2.58. Pfeiffer and Landgren, Energy efficient accelerated curing of concrete - A laboratory study for plant - produced prestressed concrete' Technical Report no. 1, Prestressed Concrete Institute, Chicago, Dec. 1981.

2.59. Helland and Maage: Computer - based curing control' Proceedings, F.I.P. Congress in Hamburg, June 1990.

2.60. International Standart Organization: 'Methods for Assessment of the Compressive Strength of Concrete in Structures'. Draft proposal ISO / TC71 / SC3 / WG May 1987.

2.61. Erik Thorenfeldt: 'Design Properties for High Strength Concrete (NS 34473)'. Nordisk Betong 1.2: 1986 pp 71 - 73.

2.62. CEB - FIP Model Code 1990. First predraft 1988. Bulletin d'information N 190 a et b, Juillet 1988.

2.63. Atle K. Haug, B. Jacobsen: 'In - situ and Design Strength For Concrete in Offshore Platforms', Secd Int. symposium on Utilization of HSC, Berkeley 1990.

2.64. Smadi, Slate, Nilson: 'High, Medium and Low Strength Concretes Subjected to Sustained Overloads - Stains, Strengths and Failure Mechanisms. ACI - Jounal Sept. - Oct. 1985.

2.65. Maage, Smeplass and Johansen: 'Long - Term Strength of High Strength Silica Fume Concrete', Second Int. Symposium on the utilization of High Strength Concrete - Berkeley, 1990.

2.66. B. Foure: 'Resistance potentielle a long - terme du beton soumis a une contrainte soutenue' Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, N 435, June 1985.

FIB - CEB Working Group on High Strength Concrete, 1990.

2.67. B. Foure: 'Etude experimentale de la resistance du Beton sous contrainte soutenue' Annales de l'Institut Technique du Batiment et Travaux Publics, N 435, June 1985.

2.68. Carette, Malhotra and Aitcin: Preliminary data on longterm strength development of condensed silica fume concrete'. Third Int. Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag / Natural Pozzolans in Concrete - Trondheim, Norway 1989 supplementary papers pp 597 - 617.

2.69. Aitcin and Laplante: 'Long - Term Compressive Strength of Silica Fume Concrete'. Third int. Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag & Natural Pozzolans in Concrete - Trondheim, Norway 1989 supplementary papers pp 727 - 737.

2.70. Carrasquillo et al.: 'Microcracking and behavior of HSC subject to short - term loading', ACI - Journal May - June 1981.

2.71. S. Helland et al.: 'Hoyfast betong', presented at Norsk Betongdag, Trondheim Oct. 1983 (norw)

2.72. Tognon, Ursella, Competti: 'Design and Properties of Concretes with Strength over 150 kgf/cm². ACI - Journal May - June 1981.

2.73. Smeplass S., Justnes H., Sellevold E.J., Ronning T.: Results from the Norwegian research project 'Materialutvikling Hoyfast betong' to be reported. Report available from the Cement and Concrete Research Institute, Trondheim medio 1990.

2.74. Carrasquillo, Slate, Nilson.: Properties of High Strength Concrete Subjected to Short - Term Loading. ACI - Journal May - June 1981.

2.75. Bernhardt, Hoff: Hoyfast betong. Delrapport O. Forsok med bjelker i hoyfast betong 'HSC' SINTEF report STF65 A85021.

2.76. Hoiseth, Hoff, Jensen: Hoyfast betong. Delrapport 2. Soyler under sentrisk last. SINTEF report STF65 A83049.

2.77. Parrot: 'The production and properties of high strength concrete'. Concrete Nov. 1969.

2.78. Norwegian Standard NS 3473, Concrete Structures, Design Rules, 1989 (available in English from N.B.R. Kobenhavnt. 10 - 0566 Oslo 5 - Norway).

2.79. Thorenfeldt: Lett og hoyfast betong. Arbeidsdiagrammer. Strekfasthet. Kursdagene ved NTH 1986.

2.80. Loland: 'Mathematical modelling of deformational and fracture properties of concrete based on damage mechanical principles. Application on concrete with and without addition of silica fume'. Report BML 81.101 Sept. 1981. Division of Building materials. The Norwegian Institute of Technology.

