

**MONOTONİK YÜKLEME ETKİSİ ALTINDA DİKDÖRTGEN KESİTLİ
BETONARME KİRİŞLERİN SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ İLE
NONLİNEER ANALİZİ**

Müge YAVUZER

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ**

**GAZİ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**KASIM 2005
ANKARA**

Müge YAVUZER tarafından hazırlanan MONOTONİK YÜKLEME ETKİSİ ALTINDA DİKDÖRTGEN KESİTLİ BETONARME KİRİŞLERİN SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ İLE NONLİNEER ANALİZİ adlı bu tezin Yüksek Lisans tezi olarak uygun olduğunu onaylarım.

Yrd. Doç. Dr. Özgür ANIL
Tez Yöneticisi

Bu çalışma, jürimiz tarafından İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında Y. Lisans tezi olarak kabul edilmiştir.

Başkan : Prof. Dr. Tekin Gültop

Üye : Prof. Dr. Haluk Çelik

Üye : Yrd. Doç. Dr. Özgür Anıl

Üye : _____

Üye : _____

Bu tez, Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü tez yazım kurallarına uygundur.

**MONOTONİK YÜKLEME ETKİSİ ALTINDA DİKDÖRTGEN KESİTLİ
BETONARME KİRİŞLERİN SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ İLE
NONLİNEER ANALİZİ
(Yüksek Lisans Tezi)**

Müge YAVUZER

**GAZİ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
Kasım 2005**

ÖZET

Günümüzde çok yaygın bir kullanım alanına sahip betonarme eleman ve yapıların nonlinear analizi için iki seçenek vardır: Laboratuvar koşullarında deney yapmak ve bilgisayar simülasyonu oluşturmak. Deney seçeneği, elemanın büyüklüğü, mesnetlenme şartları, yükleme durumu vb. ile sınırlıdır. Bu çalışmada, daha önce deneysel çalışması yapılmış dikdörtgen kesitli, monotonik yüklü basit mesnetli betonarme bir kirişin ANSYS paket programı ile nonlinear sonlu eleman analizi yapılmış, elde edilen sonuçlar deneyden elde edilip yayınlanmış sonuçlar ile karşılaştırılmıştır. Bu sayede gerçek davranışa yakın bir bilgisayar modeli oluşturulmaya çalışılmıştır.

Bilim Kodu : 968
Anahtar Kelimeler : ANSYS, Sonlu elemanlar yöntemi, Nonlinear analiz
Sayfa Adedi : 54
Tez Yöneticisi : Yrd. Doç. Dr. Özgür ANIL

**NONLINEER FINITE ELEMENT ANALYSIS OF BEAMS HAVING
RECTANGULAR CROSS SECTION UNDER MONOTONIC LOADING**

(M. Sc. Thesis)

Müge YAVUZER

**GAZI UNIVERSITY
INSTITUTE OF SCIENCE AND TECHNOLOGY**

November 2005

ABSTRACT

Two alternative methods exists for the nonlinear analysis of reinforced concrete members that are widely used in today's construction industry, namely, having a Laboratory testing of sample members and analysis by developing computer simulation models. Laboratory testing is limited and often costly considering the member sizes, support conditions, loading etc. This study aims to compare the actual laboratory test results of simply supported beams having rectangular cross-section subjected to monotonic loading with the results of the nonlinear finite element model developed for ANSYS structural analysis software. Thus, a computer model that can best represent the actual behavior tried to be achieved.

Science Code : 968
Key Words : ANSYS, Finite element analysis, Nonlinear analysis
Page Number : 54
Adviser : Yrd. Doç. Dr. Özgür ANIL

TEŞEKKÜR

Çalışmalarım sırasındaki katkılarından dolayı sayın hocam Yrd. Doç. Dr. Özgür ANIL'a, tezin hazırlanması sırasında asla yanımdan ayrılmayan ve desteğini esirgemeyen çok değerli sınıf arkadaşım Araş. Gör. İnş. Müh. Barış ERDİL'e, tezimi tamamlamam için her türlü imkanı sağlayan işverenim İnş. Müh. A. Süreyya URAL'a ve hayattaki en büyük desteğim sevgili anneme teşekkürü bir borç bilirim.

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
ÖZET	iii
ABSTRACT	iv
TEŞEKKÜR	v
İÇİNDEKİLER	vi
ÇİZELGELERİN LİSTESİ	vii
ŞEKİLLERİN LİSTESİ	ix
RESİMLERİN LİSTESİ	x
SİMGELER VE KISALTMALAR	xi
1. GİRİŞ	1
2. DENEY NUMUNESİ	7
3. MALZEME ÖZELLİKLERİ	11
3.1. Genel	11
3.2. Beton	14
3.2.1. Betonun davranışı	14
3.2.2. Hognestad beton modeli	16
3.2.3. Multilineer izotropik pekleşmeli plastisite	18
3.2.4. Willam – Warnke göçme kriteri	19
3.3. Çelik	23
4. ANSYS SONLU ELEMAN MODELİ	26
4.1. Genel	26
4.2. Nonlineer Analiz Özellikleri ve Ayarları	26
4.3. Eleman Tipleri ve Nitelikleri	29

	Sayfa
4.4. Malzeme Özelliklerinin Modelde Tanımlanması	32
4.5. Modelleme	36
4.6. Nonlineer Analiz Sırasında Karşılaşılan Sorunlar ve Çözümleri.....	41
5. SONLU ELEMEN ANALİZ VE DENEY SONUÇLARININ..... KARŞILAŞTIRILMASI.....	44
6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....	49
KAYNAKLAR	52
ÖZGEÇMİŞ.....	54

ÇİZELGELERİN LİSTESİ

Çizelge	Sayfa
Çizelge 2.1. Kiriş-1 referans kirişinin deney sonuçları	10
Çizelge 3.1. $\sigma - \varepsilon$ grafiğinin tanımlanan noktaları	17
Çizelge 4.1. Tanımlanan solid65 elemanlarının nitelikleri.....	31
Çizelge 4.2. Malzeme özellikleri.....	34
Çizelge 5.1. Deney kirişi ve model kirişi sonuçlarının karşılaştırılması.....	47

ŞEKİLLERİN LİSTESİ

Şekil	Sayfa
Şekil 2.1. Modellemesi yapılacak kirişin geometrisi ve yükleme hali.....	7
Şekil 2.2. Modellemesi yapılacak kirişin donatı düzeni.....	8
Şekil 2.3. Deney düzeni ve ölçüm aletlerinin yerleşimi	8
Şekil 2.4. Kiriş-1 deney elemanının yük-deplasman grafiği	9
Şekil 3.1. Betonarme bir elemanın tipik yük-deplasman ilişkisi.....	13
Şekil 3.2. Donatısız betonun tek eksenli gerilme şekil değiştirme eğrisi.....	14
Şekil 3.3. Hognestad modeline göre betonun σ - ϵ grafiği	16
Şekil 3.4. Sonlu eleman modelinde kullanılan betonun σ - ϵ grafiği	17
Şekil 3.5. Von-Mises silindiri ve elipsi	18
Şekil 3.6. $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ koordinat sisteminde bir P noktasının yeri.....	20
Şekil 3.7. Willam-Warnke göçme yüzü	22
Şekil 3.8. Donatı çeliğinin idealize edilmiş σ - ϵ ilişkisi.....	24
Şekil 3.9. Çeliğin elastik-tam plastik davranışı.....	25
Şekil 4.1. Nonlineer analiz adımları.....	27
Şekil 4.2. Newton-Raphson nonlineer analiz tipleri.....	28
Şekil 4.3. Solid65 elemanı.....	29
Şekil 4.4. Link8 çubuk elemanı	30
Şekil 4.5. Donatılı solid65 elemanların kesit içinde yerleri.....	31
Şekil 5.1. Analiz sonucu elde edilen yük-deplasman grafiği	44

RESİMLERİN LİSTESİ

Resim	Sayfa
Resim 4.1. Kirişte real constant numaraları	32
Resim 4.2. Ansys'de ana menü	36
Resim 4.3. Ansys'de pre-processor, solution ve post-processor menüleri	37
Resim 4.4. Kiriş modelinin üç boyutlu görünüşü	39
Resim 4.5. Modellenen kirişin mesnetleri ve etkitilen yükler	40
Resim 5.1. Model kirişinde oluşan ilk çatlaklar	45
Resim 5.2. Model kirişinde oluşan ilk çatlaklar sırasında gerilmeler	45
Resim 5.3. Model kirişinde 82000N yük altında ilerleyen çatlaklar	46
Resim 5.4. Model kirişinde 82000N yük altında gerilmeler	46
Resim 5.5. Göçme yükü seviyesinde kirişteki çatlaklar	48
Resim 5.6. Göçme yükü seviyesinde kirişteki gerilmeler	48

SİMGELER

Bu çalışmada kullanılmış bazı simgeler açıklamaları ile birlikte aşağıda sunulmuştur.

Simgeler	Açıklama
P_y	Akma yükü
P_u	Göçme yükü
δ_y	Akmada deplasman
δ_u	Göçmede deplasman
K_y	Akmada rijitlik
K_u	Göçmede rijitlik
σ	Gerilme
ϵ	Şekil Değiştirme
f_c	Betonun tek eksenli basınç dayanımı
f_t	Betonun çekme dayanımı
f_y	Çeliğin akma dayanımı
E_c	Betonun elastisite modülü
E_s	Çeliğin elastisite modülü
ϵ_{cu}	Betonun kopma birim şekil değiştirmesi
σ_m	Ortalama gerilme bileşeni
τ_m	Ortalama gerilme bileşeni

1. GİRİŞ

Betonarme, 1870'li yıllardaki ilk kullanımlarından sonra zaman içinde, tüm dünyada ve ülkemizde en çok tercih edilen yapı malzemelerinin başına oturmuştur. Bunun nedeni, betonarmenin yüksek dayanımı, güvenilirliği, ucuzluğu, yapım kolaylığı ve yeterli yetişmiş eleman olarak sıralanabilir.