2.81. Hoff: Hoyfast betong. Trykk of strekbelastning. SINTEF rapport STF65 A86032 For Ing. Selmen A/S.

2.82. Bernhardt, Bynoe, Jensen: Hoyfast betong. Delrapport 7. Bjelker med langtidslast. SINTEF report STF65 A85062.

- 2.83. Tomaszewicz, Jensen: Hoyfast betond, Delrapport 5. Pilotforsøk med kryp i hoyfast betong. SINTEF report STF65 A 85006.
- 2.84. Building Code Requirements for Reinforced Concrete. ACI 318 - 83.
- 2.85. Ahmad, S., Shah, S.P.: High Strength Concrete - A Review. First symposium on Utilization of High Strength Concrete, Stavanger 1988.
- 2.86. Charif, Jaccoud and Alou: 'Reduction of deformations with the use of concrete admixtures' ROLEM Symposium, Barcelona May 1990.
- 2.87. De Larrard, F., Acker, P., Attolou, A., Malier, Y.: Fluage des betons a tres hautes performance. IABSE Congress Helsinki 1988.
- 2.88. Auperin, M., De Larrard, F., Richard P., Acker P.: Retrait et fluage de betons a haute performance - Influence de l'age du chargement. Annales de l'Institut Technique du batiment et des travaux publics, May 1989.
- 2.89. Superin, Michel: Shrinkage and creep in certain high FIP - CEB Working Group on High Strength Concrete, 1990 performance concrete for use in site. Research Department, Bouygues.
- 2.90. Ngab, Nilson and Slate: 'Shrinkage and Creep o High Strength Concrete'. ACI Journal, July - Aug. 1981.
- 2.91. Bjerkeli, Tomaszewicz, Jensen: Deformation properties and ductility of high strength concrete. Proposed paper for the second international symposium on applications of high strength concretes, Berkeley 1990.
- 2.92. Ahmad, S.H., Shah, S.P.: High Strength Concrete - A Review. Proceedings. First symposium on Utilization of High Strength Concrete. Symposium Stavanger 1987.
- 2.93. Reinhardt, H.W.: Simple Relations for the Strain Rate Influence of Concrete. Darmstadt Concrete, Annual Journal on Concrete and Concrete Structures. Volume 21987.
- 2.94. Ahmad, S.H., Shah, S.P.: Behavior of hoop Confined Concrete under High Strain Rates. Journal of American Concrete Institute, September - October 1985.
- 2.95. Thorenfeldt, Drangsholt, Tomaszewicz: Strength of reinforced high strength ccrete under bi-axial tension / compression loading. Proposed paper for the second international symposium on applications of high strength concretes, Berkeley 1990.
- 2.96. Bjerkeli, Tomaszewicz, Jensen: Deformation properties and ductility of high strength concrete. Proposed paper for the second international symposium on applications of high strength concretes, Berkeley 1990.
- 2.97. Jensen J.J. and Bjerkeli L.: Effect of water pressure on concrete structures. Water absorption, static strength and strain development tests. SINTEF report STF65 F87037.
- 2.98. Bürge, T.A.: Densified Matrix Improves Bond with Reinforcing steel, Bond in Concrete, edited by P. Bartos, Applied Science Publishers, London, 1982.
- 2.99. Ezeldin, A.S. Balaguru, P.N.: Bond behaviour of normal and High stergh Fibre rein reed Concrete, ACI Materials Journal, Sept. - Oct. 1989.
- 2.100. Elighausen, R., Krelley, H., Langer, P.: Untersuchungen zum Verbundverhalten gripper Bewehrungsstabe mit praxisüblicher Betondecking Universitat Stuttgart, IWB, 1989.
- 2.101. De Larrard, F., Malier, Y.: Proprietes constructives des betons a tres haute perormances. Annales de l'Institut Technique du batiment et des travaux publics, Decembre 1989.
- 2.102. Tomaszewicz, A., Jensen, J.J.: Hoyfast Betong, Delrapport 11, SINTEF, FCB - rapport 1986 - 12 - 31.

2.103. Steinwedel, A.: Entwicklung radiographischer Untersuchungsmethoden zur Beschreibung des Verbundverhaltens zwischen Stahl und Beton preliminary report for DTg, technische Hochschule Darmstadt, 1989, unpublished.

2.104. Eibl, J., Kobarg, J.: Das Verhalten von Stahl und Beton unter besonderer Berücksichtigung der lokalen Stahlspannung, Fortschritte im Konstruktiven Ingenieurbau, Rehm - Festschrift, Verlag Erns & Sohn, pp 143 - 153.

2.105. CEB - FIB Model Code 1990, proposal June 1989.

2.106. Kroggel, O., Steinwedel, A.: X - Ray Visualisation of Internal Defects, Darmstadt Concrete, Vol 3, 1988, Technische Hochschule Darmstadt.

2.107. Fehling, E.: Zur Energiedissipation und Steifigkeit von Stahlbetonbauteilen unter besonderer Berücksichtigung von Rissbildung und verschieblichem Verbund, Thesis, Technische Hochschule Darmstadt, 1990.

2.108. Jensen, J.J. and Bjerkeli L.: Effect of water pressure on concrete structures. Water absorption, static strength and strain development tests. SINTEF report STF65 F87037.

2.109. RILEM Committee 36 - RDL, 'Long - Term Random Dynamic Loading of Concrete Structures', Report, Sept. 1982.

2.110. CEB Bulletin N 188, Fatigue of Concrete Structures', June 1988.

2.111. Leeuwen J., Siemes A.J.M.: 'Miner's Rule with Respect to Plain Concrete', Heron, Vol 24, N 1, 1979.

2.112. Cornelissen H.A.W.: 'Fatigue Failure of Concrete in tension', Heron, Vol 29, N 1984.

2.113. Waagard K., Keep B., Stemland H.: Fatigue of High Strength Lightweight Aggregate Concrete', proceedings, 'Utilization of High Strength Concrete', Stavanger, June 1987.