1855'te patenti alındıktan sonra hızla yaygınlaşmaya başlayan betonarme için hesap yöntemleri geliştirmeye yönelik çalışmalar yine bu dönemde başlamıştır. Ancak, beton davranışı zamana ve yük geçmişine bağlı elastik olmayan heterojen, anizotrop ve bir malzemedir.

Betonarme yapıların veya elemanların nonlineer davranışını araştırmak için bilinen iki seçenek vardır. Bunlardan biri laboratuarlarda deney yapmak, diğeri ise simülasyon teknikleri kullanmaktır. Deney yapmak seçeneği gerçekçi sonuçlar vermekle birlikte betonarme elemanın ya da yapının büyüklüğü, boyutları, şekli, yükleme ve mesnetlenme koşullarıyla sınırlıdır. Ayrıca deneysel çalışmalar uzun zaman alabilir, malzemelerin maliyeti yüksek olabilir, insan emeğine dayalıdır ve bazen deney mahali sorunu olabilir. Bunun yanında ikinci seçenekte ise araştırılmak istenen betonarme yapı yada eleman, bahsedilen sınırlandırmalar olmadan bilgisayar ortamında oluşturulabilir. Burada, bilgisayarda oluşturulan modelin güvenilirliği ise, büyük ölçüde malzeme varsayımlarının doğruluğuna, modelin ve mesnetlenme şartlarının gerçeğe uygunluğuna bağlıdır.

Son yıllarda teknolojinin hızla gelişip bilgisayar kapasitelerinin artması, araştırmacıları daha çok bilgisayarlardan faydalanmaya itmiştir. Bilgisayarda yazılan programlar henüz tam olarak deneysel çalışmaların yerini tutamasa da büyük kolaylıklar sağladığı ve en azından yön gösterdiği bilinmektedir.

Tezimizde daha önce deneysel çalışması yapılmış monotonik yüklü, basit mesnetli, dikdörtgen kesitli betonarme bir kirişin bilgisayar ortamında

modellemesi ve nonlinear sonlu elemanlar yöntemi ile analizi yapılacak, elde edilen sonuçlar deneysel çalışmadan elde edilen sonuçlarla karşılaştırılacaktır.

Çalışmamızda, modelleme ve analizin gerçekleştirileceği bilgisayar programı olarak dünyada değişik mühendislik dallarınca yaygın şekilde kullanılan ve ülkemizde de son zamanlarda sıkça adını duyduğumuz Ansys Sonlu Elemanlar Paket Programı(versiyon 6.0) seçilmiştir. Program hakkında ayrıntılı bilgi Bölüm 4'te verilecektir.

Sonlu elemanlar yöntemi, farklı mühendislik dallarınca, gerilme analizi vb özel analizler gerektiren mühendislik problemlerinin çözümünde kullanılan nümerik bir metoddur. Sonlu elemanlar yönteminin ilk kullanımı 1900'lü yıllara dayanır. 1950'lerde Boeing'in uçak kanatlarında bu yöntemi kullanmasından sonra 1960'lı yıllarda diğer mühendislik dallarınca da benimsenir. Bütünüyle sonlu elemanlar yöntemini anlatan ilk kitap 1967 yılında Zienkiewicz ve Cheung tarafından yayınlanmıştır. Sonlu elemanlar yöntemini kullanarak analiz yapan Ansys paket programı ilk kez 1971 yılında geliştirildikten sonra 30 yılı aşkın süredir bu yöntem ile analizler yapmaktadır.

Beton malzemesi ve doğal olarak betonarme elemanlar düşük yüklemeler dışında lineer davranmazlar. Davranışları genel olarak nonlinear özellik gösterir. Bu nedenle gerçeğe yakın bir modelleme için nonlinear analiz gereklidir. Nonlinear analizde yükün adım adım etkililip, her adımın kendinden bir önceki adımın sonuçlarını temel alarak analize devam etmesiyle sürekli bir analiz oluşturulur. Bu sayede kirişin başlangıcından göçmesine kadar yük – deplasman grafiği çizilebilir. Buna karşın lineer analizde sadece verilen bir P yükü için deplasman değeri bulunabilir. Sözelimi sıfırdan P'ye kadar olan ara değerlerdeki deplasmanlar ölçülemez. Bu nedenle çözümlemede nonlinear analiz tercih edilmiştir.

Bunun dışında klasik analitik yöntemlerle yapılacak analizlerde değişik yükleme durumlarında gerilme ve çatlak durumunu tesbit etmek mümkün değildir. Kirişimizin analizinde sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak, değişik yükler altında her noktanın deplasmanı, kirişteki gerilmeler ve çatlak durumu tesbit edilmiş, deney kirişinin sonuçları ile karşılaştırılmıştır.

Bugüne kadar davranışı kesin matematiksel modellere oturtulamayan beton malzemesi ve betonarme yapı elemanları hakkında pek çok deneysel ve teorik çalışmalar yapılmıştır. Burada, bu tezin hazırlanmasında faydalanılan, betonun nonlinear davranışını sonlu elemanlar yöntemiyle çözmek amacıyla geliştirilen çalışmalar kısaca özetlenecektir.

Bunlardan ilki, betonarme yapı elemanlarının ANSYS Sonlu Elemanlar Programı'nda nonlinear modellenmesi konusunu işleyen *Antonio F. Barbosa* ve *Gabriel O. Riberio*'nun çalışmalarıdır. Bu çalışmada yazarlar, aynı kiriş için iki farklı modelleme yapmışlardır. Kiriş, 4,0 m açıklıklı, 200x350mm kesitinde, düzgün yayılı yüklerle yüklü basit mesnetli bir kiriştir. Donatı olarak yalnız 11,42 cm² alanlı çekme donatısı mevcuttur. Her iki modellemelerde de boyuna ve enine simetriden dolayı kiriş geometrisinin ¼'ü modellenmiştir.

Birinci modelde beton solid65 elemanı ile tanımlanırken, donatı için link8 çubuk elemanları kullanılmış(ayrık donatı), ikinci modelde ise donatılar solid65 elemanlarının bünyesinde hacimsel oranlarla tanımlanmıştır(gizli donatı) Her iki model de 4 kere analiz edilmiştir. Beton için her analizde farklı malzeme modelleri oluşturulmuş(ezilmeli lineer elastik, elastik tam plastik(Drucker – Prager), ezilme ihmal multilineer pekleşmeli(Von Mises) ve ezilmeli multilineer pekleşmeli), donatı için ise iki modelle yetinilmiştir(lineer elastik, elastik – tam plastik).

Bütün analizlerde yük – deplasman eğrileri düşük yüklemelerde birbirlerine çok yakın sonuçlar vermiştir. Başlangıçtaki lineer ilişki, betonda çatlama başlayınca ani bir rijitlik kaybı gösterip devamında yine yaklaşık lineer olarak

devam etmiştir. Gizli donatılı modellerde bu rijitlik kaybı safhasındaki atlayış daha yumuşak ve belirsiz olmuştur. Modeller arasındaki fark asıl servis yüklerinden sonra oluşmuştur. Lineer elastik modeller kısa zamanda göçmeye ulaşmış ve bir çözüm elde edilememiştir. En iyi sonuçlar gizli donatı tekniğinin kullanıldığı modellerde, ayrıca ayırık donatılı modellemede ise elastoplastik malzeme modelinin ve özellikle ezilmenin ihmal edildiği multiliner pekleşmeli modellerden elde edilmiştir.

Araştırmacılara göre, ayırık veya gizli, donatı yerleşimi nasıl olursa olsun ve betonun elastoplastik modeli ne kadar iyi tanımlanırsa tanımlansın, ezilme ve plastisitenin bir arada kullanıldığı modeller çok erken yakınsama kaybı gösterirler. Bu durum araştırmacılara göre, Ansys'in beton modelinde akma ve göçme arasında bir çeşit uyumsuzluk olmasından kaynaklanabilir.

Barbossa ve Riberio'nun çalışmasına göre ezilmenin ihmal edilmediği modellerde göçme düşük yük seviyelerinde oluşurken, en iyi yük geçmişi ezilmenin ihmal edildiği multiliner pekleşmeli modelden elde edilmiştir. Ayırık ve gizli donatılandırma arasında ciddi bir fark bulunmamaktadır.

P. Fanning'in 2001 yılında yaptığı çalışmada biri 3,0 m açıklıklı klasik, diğeri 9,0 m açıklıklı ön gerilmeli iki ayırık donatılı kirişi ANSYS Sonlu Elemanlar Programı'nda modellenmiş ve bulunan sonuçlar deneysel sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Beton için Solid65, çelik ve öngerme kabloları için Link8 elemanları kullanılmış, beton ve çeliğin birim uzamaları aynı kabul edilmiştir. Klasik kiriş, yakınsamayı kolaylaştırma ve deney elemanlarıyla uyum sağlayabilme amacıyla deplasman kontrollü yüklenmiştir. 9,0 m lik kirişi ön gerilmeli olarak tanımlamak için ise girilen ön gerilme kablolarına(Link8 elemanları) başlangıç şekil değiştirmesi verilmiştir. ANSYS'in betonun nonlineer davranışını modellerken yaptığı kabulle, kullandığı elemanlar ve özellikle betonun içinde tanımlanan gizli çatlak modelinin gerçeğe ne kadar uyduğunu belirlemek için yapılmış bu çalışmadan elde edilen sonuçlar deneysel sonuçlarla karşılaştırılmıştır. 3,0 m 'lik klasik kirişin göçme yükü

sonlu eleman modelinde 66,1 kN olarak bulunurken, deneylerden bu değer 66,18 ve 66,7 kN olarak elde edilmiştir. İlk çatlağa kadar lineer devam eden yük – deplasman eğrisi, yaklaşık 17 kN 'da ilk çatlak görüldükten sonra daha düşük bir rijitlikle deney sonuçlarıyla uyumlu bir biçimde devam etmiştir. Ancak, deneyden elde edilen maksimum kiriş orta nokta deplasmanı 45 mm iken, modelden elde edilen deplasman 27 mm 'yi geçememiştir. Ard germeli 9,0 m 'lik kirişte ise sonlu eleman modeliyle bulunan göçme yükü, deneyden elde edilen göçme yükünden %12 daha düşük bulunmuştur. Sonuç olarak, yazar gizli çatlak modelinin betonarme sistemlerin eğilmeden göçmesinde kullanılabilecek uygun bir nümerik model olduğu sonucuna varmıştır.

Hemmaty, De Roeck ve Vandewalle ise betonarme elemanların modellenmesinde, beton ile donatı arasında deneysel çalışmalara dayalı bir nonlineer aderans – kayma kanununu hesaba katmışlardır. Aderans – kayma ilişkisini modellerken malzeme modellerinden de yararlanılabileceğini belirtip (azaltılmış çekme ve basınç dayanımlı beton malzemesi ile) asıl modellemeyi COMBIN39 spring (yay) elemanlarla yapmışlardır. Sonuç olarak ANSYS'de spring elemanı için tanımlanan dört farklı malzeme modelinden elde edilen çatlak sonuçları, çekme deneyi uygulanan numunelerdeki çatlaklarla karşılaştırılmış ve betonarmede uygun aderans kayma kanunları kullanılarak donatı aderansının gerçekçi bir şekilde modellenebileceği belirtilmiştir.

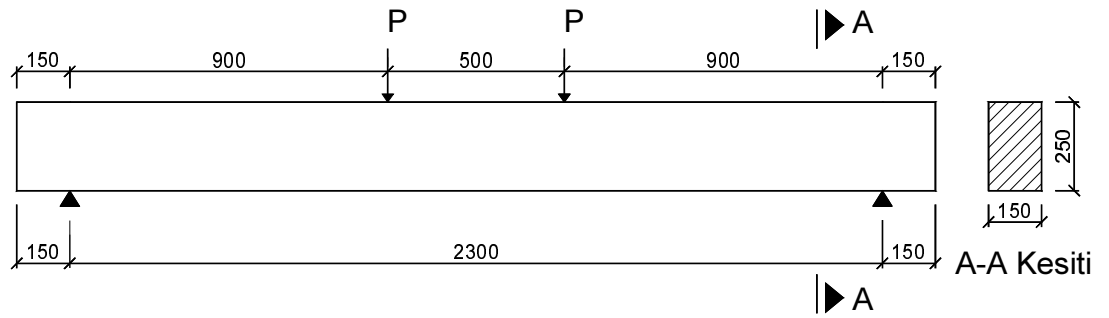
A.F. Ashour ve C.T.Morley'in betonarme elemanların 3 boyutlu nonlineer sonlu eleman modellenmesi başlıklı çalışmalarında sonlu eleman programı olarak ABAQUS programı kullanılmıştır. Çalışmada bu programda standart olarak tanımlanan beton modeliyle, yazarların özelliklerini tanımladıkları beton modeli ve daha önce Karihaloo tarafından deneysel sonuçları elde edilmiş kirişler karşılaştırılmıştır. Çatlak davranışının çok küçük yükler altında olduğu için betonun nonlineer davranışında büyük etkisi olduğu belirtilmiş ve iki farklı çatlak modelinden (ayrık ve gizli çatlaklar) gizli çatlak modeli seçilmiştir. Ayrık çatlak modelinde çatlak, betonun çekme dayanımı geçildiği zaman düğüm noktalarında oluşan ikilemeler ile tanımlanır. Ayrık çatlak

modelinde elemanın mesh boyut ve yoğunluğu sonucu etkileyen önemli bir faktör olduğu için modelleme kolaylığı açısından gizli çatlak modeli tercih edilmiş ve mesh boyut ve yoğunluğunun etkisinin belirlenmesi amacıyla bir çalışma daha yapılmıştır. Aynı yükleme, boyut ve malzeme özelliklerine sahip iki kirişten birine 1Ø12, diğerine 2Ø12 çekme donatısı yerleştirilerek her iki kiriş üçer farklı mesh boyut ve yoğunluğu ile analiz edilmiştir. Mesh boyut ve yoğunluğu sadece açıklık boyunca değiştirilmiş ve mesh adedi birinci model için 9, ikinci model için 14, üçüncü model için 18'e çıkartılmıştır. Her üç analiz sonuçları(açıklık ortası yük – deplasman eğrileri) birbirleriyle karşılaştırılmış ve mesh yoğunluğunun en fazla olduğu üçüncü modellerde en uzun yük – deplasman eğrisi elde edilmiştir.

Arnesen, Sorensen ve Bergan'ın çalışmasında iki program geliştirilmiştir. Birincisinde düzlem gerilme problemi ele alınmış ve plastisite teorisi kullanılmıştır. Bu programda iki boyutlu bir kiriş analiz edilmiştir. Bu kirişin dataları da Bresler – Scordelis kirişinden alınmıştır. Betonun modellenmesinde iki boyutlu dört düğüm noktalı düzlem elemanlar, donatı için ise iki düğüm noktalı çubuk elemanlar kullanılmıştır. Basınç altında beton malzemesinin davranışı Von Mises elipsiyle belirlenen elastik orantılılık sınırına kadar lineer elastik, ondan sonra da lineer pekleşmeli plastik olarak, donatı davranışı ise akma noktasından sonra pekleşmeli plastik olarak tanımlanmıştır. Çalışmanın sonucunda kiriş için yapılan modellemenin yetersiz geldiği belirtilmiştir.

2. DENEY NUMUNESİ

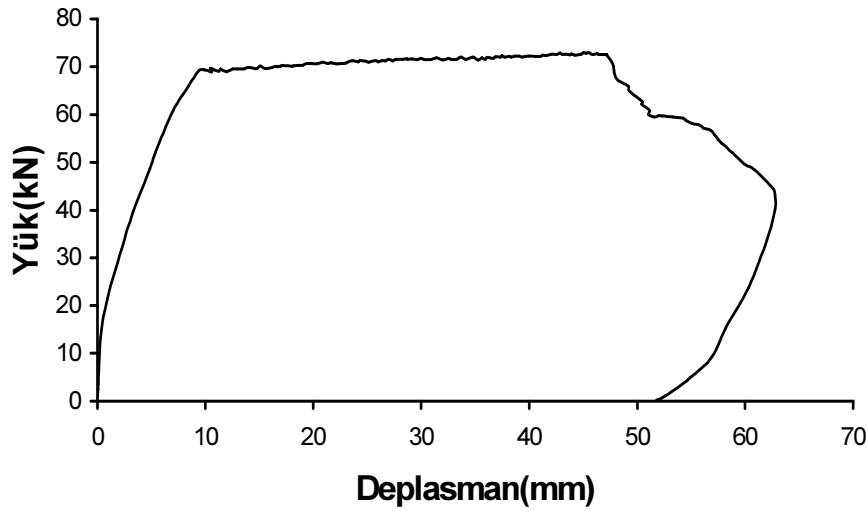
Tezimizde modellemesi ve analizi yapılacak kirişe ait deney sonuçları Prof. Dr. Sinan Altın ve Yrd. Doç. Dr. Özgür Anıl tarafından yürütülen çalışmadan elde edilmiştir. Çalışmanın amacı, kesme dayanımı yetersiz betonarme kirişlerin kesme gereksinimini karşılayabilen, sahada üretilebilen ve uygulaması kolay bir kelepçe türünün geliştirilmesidir. Bu çalışmada geliştirilen kelepçe normal bir donatının “U” biçiminde bükülüp açık olan uçlarından çelik bir lama ile kirişe sabitlenmesiyle oluşturulmuştur. Deney elemanları kesme açıklığının kiriş etkili yüksekliğine oranı(a/d) dört olacak şekilde simetrik iki tekil yük altında test edilerek dayanımları ve sergiledikleri davranışlar incelenmiştir. Deney programında beş adet kiriş test edilmiştir. Tezimizde modellenmesi yapılan ve Şekil 2.1’de gösterilen kiriş, Kiriş-1 olarak tanımlanan ve kesme donatısı olması gerektiği gibi düzenlenmiş referans deney elemanıdır.



Şekil 2.1. Modellemesi yapılacak kirişin geometrisi ve yükleme halı

Kiriş-1 referans deney elemanı, toplam 2,3 m açıklığında ve 250x150 mm kesitinde basit mesnetli bir kırıştir. Çekme donatısı olarak 2Ø20 mm nervürlü, basınç donatısı olarak 2Ø12 mm düz ve Ø6/60 mm aralıklı etriyeler ile donatılmıştır. Kiriş-1 referans deney elemanının donatı düzeni Şekil 2.2’de gösterilmiştir.

ölçülmüştür. Deneyler yükleme çerçevesi yardımıyla yapılmıştır. Yükleme 200 kN kapasiteli bir hidrolik krika ile uygulanıp, 300 kN kapasiteli bir yük hücresi ile kontrol edilmiştir. Deney elemanlarında orta nokta deplasmanı ve kesme çatlakları LVDT'ler (Lineer Variable Displacement Transducer) yardımıyla elektronik olarak ölçülmüştür.



Şekil 2.4. Kiriş-1 deney elemanının yük-deplasman grafiği

Kiriş-1 referans kirişinin yük – deplasman eğrisi Şekil 2.4'te görüldüğü gibidir. Grafikte yük, kesme kuvvetini(P); deplasman, kiriş orta nokta deplasmanını temsil etmektedir.

Deney sonuçlarının özetlendiği Çizelge 2.1'de görüldüğü üzere deney elemanı göçmeye akma dayanımından çok küçük bir yük artımıyla ulaşmıştır. Maksimum deplasman olarak kiriş betonunun ezilerek göçtüğü yük düzeyinde ölçülen deplasman alınmıştır. Çizelge 2.1'de görülen rijitlik değerleri deney elemanının yük – deplasman eğrisinden hesaplanmıştır. Kiriş-1 referans elemanının göçmede ölçülen rijitlik değeri akmada ölçülen değerden %80 küçüktür. Süneklik oranını göçme yükü düzeyinde ölçülen deplasman belirlemektedir.