2.114. Nishiyama M., Mugurama H., Watanabe F.: 'On the Low - Cycle Fatigue Behaviour of Concrete and Concrete Members under submerged Condition', Proceedings, 'Utilization of High Strength Concrete', Stavanger, June 1987.

2.115. Petkovic G., Lenschow R., Stemland H., Rosseland R.: 'Fatigue of High Strength Concrete', To be published at 'The Second international Symposium on Application of high Strength Concrete', Berkeley May 20 - 22 1990.

2.116. Norwegian Standard NS 3473, Concrete Structures, Design Rules, 1989, (available in English from N.B.R. Kobenhavngt. 10 - 0566 Oslo 5 - Norway).

2.117. Nelson E.L., Carrasquillo R.L., Fowler D.W.: Fatigue of High Strength Concrete subjected to Biaxial Cyclic Compression', Proceedings, 'Utilization of High Strength Concrete', Stavanger, June 1987.

2.118. Lambotte H., Taerwe L.: 'Fatigue of Plain High Strength Concrete Subjected to Flexural tensile Stresses' Proceedings, 'Utilization of High Strength Concrete', Stavanger, June 1987.

2.119. Grube H. and Muckulis M.: Investigation on water penetration and water permeation in concrete. COSMAR PPI - 1 - I, 1980 (COSMAR: Concrete structures for marine production, storage and transportation of hydroreactants, an international joint project VARITAS, FCB / SINTEF)

2.120. Smeplass S., et al. Results from the Norwegian research project 'Materialutvikling Hoyfast Betong', to be reported. Report available from the Cement and Concrete Research Institute, Trondheim medio 1990.

2.121. Lydon and Mahawish: 'Fracture of bare concrete under gas - induced axisymmetric compression'. Fracture of concrete and rock. Recent developments, Ed. Shah, Swartz and Barr, elsevier Applied Science, 1989 pp 173 - 182.

2.122. Bamfort: 'The relationship between permeability coefficients for concrete obtained using liquid and gas'. Magazine of Concrete research, Vol 39, N 138, March 1987 pp 3 - 11.

2.213. CEB Bulletin d'Information N 182 Durable Concrete Structures - CEB Design Guide second edition 1989.

2.124. Mather, Katherine: 'Current Research in Sulfate Resistance at the Waterways Experiment Station', George Vesbeck Symposium on Sulfate Resistance of Concrete, ACI SP - 77, 00 63 - 74, amer. Concr. Inst. Detroit, 1982.

2.125. Cohen, M.D. And Bentur, A: 'Durability of Portland Cement - Silica Fume Pastes in Magnesium and sodium sulfate Solutions' ACI Materials Journal, 85 (3) 148 - 157 (1988)

2.216. Mehta, P.K.: 'Chemical Attack of Low Water Cement Ratio Concretes Containing Latex or Silica Fume as Admixtures' Proc. ACI / RILEM Symp. on technoolgy of Concrete when pozzolans, Slags and Chemical Admixtures are used, Monterey, Mexico, 325 - 340, 1985.

2.217. Davies, G. and Oberholstre, R.E.: 'Use of the NBRI Accelerated Test to Evaluate the Effectiveness of Mineral Admixtures in Preventing the Alkali - Silica Reaction' Cement Concrete Research 16 (2) 97 - 107, 1987.

2.218. Hooton, R.D.: 'Some Aspect of durability with Condensed Silica Fume in Concretes' Proc. CANMET Int. Workshop on Silica Fume in Concrete, Montreal, 1987.

2.129. S. Sveinbjornsen: Alkali - aggregate damages in concrete with micro silica - fiendl study', Icelandic Building Research Inst., Reykjavik 1987.

2.130. Sellevold: Betongens funksjonsdyktighet', Norsk Betongdag 1989 (norw) Available at N.B/N.I.F. P.O. Box 2312 0210 Oslo 2, Norway.

2.131. Foy, Pigeon and Bauthia: 'Freeze - thaw durability and deicer salt scaling resistance of a 0.25 water - cement ration concrete ' Cement and Concrete Research, Vol. 18 pp 604 - 614, 1988.

2.132. Hammer and Sellevold: 'Frost resistance of high strength concrete' Second international symposium on the utilization of high strength concrete, Berkeley Colifornia May 1990.

2.133. Freisleben Hansen, Meijhede Jensen: 'Selfdesiccation shrinkage in low porosity cement - silica mortar' Nordic Concrete Research 1990 - Available N.B/N.I.F. P.O. Box 2312 Oslo 2, Norway.