Çizelge 2.1. Kiriş-1 referans kirişinin deney sonuçları

Deney Elemanı	Akma Yüğü P_y (kN)	Göçme Yüğü P_u (kN)	Akmada Deplasman δ_y (mm)	Göçmede Deplasman δ_u (mm)	Ölçülen Rijitlikler (kN/mm)		Süneklik Oranı δ_u/δ_y
					Akmada (K_y)	Göçmede (K_u)	
Kiriş-1	67	72	9,2	48,2	7,28	1,49	5,24

3. MALZEME ÖZELLİKLERİ

3.1. Genel

Betonarmenin davranışı üzerinde çalışırken betonarmeyi oluşturan iki esas bileşenin yani betonun ve çeliğin özellikleri ayrı ayrı ele alınmalıdır. Çelik, malzeme özellikleri gerçeğe uygun tanımlanabilen, homojen ve izotrop bir malzemeyken; beton, agrega, çimento, kum ve bazen de kimyasal katkılardan oluşan heterojen ve anizotrop bir malzemedir. Bununla birlikte beton genel olarak makroskopik düzeyde homojen bir malzeme olarak kabul edilebilir.

Bir yapıya, bir F yükü uygulandığında yapının gösterdiği u deplasmanı ile F yükü arasındaki ilişki yapının lineerliğini ya da nonlineerliğini belirler. Çoğu yapıda özellikle servis yükleri altında F ile u arasındaki ilişki lineer Hooke kanunu ile belirlenir: $F=K.u$

Bu denklemde yapının rijitliğini gösteren k değeri sabit kaldığı sürece davranış lineer bir davranıştır ve lineer denklemler kullanılabilir. Kablolu, asma sistemler, yüksek binalar gibi yapıların dışında genel olarak yapılar servis yükleri altında lineer(veya lineere yakın) kalacak şekilde dizayn edilir. Fakat hemen hemen tüm yapılar dayanımlarına ulaşmadan önce nonlineer davranış gösterirler. Bununla birlikte mühendislik yapılarının önemli bir kısmında yük ile deplasman arasındaki ilişki sabit değildir. Bu tür sistemler nonlineer sistemlerdir ve lineer denklem takımları ile analiz edilemezler.

İki tip nonlineerite vardır:

- 1) Geometrik nonlineerite
- 2) Malzeme nonlineeritesi

Geometrik Nonlineerite : Yapıların statik ve dinamik analizlerinde dış yükler etkisinde oluşacak deplasmanların taşıyıcı sistem boyutlarının yanında çok

küçük kalması durumunda lineer hesap prosedürü dikkate alınır. Fakat bazı yapıların aşırı deplasman yapmasıyla başlangıç durumuna göre geometrisinde ve iç kuvvet dağılımında ihmal edilemeyecek oranlarda değişiklikler oluşabilmektedir.

Kablolu makaslar, asma köprüler gibi öngerilmeli yapılar dış yükler altında ihmal edilemeyecek deplasman yapabilirler. Bu tip yapıların analizinde geometrik nonlinear prosedür dikkate alınmalıdır. Geometrik nonlinearite, büyük yerdeğiştirme, büyük şekil değiştirme, büyük dönmeler sonucu oluşabilir.

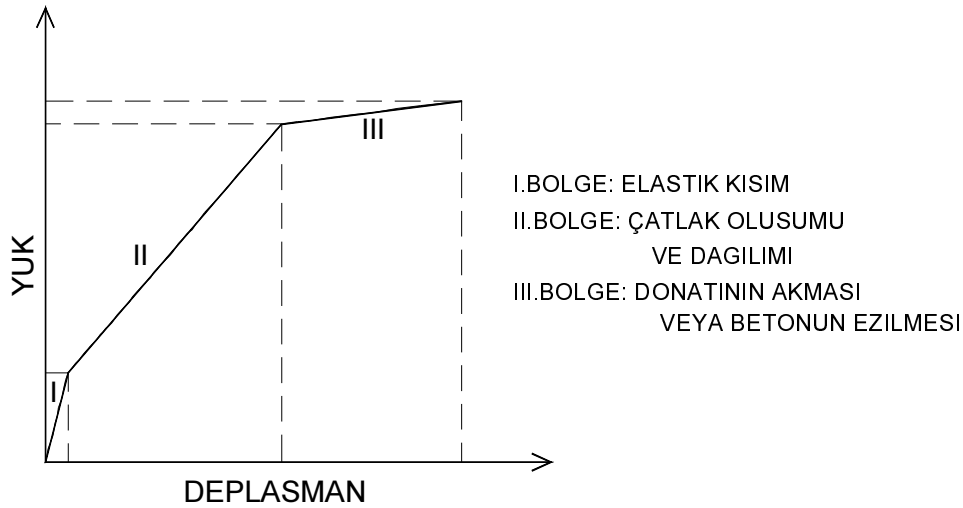
Malzeme Nonlinearitesi : Betonarme elemanlar deplasmanları kabul edilebilir seviyede olsa da malzeme olarak nonlinear olabilir. Betonarme sistem veya elemanda malzeme nonlinearitesinin ilk akla gelen sebepleri, betonun içsel çatlakları ile donatının ve betonun plastisitesidir.

Agrega ve çimento tek başlarına basınç altında lineer ve gevrek bir şekil değiştirme gösterirler. Oysa betonun gerilme – şekil değiştirme eğrisi lineer değildir. Bu durum, betonun içindeki mikroçatlaklardan kaynaklanır. Bir malzemenin nonlinear gerilme – şekil değiştirme ilişkisi, yapının veya elemanın nonlinear davranışının en temel nedenidir.

Zamana bağlı olmayan diğer nonlinearite sebepleri betonu oluşturan maddelerin kendi aralarındaki etkileşimidir. Bunlara örnek olarak beton ile donatı arasındaki aderans, çatlamış betonda agrega kenetlenmeleri ve donatının kaldıraç etkisi verilebilir. Diğer taraftan zamana bağlı sünme, büzülme, sıcaklık değişimi gibi etkiler de nonlinearite nedenidir.

Şekil 3.1’de betonarme bir elemanın monotonik statik yüklemeler altında genel yük – deplasman eğrisi görülmektedir. Betonarme elemanların monotonik yüklemeler altındaki davranışları şekildeki gibi üç aşamada incelenebilir. I. Bölge’de düşük yükler altında beton henüz çatlamamıştır ve

elastik davranış göstermektedir. II. Bölge çatlakların oluşup geliştiği kısımdır. III. Bölge ise donatının akması veya betonun ezilmesi ile göçmeye ulaşılan plastik kısımdır.



Şekil 3.1. Betonarme bir elemanın tipik yük – deplasman ilişkisi

Betonarmeyi oluşturan çelik ve betonun farklı mekanik ve kimyasal özelliklerinden dolayı, betonarme elemanların analizlerinde bu bileşenlerin özellikleri ayrı ayrı tanımlanır. Bu çalışmada analiz için yapılan yaklaşımlar ve varsayımlar aşağıdaki gibidir:

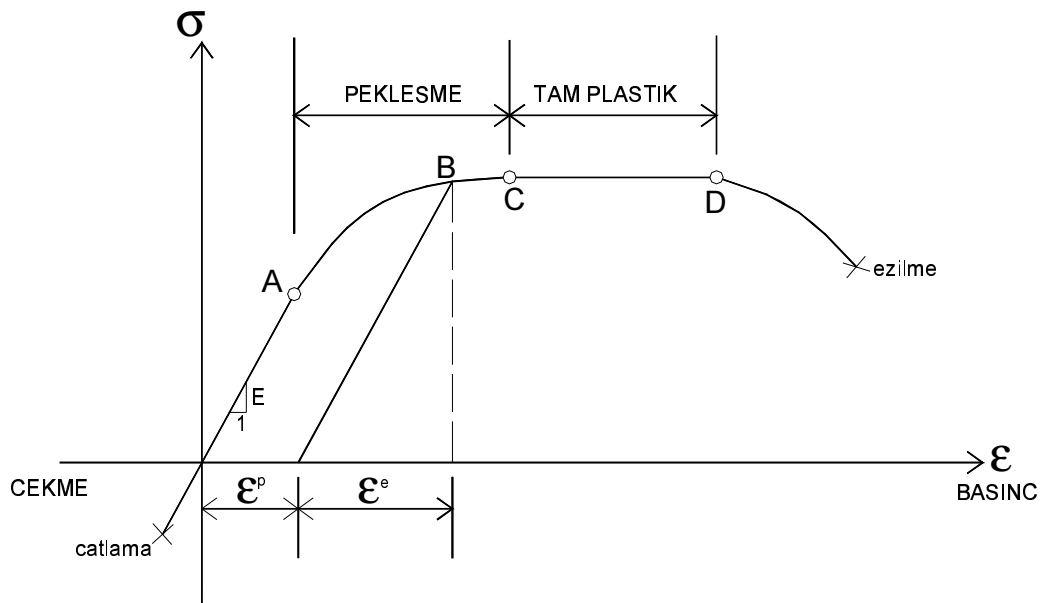
- Beton ve donatı çeliğinin malzeme modelleri ve rijitlikleri ayrı ayrı tanımlanmıştır.
- Çatlamış betonu tanımlamak için gizli çatlak modeli seçilmiştir.
- Donatı çeliği analiz programının bir özelliği olarak beton elemanların bünyesinde, yönlerine ve hacimsel oranlarına göre, yalnızca eksenel yükleri alacak şekilde modellenmiştir.
- Beton ve çelik arasında birim şekil değiştirme oranı eşit kabul edilmiş yani beton ve çelik arasında tam aderans olduğu kabul edilmiştir. Bu nedenle beton ve çelik arasında ayrıca bir aderans elemanı(yay gibi) tanımlanmamıştır.

3.2. Beton

3.2.1. Betonun davranışı

Beton, çekme ve basınç altında farklı mekanik özellikler gösterir. Ve bu özellikler betonun yaşı ile yakından ilgilidir. Örneğin beton zamanla dayanım kazanan bir malzemedir ve ilk yedi günde çok hızlı olan dayanım kazanımı sonra yavaşlayarak devam eder. Bu nedenle betonun dayanımı belirlemek için bir yaş sınırı konulmuştur. Bu sınır tüm yönetmeliklerde 28 gün olarak belirlenmiştir. Uzun süreli yüklemelerde lineer davranış özelliği göstermezken kısa süreli yükleme altında yapılan deneylerde betonun en azından kısa bir süre için lineer davrandığı kabul edilebilir.