2.134. PrENV 206.

2.135. GAutefall and Vennesland: 'Modifisert Portlandsement. delrapport 5: Elektrisk motstand og pH - niva' Report STF65 A85042 1985 (norw.) - FCB - SINTEF 7034 Trondheim, Norway.

2.136. Smeplass and Havdahl: Dykket robro - Betongteknologi, Laboratorieforsok Permeabilitet of Armeringskorrosjon', Repot STF 65 A89068 1989 (Norw.) FCB - SINTEF 7034 Trondheim, Norway.

2.137. Helland: 'High Strength Concrete used in Highway Pavements', Second Int. Symposium on the Utilization of High Strength Concrete, Berkeley California - May 1990.

2.138. Gjorv, O.E. Baarland, T., Ronning, H.: High Strength Concrete for Highway Pavements and Bridge Decks. First symposim on Utulization of High Strength Conceret, Siavanger 1988.

2.139. Holland: 'Use of Silica Fume Concrete to Repair abrasion - erosion Damage in the Kinzua Dam Stilling Basin', Publication SP - 91 American Concrete institute, 1983 Vol. II pp 841 - 863.

2.140. Diedrichs, U., Jumppanen, U.M., Penttala, V.: Material Properties of High Strength Concrete at Elevated Temperatures. IABSE 13th Congress Helsinki June 1988.

2.141. Jensen, J.J., Danielsen, U., Hansen, E.A., Selgem, S.: Offshore Structures exposed to Hydrocarbon Fire. The first international Conference on Concrete for Hazard Protection, Edinburgh Sept. 1987.

2.142. Dietrichs, U., Jumppanen, U.M. & Penttala, V.: Behaviour of high strength concrete at high temperatures. Helsinki University of Technology, Dep. of structural Engineering. Report 92, espoo 1989.

2.143. Hammer, T.A., Justnes, H., Smeplass, S.: A Concrete Technological Approach to Spalling during Fire. Paper presented at a Nordic mini - seminar, Trondheim 1989. SINTEF report STF65 A89036.

2.144. Moksnes, J.: Normal hoyfast konstruksjonsbetong. Teknologidagene i Rogaland 1985.

2.145. Randall and Foot: 'High Strength Concrete for the Pacific First Center Concrete International April 1989 pp 14 - 16.

2.146. M. Held 'Research results concerning the properties of high strength concrete' Darmstadt Concrete, Vol 5 - 1990, Technische Hochschule Darmstadt, Alexanderstrasse 5 Darmstadt, Germany.

2.147. Smeplass: 'High strength concrete. SP4 - Material Design. Report 4.4 Mechanical Properties - normal density concrete' STF65 - F89020 - FCB - SINTEF 7034 Trondheim, Norway.

2.148. Carrasquillo: Effect of Using Unbonded Capping systems on the Compressive Cylinders, ACI Materials Journal, May - June 1988.

2.149. Boulay: La boîte à sable, pour bien écraser les betons a hautes performances. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, No / Dec 1989.

FIP - CEB Working Group on High Strength Concrete, 1990

2.150. Boulay C, Belloc A., Torrenti J.M., De Larrard F.: Mise au point d'un nouveau mode opératoire d'essai de compression pour les betons a haute performance., Internal Report. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Paris - December 1989.

2.151. Sigvaldson: The Influence of the Testing Machine on the compressive Strength of Concrete, Cement and Concrete Association, London, 1966.

2.152. Cole: Some mechanical Aspects of Compression Testing Machines, Magazine of Concrete Research, London, Dec. 1967.

2.153. McHenry, Douglas, Shideler: Review of Data on Effect of Speed in Mechanical Testing of Concrete, ASTM Philadelphia 1955, pp 72 - 82.

2.154. Jones, Paul, Richart: The Effect to Testing Speed on Strength and Elastic Properties of Concrete, ASTM V 36, Part II, 1936.

2.155. Watstein: Effect of Straining Rate on the Compressive Strength and Elastic Properties of Concrete, ACI Journal, Proceedings V 49 N 8, April 1953.

2.156. Weigler, Karl: Beton Arten - Herstellung - Eigenschafteln, Ems & Sohn Verlag 1989, ISBN 3 - 433 - 01332 - 2.

2.157. Dahl and Rindaroy: DP4' Ringforsok, Materialutvikling Hoyfast Betong' (norw). to be published mid 1990 by FCB - SINTEF 7034 Trondheim, Norway.

2.158. Jahren, P. Fire resistance of High Strength / Dense Concrete with particular reference to Use of Condensed Silica Fume. A review. Proceedings Third international Conference, Trondheim Norway 1989.

2.159. Shirley, Burg and Fiorato. Fire Endurance of High Strength Concrete Slabs. ACI Materials Journal V 85 N 2 1988.

3.1. Eurocode N 2: Desing of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. Final draft, October 1989.

3.2. CEB - FIP Model code 1990: First predraft 1988. Bulletin d'informaton N 190 a et b, juillet 1988.

3.3. FIP Recmendations: Practical desing of reinforced and prestressed concrete structures. Thomas Telford Limited, london 1984.

3.4. CEB Manual: Carcking and deformations. Ecole Ploytechnique Federale de Lausanne, 1985.

3.5. Norme SIA 162: Ouvrages en beton. Societe suisse des ingenieurs et des architectes. Zürich, 6/1989.

3.6. H. Martin P. Noakowski, Verbundverhalten von Betonstählen - Untersuchung auf der Grundlage von Ausziehversuchen, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 319, Berlin, 1981.

3.7. FIP State of art report: Condensed silica fume in concrete. Thomas Telford Limited, London, 1988. (65 Bond properties).

3.8. R. Favre, M. Kopra, J.-C. Putallaz, Defromation of concrete structures - Theoretical Basis for the calculation. LABSE Surveys s - 16/81.

3.9. A. Ghali, R. Favre: Concrete structures - Stresses and deformationas. CHapman and Hall, London, 1986.

3.10. J.-P. Jaccoud, R. Favre, Fleche des structures en beton arme - Verification experimentale d'une methode de calcul. Annales de l'I.L.T.B.T.P., serie: Beton 208, N 406 juillet - aout 1982.

3.11. B. Espion, P. Halleux, Moment curvature relationship of reinforced concrete sections under combined bending and normal forces Materials and structures N 21, 1981, pp 341 - 351.

3.12. H. Charif J.- P. Jaccoud, Reduction des deformations et amelioration de la qualite des dalles en beton. Rapport final sur les etudesz experimentales. Ecole Plystechnique Federale de Lausanne, Publication IBAPH N 133, Juillet 1989.

3.13. R. Favre, H. Charif, J.- P. Jaccoud, Improved servies - ability of R.C. slabs with the use of high strength concrete - Reduction of deformations and cracking. Paper submitted for the second international symposium on Utilization of high strength concrete in Berkele, May 20 - 22 1990.

3.14. J.-P. Jaccoud: Verminderung der Durchbiegung von Massivplatten dank. Hochleistungs-beton. Proposed paper for the 23 Forschungsolloquium of Daf STb in Zürich, march 22 - 23 1990.

3.15. A.W. Beeby. The prediction of crack widths in hardened concrete. The Structural Engineer, London, vol 57, A, January 1979.

3.16. J.-P. Jaccoud, Armature minimal pour le controle dela fissuration des structures en beton. Ecole Polytechniwiue Feredale de Laussane, these N 666, 1987.

3.17. G. König, E. Fehling, Zur Rissbreitenbeschränkung im Stahlbetonbau. Beton und Stahlbetonbau 83, H., 6 und 7.

3.18. P. Schiessl: Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rissbreite. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DafStb), Heft 400, pp 157 - 175.

3.19. Thronfeldt, E.: Høyfast betong. Dimensjoneringsregler. Foredrag ved FCBs Informasjonsdag 1985. SINTEF FCB rapport STF 65 A 85044, 1985.

3.20. Norwegian Standard NS 3473, Concrete Structures Design Rules, 1980 (available in English from N.B.R. Kobenhavngt. 10 - 0566 Oslo 5 - Norway)

3.21. Tmazewicz A. and Jensen J.J.: Høyfast betong - Delrapport 11, FCB / SINTEF, 7034, Trondheim - Norway.

3.22. De Larrard F. and Malier Y.: Propriétés constructives des bétons à très hautes performances, Annales de L'I.T.B.T.P.- 1989.

4.1. State-of-art report on High Strength Concrete. Reported by ACI committee 363 ACI Journal July - August 1984.

4.2. Ahmad, Shah: 'Stress-Strain Curves of Concrete Confined by Spiral Reinforcement'. ACI - Journal Nov.- Dec. 1982.

4.3. Hoiseth, Hoff, Jensen: Høyfast betong. Delrapport 2. Søyler under sentrisk last. SINTEF report STF65 A83049.

4.4. Pastor, Nilsen, Slate: 'Behaviour of High Strength Concrete Beams'. Research Report no 84 - 3. Dep. of Struct. Eng. Cornell University. Ithaca, Feb. 1984.

4.5. Martinez, Hoff, Jensen, Slate: 'Spirally Reinforced High - Strength Concrete Columns'. ACI Journal Sept.- Oct. 1984.

4.6. High - Strength Concrete ACI SP - 87.

4.7. Thorenfeldt, E., Tomaszewicz, A., Jensen, J.J.: Mechanical Properties of High Strength concrete and Application in Design. First Symposium on Utilization of High Strength Concrete, Stavanger 1988.

4.8. Bjerkeli, Tomaszewicz, Jensen: Deformation properties and ductility of high strength concrete. Proposed paper for the second international symposium on applications of high strength concretes, Berkeley 1990.

4.9. Muguruma H. and Watanabe F.: Ductility improvement of high strength concrete column with lateral confinement. Proposed paper for the second international symposium on application of high strength concrete, Berkeley 1990.