Betonun çekme dayanımı basınç dayanımına oranla çok küçük olduğu için ve beton genelde basınca çalıştırıldığı için, betonun davranışını belirlemeye yönelik modeller basınç etkisi altındaki beton elemanlar için geliştirilir. Şekil 3.2'de tek eksenli basınç yüklemesi altında bulunan beton elemanın tipik $\sigma - \epsilon$ eğrisi görülmektedir.



Şekil 3.2. Donatısız betonun tek eksenli gerilme – şekil değiştirme eğrisi

Beton malzemesi özellikle uzun süreli yüklemeler altında lineer özellik göstermez. Ama beton davranışını matematiksel modelleyebilmek için bazı kabuller yapılır. Bunlardan bir tanesi betonun orantılılık sınırına kadar (A noktası) lineer özellik gösterdiğidir. Uygulamada betonun dayanımının üçte birine erişmeyen düşük gerilmelerde ve kısa yüklemeler altındaki davranışı doğrusal elastik kabul edilebilir ve bunun sonucu olarak elastisite modülü tanımlanabilir. Bundan sonra artan yük altında agrega ve çimento harcı arayüzünde aderans çatlakları oluşmaya başlar ve yük arttıkça yayılırlar. Artan içsel çatlaklar nedeniyle beton zayıflamaya, rijitliği azalmaya başlar(A-C arası). Bundan sonra farklı beton modelleri vardır.

Betonun pekleşmeli plastik (work hardening elastoplastic) davrandığını kabul eden modelde C noktasından sonra dayanımda azalma görülür ve betonun ezilme sonucu göçtüğü gerilme düzeyi aslında maksimum gerilme seviyesinden küçüktür. Bu durum, betonarmede gerilme uyumu olarak adlandırılır ve bu gerilme kapasitesine ulaşan liften daha az yüklü liflere gerilme aktarımıyla olur. Betonun tam plastik olarak davrandığını kabul eden modellerde ise şekildeki C-D eğrisi oluşur. Betonun sabit gerilme altında deformasyonu artar ve aslında bu betonun sünekliğinin ölçülerindendir.

Betonun $\sigma - \epsilon$ eğrisi çok sayıda değişkenden etkilenir. Bu nedenle beton için tek bir eğri tanımlanması imkansızdır. Ancak problemlerin çözümü ve davranışın anlaşılabilmesi için matematiksel modellere ihtiyaç vardır. Bunun için, deneylerden elde edilen $\sigma - \epsilon$ eğrileri idealize edilip basitleştirilir. Bugüne kadar birçok beton modeli önerilmiştir. Hognestad, Kent ve Park, Sheikh ve Üzümeri bunlardan birkaçıdır. Bu beton modellerinden Hognestad dışındakiler sargılı betonlar için geliştirilmiştir. Tezimizde sargısız betonlar için geliştirilmiş ve yaygın olarak kullanılan Hognestad beton modeli kullanılacaktır. Hognestad modelinden elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrisi betonun lineerliğinin sınırını ve plastik davranışını belirlemekte kullanılacak olan Multilineer İzotropik Pekleşmeli Plastisite(Von Mises) modelinde tanımlanacaktır. Bunun dışında gereken bir diğer model ise

betonun göçmesini tanımlamak için kullanılacak olan Willam-Warnke modelidir. Bu bölümde bu beton modellerine değinilecektir.

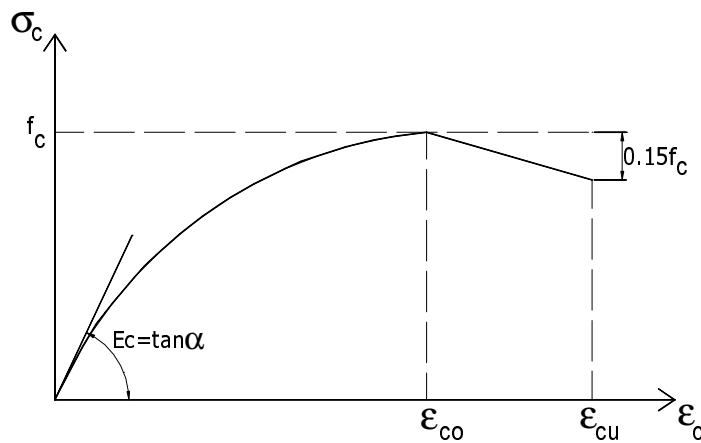
3.2.2. Hognestad beton modeli

Modelde, $\sigma - \epsilon$ eğrisinin tepe noktasına kadar olan parçası ikinci derece bir parabol, düşüş parçası ise doğrusal varsayılmıştır. Hognestad metoduna göre betonun tipik $\sigma - \epsilon$ grafiği Şekil 3.3'te gösterilmiştir. Modelde, eğrinin tepe noktasına kadar olan parabolün denklemi Eş. 3.1 ile belirtilmiştir.

$$\sigma_c = f_c \left[\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_{co}} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right)^2 \right] \quad [3.1]$$

Eğrinin tepe noktasında maksimum gerilme düzeyine karşılık gelen deformasyon değeri Eş. 3.2 kullanılarak belirlenebileceği gibi 0,002 olarak alınabileceği de belirtilmiştir.

$$\epsilon_{co} = \frac{2f_c}{E_c} \quad [3.2]$$



Şekil 3.3. Hognestad modeline göre betonun $\sigma - \epsilon$ grafiği

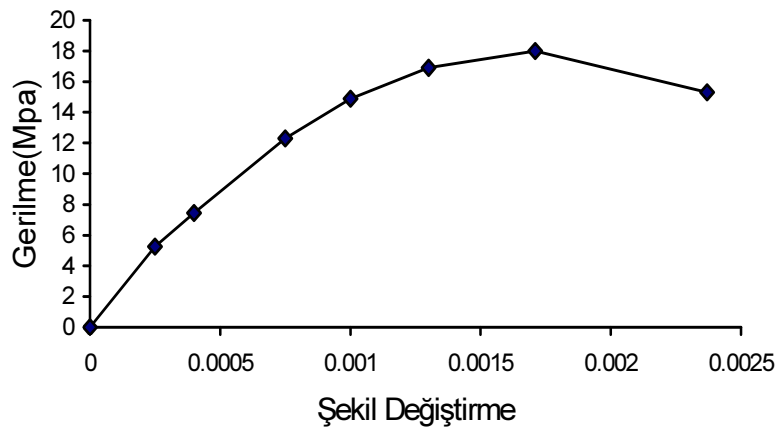
Çalışmamızda daha kesin bir hesap yapmak tercih edilmiş ve betonun maksimum gerilme düzeyindeki birim şekil değiştirmesi $\epsilon_{co}=0,0017$ olarak

hesaplanıp, modele katılmıştır. Yine Hognestad modeline göre kopma birim uzaması $\varepsilon_{cu} = 0,0038$ olarak alınmıştır.

Elastisite modülünün bulunması için ise Hognestad tarafından Eş. 3.3'teki denklem önerilmiş ve çalışmamızda bu formülasyona göre modelde kullanılacak elastisite modülü, $E_c = 2,1E+4$ MPa olarak bulunmuştur.

$$E_c = 12680 + 460f_c \quad (\text{Mpa}) \quad [3.3]$$

Bu bilgiler ışığında ve elimizdeki verilere göre, modellemesi yapılacak betonun $\sigma - \varepsilon$ eğrisi yedi nokta tanımlanarak Şekil 3.4'te görüldüğü gibi elde edilmiştir. Bu yedi noktanın değerleri Çizelge 3.1'de gösterilmiştir.



Şekil 3.4. Sonlu eleman modelinde kullanılan betonun $\sigma - \varepsilon$ grafiği

Çizelge 3.1. $\sigma - \varepsilon$ grafiğinin tanımlanan noktaları

	σ (N/m ²)	ε
1.Nokta	5,25	0,0003
2.Nokta	7,44	0,0004
3.Nokta	12,3	0,0008
4.Nokta	14,9	0,001
5.Nokta	16,9	0,0013
6.Nokta	18,0	0,0017
7.Nokta	15,3	0,0024

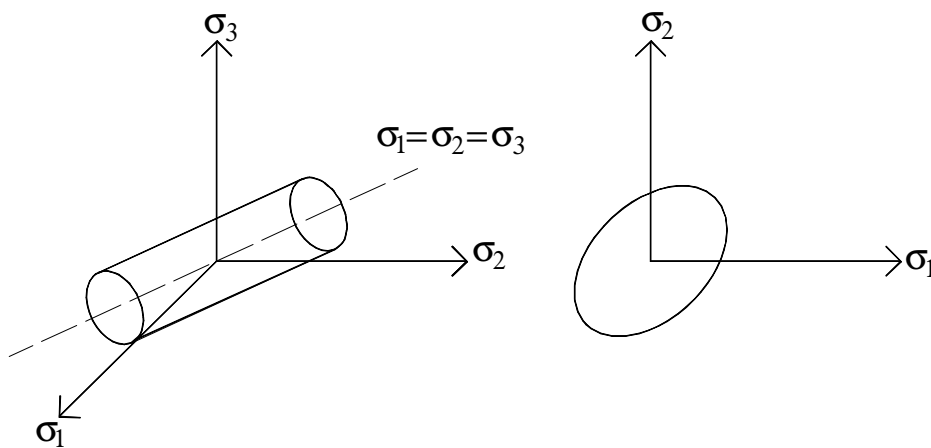
3.2.3. Multilineer izotropik pekleşmeli plastisite

1913 yılında Von Mises tarafından öne sürülen bu modelde, üç eksenli gerilme altında betonun davranışı aşağıdaki denklemlerle tanımlanmaktadır.

$$\sigma_e = \left[\frac{1}{2} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right] \right]^{1/2} \quad [3.4]$$

Burada, σ_y elastik davranıştan plastik davranışa geçişin dönüm noktasındaki gerilme değerini yani yenilme noktasını, σ_e eşdeğer gerilme değerini gösterirken, kabaca σ_y değeri bilinen bir malzemede, $\sigma_e < \sigma_y$ durumunu sağlayan tüm σ_e gerilme değerleri için malzemenin lineer-elastik davranış gösterdiği söylenebilir.