4.10. Norwegian code for concrete structures. Norsk Standard NS 3473. 1989.

4.11. Dal Busco, S. Dformabilité et capacité portante des cloisons en béton armé. These N 734 (1988) Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

4.12. Kong, F.K. et al: Handbook of structural concrete. Chapter 10, Failure criteria for concrete. Pitman Books Limited 1983.

4.13. Jensen J.J. and Bjerkeli L.: Effect of water pressure on concrete structures. Water absorption, static strength and stain development tests. SINTEF report STF65 A90006.

4.14. De Larrard, Malier: Propriétés constructives des bétons à très haute performances. Annales de l'Institut Technique du bâtiment et des travaux publics, Décembre 1989.

4.15. Muguruma H., Watanabe F., Iwashimizu T. And Mitsuueda R.: Study on improving the ductility of high strength concrete by material confinement. Proc. of the Japan Concrete Institute, Vol. 5 pp. 317 - 320 1983 (in Japanese).

4.16. Abdel Fattah, Anmad: behaviour of Hoop - Confined HSC under Axial and Shear Loads, ACI - Journal / Nov - Dec. 1989.

4.17. Thurliman, B. Schwartz J. Desing of Masonry Walls and Reinforced Concrete Columns with Column - Deflection Curves. IABSE; Proceedings P108 / 87, Zurich, 1987, pp 17 - 24.

4.18. Nielsen: High Strength Concrete, Desing - Nordisk betong 3 - 4 1984.

4.19. Bernhardt, Hoff: Hoyfast betong, delrapport O. Forsok med bjelker i hoyfast betong HSC, SINTEF report STF65 A85021.

4.20. Bernhardt Fynboe, Jensen: Hoyfast betong, Delrapport 6. Forsok med kryp i hoyfast betong, SINTEF report STF65 A85011.

4.21. Marro, P. bending and Shear Tests up to Failure of Beams made with strength Concrete. First symposium on Utilization of High Strength Concrete, Stavanger 1988.

4.22. De Stefano A., Sabia D. Tests up to failure on HSC elements subjected to bending and axial load. CEB Bulletin d'Information N 193, December 1989.

4.23. CEB - FIP Model Code 1990; First Predraft 1988, CEB Bulletin d'Information N 190.

4.24. Carrasquillo, Slate Nilson: Microcracking and behaviour of High Strength Concrete Subjected to Short - Term Loading'. ACI - Journal May - June 1981.

4.25. Carrasquillo, Slate, Nilson: Properties of High Strength Concrete Subjectet to Short - Term Loadig' ACI - Journal May - June 1981.

4.26. Thorenfeldt, Drangsholt: Shear capacity of reinforced high strength concrete beams. Proposed paper for the second international sympo on applications of high strength concretes, Berkeley 1990.

4.27. Ahmad, Khaloo, Poveda: Shear Capacity of Reinforced High - Strength Concrete Bemas'. ACI Journal March - April 1986.

4.28. Elzanaty, Nilson; Slate: Shear Capacity of Renifored Concrete Beams Using High - Strength Concrete' ACI Journal March - April 1986.

4.29. Schlaich, J. and Schafer, K.: Zur Druck - Querkzug - Festignkeit des Stahlbetons. Beton - und Sthalbetonbau, Heft 3 1983, p 342 - 347.

4.30. Robinson, J.R. and Demorieux, J.M.: Essais de tractioncompression sur modeles d'ame de poutre en beton arme. Part I 1968, Part II 1972. Institut de recherches appliquees du beton arme (IRABA) Paris.

4.31. Colling, M.P. and Vecchio, F.J.: The Modified Compression - Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjectet to Shear, ACI Journal, Proceedings, V. 83, No. 2, Mar. - Apr. 1986, pp 219 - 231.

4.32. Collins, M.P.: Shear Desing of Complex High Strength Concrete Structures. First symposium on Utilization of High Strength Concrete, Stavanger 1988.

4.33. Perdikaris, P.C. and White, R.N. Shear Modulus of pReracked Reinforced Concrete Panels, Journal of the Structural Division, Proceedings, ASCE, V. 111, Feb. 1985, pp 270 - 289.

4.34. White, R.N. and Holley, M.J.: and Holley, M.J.: El perimental Studies of Membrane Shear Transfer, Journal of the Structural Division, Preceedings, ASCE, V. ST8, Aug. 1972. Pp 1835 - 1852.

4.35. Ebner, F.: Uber den Einflub der Richtungsabweichung der Bewehrung auf tas Tagrverhalten von Stahlbetohplat - ten , Dr. ing thesis, Fakultat fur Bauwesen der Technischen Hochschule Karlsruhe, Karlsruhe 1963.

4.36. Peter, J.: Zur Bewehrung von Scheiben und Schalen für Hauptspannungen schiefwinklig zur Bewehrungsrichtung, Dr. ing. thesis, Technische Hochschule Stuttgart, Stuttgart 1964.

4.37. Dynglenad, T.; Behaviour of reinforced concrete panels, Dissertation, Norwegian Institute of Technology, BK - Report 1989: 1, Trondheim 1989.

4.38. Naaman, A.E., Structural design considerations for high strength concrete, Proceedings of the Workshop on High Strength concrete, University of Illinois at Chicago Circle, Chicago 1979.

4.39. Thorenfeldt, E., Tomaszewicz, A.; Reinforced concrete panels under uniaxial tension, SINTEF Report STF65 F86039, Dec. 1986.

4.40. Reagan P.E., Braestrup, M.W. Punching shear in reinforced Concrete A state of the art report, CEB Bulletin d'information N 168, Lausanne, Jan 1985.

4.41. Ajdukiewicz, A., Starosolski, W., Stahlbeton - platten - Stützen - Systeme, Ernst, Verlag für Architektur u techn. wiss., Berlin 1984.

4.42. Braestrup, M.W. Punching of reinforced concrete slabs; Code rules, plastic analysis, test results, Nordic Concrete Research (prepared for publishing in 1990.)

4.43. Colbronsen, A., Lenschow, R. Lokalbelastning på forspente sylindere skall. Beregningsformel, SINTEF - FCB Repert F78021, Trondheim May 1978.

4.44. Birdy, J.N., Bhula, D.N., Smith, J.R.; Wicks, S.J.: Punching resistance of slabs and shells used for arctic concrete platforms. 17th annual OTC in Houston, Texas May 1985.

4.45., Tomaszewicz, A.: Gjennomlokning av elementdekker. Foredrag ved FCB's Informasjonsdag 1987, SINTEF - FCB Report A87036 Oct 1987.

4.46. Levi, F., Marro, P. Shear tests up to failure of beams with Normal and High Strength Concrete, CEB Bulletin d'Information No 193 December 1989.

4.47. Eurocode N 2.: Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for Buildings - Final Draft, October 1989.

4.48. Jaccoud, J.-P. and Favre, R. Fleches des structures en beton arme - verification experimentale d'une methode de calcul. Annales de l'ITBTP serie Beton 208, juillet - aout 1982.

4.49. Tellenbach, A.: Deformation a long terme des dalles en beton a l'etat fissure. These N 544, EPF - Lausanne, 1985.

4.50. ACI committee 435, Observed deflections of reinforced concrete slab systems, and causes of large deflections. Deflections of concrete structure', ACI, SP - 85, 1985.

4.51. Charif, H. and Jaccou J.-P.; Reduction des deformations et amelioration de la qualite des dalles en beton', Rapport final sur les etudes experimentales, Publication IBAP N 133, EPF - Lausanne, juillet 1989.

4.52. R. Favre; H. Charif, J.-P. Jaccoud, Improve service ability of R.C. slabs with the use HSC - Reduction of deformations and cracking. Paper presented for the sec FIP - CEB Working Group on High Strength Concrete, 1990 2nd international symposium on 'Utilization of HSC' in Berkeley, May 20 - 23, 1990.

4.53. CEB - Model Code 1978.

4.54. Sorensen, Bo Højstyrebetons Deformasjonsforhold. Afdelingen for Bærende Konstruktioner DTH 1988.

4.55. Charif, H.: Reduction des deformations des structures en beton grace a l'utilisation des betons a hautes performances. 'These N 844, EPF - Lausanne, 1990.

4.56. Levi, F. Marro, P. Shear tests up to failure of beams with normal and high strength concrete. CEB Bulletin d'Information N 193, December 1989.

4.57. Forsøg med kantelementer af fiber af silicabeton. Rapport over tilstand etter 5 års eksponering. Cowiconsult report 1987.

4.58. Collins, M.P. and Mitchell, D. Prestressed Concrete basics, Canadian Prestressed Institute, Ottawa 1987.

4.59. Nielsen, M.P. Braestrup, M.W. Jensen, B.C., and Bach, F. Special Publication, Dansk Selskab for Bygningssatistik, Copenhagen 1978.

4.60. Schlaich, J., Chaefer, K.I. and Jennewein, M. towards a Consistent Design of Structural Concrete Journal of Prestressed concrete Institute, Vol 32 N 3 1987.

4.61. Thurlimann, B., Marti, P., Pralong J., Ritz, P and Zimmerli, B. Anwendung der Plastizitätstheorie auf Stahlbeton. Institute of Structural Engineering ETH Zurich 1983.

4.62. Levi, F. Marro, P. Shear tests up to failure of beams with Normal and High Strength Concrete. CEB Bulletin d'Information N 193 December 1989.

4.63. Langer P.: Verdrehfähigkeit plastifizierter Tragwerksbereiche im Stahlbetonbau, universität Stuttgart, IWB, 1987/1.