İki eksenli gerilme altında ($\sigma_3 = 0$) davranış bir elips ile, üç eksenli gerilme altında bir silindir ile ifade edilebilmektedir. Kısaca, Von – Mises elipsinin veya silindirin içinde kalan gerilmeler altında beton lineer elastik davranışını sürdürmektedir. Bahsedilen Von-Mises silindiri ve elipsi Şekil 3.5'te gösterilmiştir.



Şekil 3.5. Von – Mises silindiri ve elipsi

3.2.4. Willam – Warnke göçme kriteri

Ansysis Sonlu Elemanlar Programı'nda betonun üç eksenli gerilme altında göçme yüzeyini modellemek için Willam ve Warnke'nin donatısız betonlar için geliştirdiği model kullanılmaktadır.

Willam ve Warnke, çekme ve düşük basınç altında beton için düz meridyenler ve dairesel olmayan kesitlerden oluşan üç parametrelili bir göçme yüzü önermişlerdir. Bu model, yine Willam-Warnke tarafından iki parametre daha ilave edilerek geliştirilmiş ve düz meridyenler eğri meridyenlere dönüştürülmüştür. Böylece modelin yüksek basınç bölgelerinde de uygulanabilirliği sağlanmıştır. Willam-Warnke modeli iki kısımdan oluşur, hidrostatik kısım ve deviatorik kısım. Bu kısımları anlamak için gerilme tensörünün tanımına ihtiyaç vardır.

Bilindiği gibi bir noktadaki gerilme hali 9 büyüklükten oluşan Eş. 3.5'teki gerilme tensörü ile tanımlanır.

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} \quad [3.5]$$

Bu gerilme tensörü de nokta üzerine etkiyen ve hacim değiştirmeye çalışan hidrostatik gerilmeler ile hacmi kaydırmaya çalışan deviatorik gerilmelerden oluşur. Hidrostatik gerilme durumunda $\sigma_1=\sigma_2=\sigma_3$ ve kayma gerilmeleri sıfırdır. Bu durumda hidrostatik gerilmeler, Eş. 3.6 ile ifade edilebilen ortalama gerilmelerdir.

$$\sigma_m = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad [3.6]$$

Deviatorik gerilmeler de genel olarak Eş. 3.7 ve Eş. 3.8'de görüldüğü üzere gerilme tensöründen hidrostatik gerilmelerin çıkartılması ile ifade edilir.

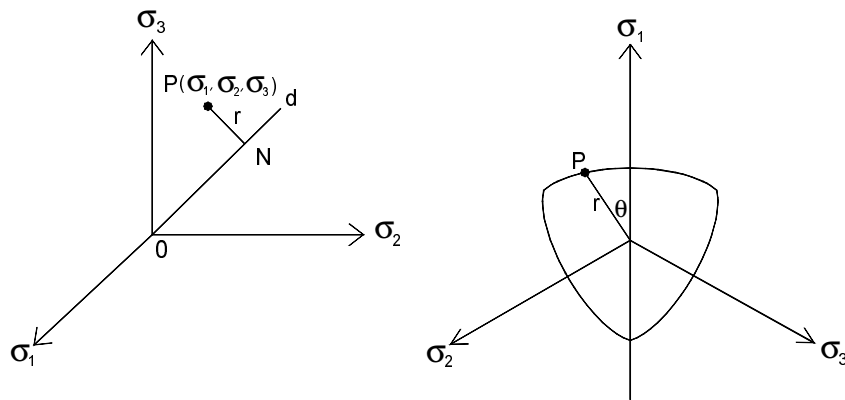
$$\begin{bmatrix} s_{11} & s_{12} & s_{13} \\ s_{21} & s_{22} & s_{23} \\ s_{31} & s_{32} & s_{33} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \sigma_m & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_m & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_m \end{bmatrix} \quad [3.7]$$

$$\begin{bmatrix} s_{11} & s_{12} & s_{13} \\ s_{21} & s_{22} & s_{23} \\ s_{31} & s_{32} & s_{33} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} - \sigma_m & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} - \sigma_m & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} - \sigma_m \end{bmatrix} \quad [3.8]$$

$$s_{ii} = s_{11} + s_{22} + s_{33} = (\sigma_{11} - \sigma_m) + (\sigma_{22} - \sigma_m) + (\sigma_{33} - \sigma_m) = 0 \quad [3.9]$$

Eş. 3.9 eşitliği de deviatorik tensörün yalnızca kesme durumunu ifade ettiğini gösterir.

Bir $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ koordinat sisteminde her noktasında $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ durumunu sağlayan eksene hidrostatik eksen, bu eksene dik düzlemlere de deviatorik düzlem adı verilir. Willam ve Warnke betonun göçme yüzünü hidrostatik eksen ve deviatorik düzlemlerle tanımlamışlardır.



Şekil 3.6. $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ koordinat sisteminde bir P noktasının yeri

Şekil 3.6'daki d diyagonali hidrostatik eksendir. Bir noktadaki gerilme durumu $P(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ noktası ile tanımlanır. $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ eksen takımında P noktasının

yeri hidrostatik eksen üzerindeki ON uzunluğu ve deviatorik düzlem üzerindeki r uzunluğu ve θ açısı ile belirtilir. r ve θ , deviatorik kısmın polar koordinatlarıdır. Eş. 3.10 ve Eş. 3.11'de θ 'nın sıfır ve 60 derecelerdeki değerleri elde edilmektedir. θ açısının kosinüs değeri asal gerilmeler vasıtasıyla Eş. 3.13'ten, buna bağlı olarak θ açısına bağlı r büyüklüğü, Eş. 3.12'den elde edilmektedir.

$$\theta = 0^\circ \text{ için } r(\theta) = r_t$$

$$\theta = 60^\circ \text{ için } r(\theta) = r_c$$

$$\vec{r}_t = \left(\frac{6}{5}\right)^{1/2} \frac{\vec{f}_{bc} \cdot \vec{f}_t}{2\vec{f}_{bc} + \vec{f}_t} \quad [3.10]$$

$$\vec{r}_c = \frac{\vec{f}_{bc} \cdot \vec{f}_t}{3\vec{f}_{bc} \cdot \vec{f}_t + \vec{f}_{bc} - \vec{f}_t} \quad [3.11]$$

$$r(\theta) = \frac{2r_c (r_c^2 - r_t^2) \cos \theta + r_c (2r_t - r_c) [4(r_c^2 - r_t^2) \cos^2 \theta + 5r_t^2 - 4r_t r_c]^{1/2}}{4(r_c^2 - r_t^2) \cos^2 \theta + (r_c - 2r_t)^2} \quad [3.12]$$

olup, burada $\cos \theta$ Eş. 3.13'teki gibi ifade edilir.

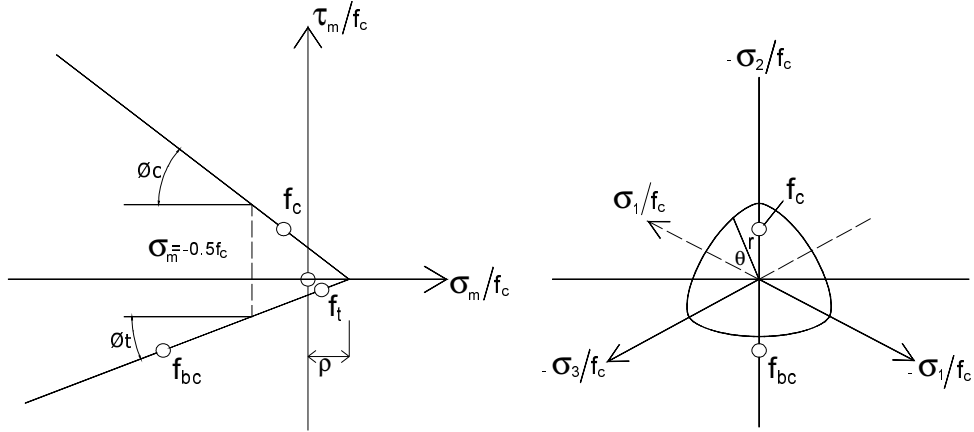
$$\cos \theta = \frac{2\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3}{\sqrt{2[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]^{1/2}}} \quad [3.13]$$

Üç parametrelili göçme yüzü,

$$\frac{1}{\rho} \frac{\sigma_m}{f_c} + \frac{1}{r(\theta)} \frac{\tau_m}{f_c} = 1 \quad [3.14]$$

şeklinde tanımlanır. Burada, σ_m ve τ_m asal gerilmelerden ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) elde edilen ortalama gerilme bileşenleridir. Bahsedilen üç parametre de r, θ ve

ρ 'dur. Willam-Warnke modelinin üç parametrelı göçme yüzü Şekil 3.7'de gösterilmiştir.



Şekil 3.7. Willam – Warnke Göçme Yüzü

$$\sigma_m = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad [3.15]$$

$$\tau_m = \frac{1}{\sqrt{15}}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]^{1/2} \quad [3.16]$$

f_c betonun tek eksenli basınç dayanımı, ρ göçme yüzünün en uç noktasının yeridir. ρ ve r , tek eksenli basınç dayanımı f_c , tek eksenli çekme dayanımı f_t ve iki eksenli basınç dayanımı f_{bc} ile tanımlanabilir.

$$\rho = \frac{\vec{f}_{bc} \cdot \vec{f}_t}{\vec{f}_{bc} - \vec{f}_t} \quad [3.17]$$

Üç eksenli simetri sayesinde deviatorik düzlemde sadece $0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ kısmı hesaba katılabilir. Deviatorik düzlemde konveksliğin sağlanabilmesi için,

$$\frac{\vec{r}_t}{\vec{r}_c} > \frac{1}{2} \quad [3.18]$$

şartını sağlaması gerekir. $r_t = r_c$ durumunda da Willam-Warnke göçme yüzü modelinin eliptik formu daireye dönüşür. Bu durumda silindirik Von Mises modeli ile konik Drucker-Prager modeli aslında Willam-Warnke modelinin özel durumlarıdır.

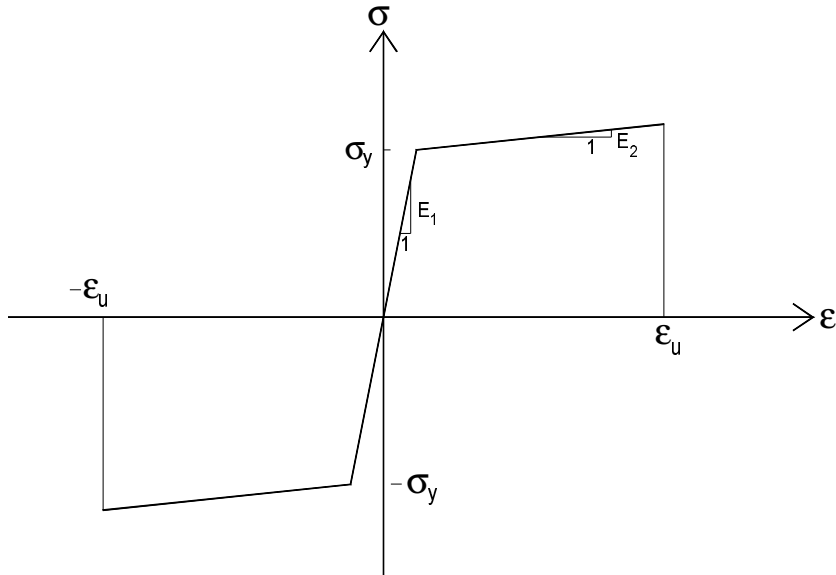
Özetleyecek olursak, 3900 solid elemana ayırdığımız Ansys sonlu eleman modelinde her yük uygulamasından sonra elemanlarda oluşan normal ve kayma gerilmeleri ile bu gerilmeler vasıtasıyla asal gerilmeler hesaplanır. Bu aşamada betonun davranışını belirlemek için, yani lineer yada nonliner olduğunu belirlemek için ayrı bir beton modeline ihtiyaç vardır. Bu çalışmada “Multilineer izotropik pekleşmeli plastik” model kullanılmıştır. Betonun modellenmesi sırasında sadece Willam-Warnke göçme modeli ile yetinilip plastik deformasyonun tanımı yapılmazsa beton göçme yüzüne kadar lineer elastik davranış gösterecektir. Hesaplanan asal gerilmelerin Eş. 3.4’te yerine konulmasıyla elde edilen σ_e ortalama gerilmesinin Şekil 3.4’teki yeri betonun lineer davranıp davranmadığını gösterir. Eğer σ_e gerilmesi σ_y yenilme noktasına kadar olan kısım içerisindeyse davranış henüz lineerdir ve program deplasmanları hesaplarken lineer denklemleri kullanır. Eğer σ_y noktasından daha büyük bir değerde ise o zaman nonlineer davranış gösteriyordur, artık lineer denklemler kullanılamaz. Hesaplanan asal gerilmeler Willam-Warnke modelinde de göçme durumunu belirlemek için kullanılır. Eğer bu asal gerilmelerle Eş. 3.14 eşitliği sağlanıyorsa gerilmeler göçme yüzündeler demektir. Bundan sonra bu asal gerilmelerden biri çekme ise eleman çatlar, hepsi basınç ise eleman ezilir.

3.3. Çelik

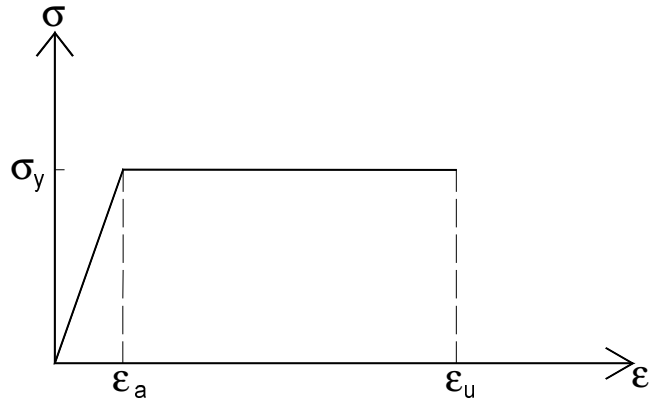
Çelik, betondan daha kolay ve gerçeğe yakın tanımlanabilir homojen ve izotrop bir malzemedir. Özellikleri beton gibi çevre koşullarına ve zamana bağlı değildir. Betonarme yapıların analizinde gerekli olan malzeme özellikleri için $\sigma - \epsilon$ eğrisini tanımlamak yeterlidir.

Donatı çeliğinin $\sigma - \epsilon$ eğrisini elde etmek için çekme deneyi yapılır. Çelik, çekmede de basınçta da aynı davranışı gösterir. Donatı çeliğinin gerilme – şekil değiştirme ilişkisi başlangıçta lineer elastiktir. Bu bölgede şekil değiştirmeler yükleme kaldırılınca geri döner. Bu elastiklik durumu orantılılık sınırına kadar, lineerlik de akma noktasına kadar devam eder. Orantılılık sınırından sonra plastik deformasyonlar oluşmaya başlar. Orantılılık sınırı ile akma noktası arasındaki fark çok küçüktür. Bu nedenle birleştirilip tek bir nokta olarak ele alınmıştır. Gerçekte akma noktasından sonra bir akma platosu ve onu takip eden bir pekleşme bölgesi bulunurken araştırmacılar modellemelerde çeliğin bu davranışını idealize ederek kullanırlar (Şekil 3.8).

Bu çalışmada akmadan sonraki dayanım artımı ihmal edilmiş, çelik malzemesi Von Mises akma kriterini esas alan lineer elastik – tam plastik (Bilineer izotropik pekleşmeli plastisite) olarak tanımlanmıştır (Şekil 3.9). Çekme donatısı, basınç donatısı ve etriyelerin akma gerilmeleri farklı olduğu için üç değişik çelik malzemesi oluşturulmuştur.



Şekil 3.8. Donatı çeliğinin idealize edilmiş $\sigma - \epsilon$ ilişkisi



Şekil 3.9. Çeliğin elastik – tam plastik davranışı

4. ANSYS SONLU ELEMAN MODELİ

4.1. Genel

Sonlu elemanlar yöntemi, çeşitli mühendislik problemlerinin çözümlerinde kullanılan bir yöntemdir. Uygulama alanları gerilme analizlerinden, akışkanlar mekaniği ve ısı problemlerine kadar genişletilebilir. Günümüzde bilgisayar teknolojilerinin ve programlarının gelişmesiyle mühendis için sonlu elemanlar yönteminin kullanımı kolaylaşmıştır. Bilgisayar teknolojilerindeki ilerleme, mühendisin denklem formülasyonu ve çözümü konusunda harcadığı zamanı azaltmış, modellemeye ve sonuçların sağlıklı bir şekilde yorumlamasına daha çok fırsat vermiştir.

Tezimizde incelenecek olan kirişin analizi sonlu elemanlar yöntemi ile yapılacaktır. Bu yöntemi uygulayan bilgisayar programları arasında ANSYS Sonlu Elemanlar Programı seçilmiştir. ANSYS Sonlu Elemanlar programı ilk kez 1971 yılında geliştirilmiş, otomotiv, elektronik, nükleer gibi pek çok mühendislik dalında analiz yapabilen genel amaçlı bir sonlu elemanlar analiz programıdır. Kendi içinde çeşitli amaçlar için kullanılabilecek yaklaşık 160 adet standart eleman tipi barındırmaktadır. Bunlardan modelleme için kullanılacak olanlar Bölüm 4.3'te açıklanacaktır.

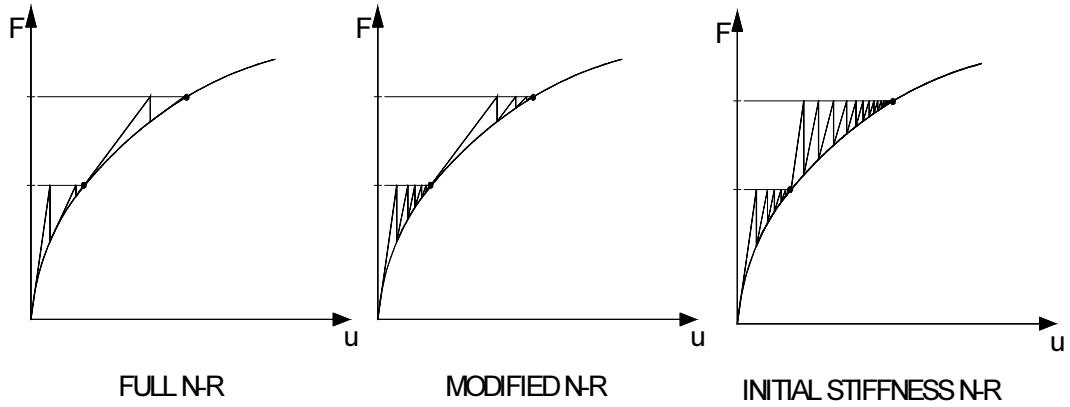
4.2. Nonlinear Analiz Özellikleri ve Ayarları

Nonlinear analizde yük yeterince küçük yük artımlarına bölünerek ard arda uygulanır. Bir yük adımı(load step) içinde yük artımı uygulanan her adıma alt adım(substep) denir. Her alt adımda yakınsama sağlanana kadar iterasyonlar yapılır.

Nonlinear analizin bir özelliği olarak kirişin analizinde yükler adım adım etkililmiş, her yük adımından sonra programın “yeniden başlat” özelliği kullanılarak yeniden yük verilmiş ve alt adım sayıları ayarlanmıştır. Alt adım

ANSYS Sonlu Elemanlar Programı nonlinear problemlerin çözümü için Newton – Raphson metodunu kullanır. Newton – Raphson metodunda üç yaklaşım vardır. ANSYS Sonlu Eleman Programı'nda analiz için istenilen yaklaşım seçilebileceği gibi programa otomatik tercih de ettirilebilir.