4.64. Hillerborg A.: Rotational capacity of reinforced concrete beams, Nordic Concrete Research, Publication N 7, Published by The Norwegian Concrete Association - Kronprinsens gt 17 Oslo, Norway.

5.1. CEB - FIB Model Code 1990. First predraft 1988. Bulletin d'information N 190 a et b, juillet 1988.

5.2. NS 3473. Norwegian Code for Concrete Structures. 1989. (N)

5.3. Rak MK B4 1983/84. Supplement 1989. Finnish code for concrete structures.

5.4. ACI 318 - 89. Building Code Requirements for Reinforced Concrete. 1989.

5.5. RILEM CPC 7.

5.6. Erik Thorenfeldt: 'Desing Properties for High Strength Concrete (NS 3473) Nordisk Betong 1 - 2: 1986 pp 71 - 73.

5.7. Leivestad, S., Vik, B., Ekeberg, P.K.: The Utilization of High Strength Concrete. A Survey of International Codes and Regulations. First symposium on Utilization of High Strength Concrete, Stavanger 1988.

6.1. State - of - art report on High Strength Concrete. Reported by ACI Committee 363. ACI Journal July - August 1984.

6.2. Carpenter: Applications of High Strength Concrete for Highway Bridges. Public roads V44 N 2 Sept 1980.

6.3. Moknes, Jakobsen: Normal hoyfast knostruktjonsbetong. Teknologidagene i Rogaland 1985.

6.4. Einstabladn, Teitrem, Larsen, Fluge: Shore approach for gas pipelines on Karmoy Nordisk Betong 1 - 1983.

6.5. Bardhan: Application of High Strength Concrete in the Constuction of National Day Parade Grandstand at Abu Dhabi UAE. Tenth International Congress of the FIP, New Dehli, India 1986.

6.6. Ishizuka, Wakabayashi: High Strength Concrete Sheds and Barriers. Tenth International Congress of the FIP, New Dehli, India 1986.

- 6.7. Yee, Masuda, Kim, Doi: Concrete Module for the Global Marine Concrete Island Drilling System. FIP notes 2, 1985.
- 6.8. Poitevin: Structural lightweight concrete in France. FIP notes 1, 1986.
- 6.9. Bobrowski: Structural assesment of lightweight aggregate concrete. Concrete July 1971.
- 6.10. Norcem Cement: Norcem Na N 2 1986.
- 6.11. Meass: Bruk av lett konstruksjonsbetong med hoy fasthet kontra bruk av normal betong i brokonstruksjoner. AAJ Rapport nr 102 - 84.
- 6.12. Grube and Herold, 'Der Beton der Rheinbrücke Koln-Deutz' Beton - information 2 + 3 1979 Beton - Verlag GmbH, 4000 Dusseldorf 11 P.O. Box 110134 Germany.
- 6.13. T. Larsen and S. Helland, 'Experience from the Use of High Strength Concrete on 3 sites in Norway' First International Symposium on the Utilization of High Strength Concrete in Stavanger - Norway May 1987, Proceedings pp 517 - 526.
- 6.14. Ralston and Korman, 'Put that in your pipe and cure it', E.N.R. edition february 16. 1989 pp 44 - 53.
- 6.15. Randall and Foot, 'High Strength Concrete for the Pacific First Center' Concrete International April 1989 pp 14 - 16.
- 6.16. Matsumoto et al. 'Precast Prestressed Concrete Truss Railway Bridge using Extremely High Strength Concrete', IABSE Congress 1976, Final report.
- 6.17. Hofsoy and Hafskjold, 'a survey of up to 60 years old concrete ships in subarectic environment', The Ninth International Congress of the FIP - Stockholm Sweden 1982, repoted in STF - 65A 82031 FCB - SINTEF 7034 Trondheim Norway.
- 6.18. Helland 'High Strength Concrete used in Highway Pavements', Second Int. Symposium on the Utilization of High Strength Concrete, Berkeley Coliformia - May 1990.
- 6.19. J. morksnes: Symposium Singapore 89/. Proc. Noteworthy Developments in Prestressed and Precast Concrete - Symposium in Snigapore Sept. 1989.

ÖZÇEŞMİŞ :

Doğum Tarihi	4 Eylül 1971	
Doğum Yeri	Bursa	
Orta Öğrenim	Haziran 1988	Bursa Erkek Lisesi 'de mezun oldum.
Üniversite Giriş	Eylül 1988	Yıldız Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü
Lisans Tezi	Haziran 1988	Beton Pompalanabilirliğini Tespit Etme Testleri ; İnşaat Mühendisliği Bölümü Yapı Malzemesi Bilim Dalı Prof. M.Ali SARAYLI
Üniversite Bitiş	Haziran 1992	Yıldız Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümünü bitirdim.
Yüksek Lisans	Eylül 1992	YTÜ FBE İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yapı Programına girdim.
İş Durumu	Kasım 1993	PERI Kalıp ve İskeleleri LTD. ŞTİ 'de çalışmaktayım.