- 1) Full(tam) N - R
- 2) Modified(modifiye) N – R
- 3) Initial Stiffness(başlangıç rijitlikli) N – R



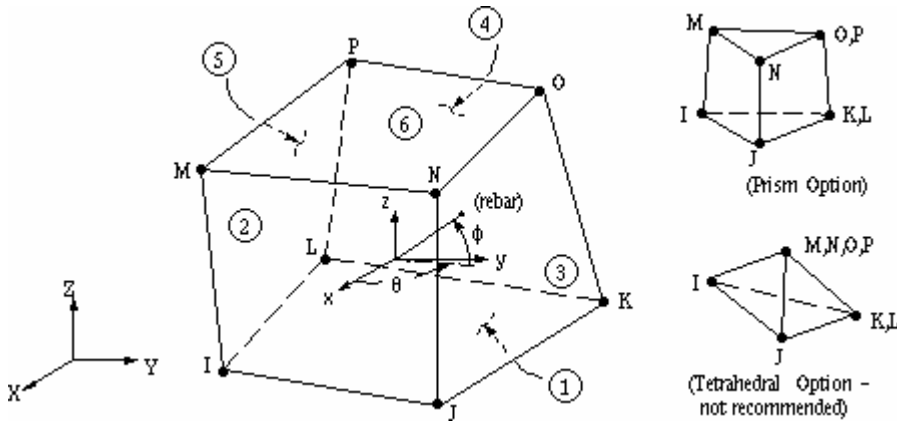
Şekil 4.2. Newton-Raphson nonlinear analiz tipleri

Şekil 4.2'de gösterilen Newton-Raphson analiz tiplerinden, Full(tam) N-R opsiyonu her iterasyonda rijitlik matrisini güncellerken Modified(modifiye) N-R opsiyonu rijitliği her alt adımda(substep) yalnızca bir kere günceller. Bu güncelleme işlemi statik analizde yalnızca ilk iterasyonda, dinamik analizde ikinci iterasyonda yapılır. Son olarak Initial stiffness N – R opsiyonunda her iterasyonda başlangıçtaki elastik rijitlik değeri kullanılır.

Ansyes Sonlu Elemanlar Programı'nda Solid65 eleman tipi için Başlangıç Rijitlik(Initial Stiffness) opsiyonu kullanılmaktadır (15).

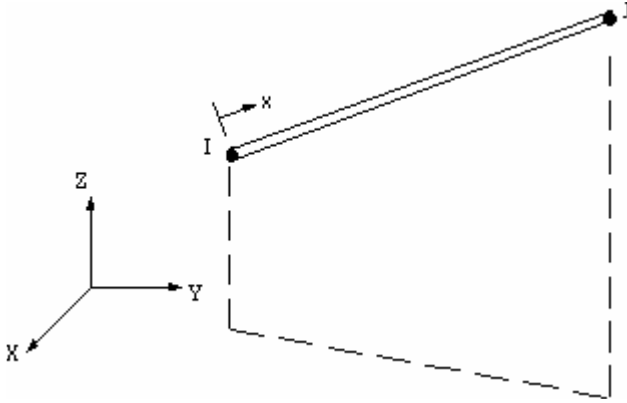
4.3. Eleman Tipleri ve Nitelikleri

Kirişimizi modellemek için Ansys'in bünyesinde yer alan eleman tiplerinden Solid65 elemanı kullanılacaktır. Solid65, beton ve betonarme elemanlar için ayrılmış, çekmede çatlama, basınçta ezilme, plastik deformasyon ve sünme özelliklerini barındıran 8 düğüm noktalı solid elemandır. Her düğüm noktasında x, y ve z yönlerinde 3 ötelenme serbestlik derecesine sahiptir. Donatısız olarak da kullanılabileceği gibi, bünyesinde üç farklı malzeme ve kesit özellikli donatı tanımlanabilir.



Şekil 4.3. Solid65 elemanı

Betonarme Solid65 elemanı dışında donatı ayrı tanımlanmak istenirse yine Ansys Sonlu Elemanlar Programının bünyesinde yer alan Link8 iki düğüm noktalı çubuk elemanı kullanılabilir. Link8 elemanının da her bir düğüm noktasında x, y, z yönlerinde 3 ötelenme serbestlik derecesi vardır. Tek eksenli çekme ve basınç elemanıdır, eğilme hesaba katılmaz. Çalışmamızda beton için Solid65 elemanı, içinde donatılar tanımlanarak kullanılacaktır. Solid65 elemanının şekli ve donatı yönlerini tayin etmek için girilen açılar Şekil 4.3'te, Link8 çubuk elemanının şekli de Şekil 4.4'te gösterilmiştir.



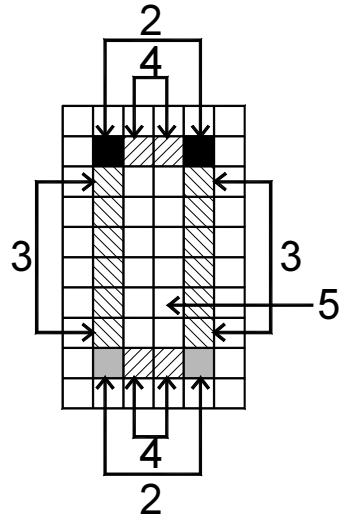
Şekil 4.4. Link8 çubuk elemanı

Modelimizde Bölüm 2.'de açıklandığı üzere Ø20'lik çekme donatıları, Ø12'lik basınç donatıları ve Ø6'lık etriyeler olmak üzere üç tip donatı bulunmaktadır. Tüm bu donatıları Solid65 beton elemanının içinde tanımlamak için Solid65 elemanını beş ayrı nitelikte tanımlamamız gerekmektedir. Bu nitelikler Ansys'de "Real Constant Set" olarak tanımlanmıştır. Bu beş takımın ayrıntıları Çizelge 4.1'de gösterilmiştir.

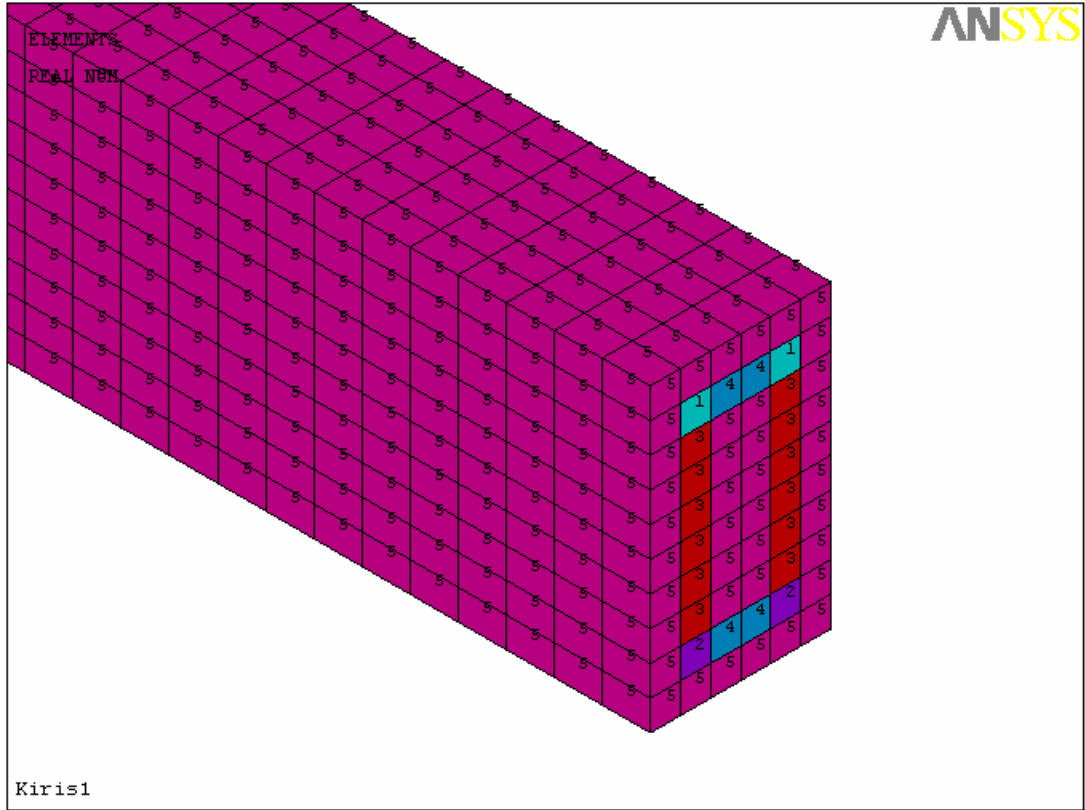
Çizelge 4.1'deki hacim oranı bir solid65 elemanının içindeki donatı hacminin eleman hacmine oranıdır. Her bir yön için ayrı ayrı hesaplanır. θ ve ϕ açıları solid65 elemanının içinde tanımlanacak olan donatının yönlerini belirtir. θ açısı, donatının eleman içinde x – y düzleminde x eksenini ile yaptığı açıyı, ϕ açısı ise x – y düzlemiyle yaptığı açıyı tanımlar. Donatı içeren solid elemanlar Şekil 4.5'te görüldüğü üzere kiriş kenarlarından birer solid içeride tanımlanarak 2,5 cm paspayı bırakılmıştır. Ansys Sonlu Elemanlar Programı'nın grafik ekranından alınan ve solid elemanların niteliklerini gösteren kirişin üç boyutlu görünüşü de Resim 4.1'de verilmiştir. Çizelge 4.1 'de belirtilen etriyelerin hacim oranları, etriye aralıklarının doğru olarak tanımlanması için, kiriş boyundaki tüm etriyelerin bir kol alanlarının toplamının kiriş boyunca devam eden bir sıra solidin alanına bölünmesinden elde edilmiştir.

Çizelge 4.1. Tanımlanan solid65 elemanlarının nitelikleri

Real Constant Set	Eleman Tipi		1. donatı	2. donatı	3. donatı
1	Solid65	Malzeme No	3	4	4
		Hacim Oranı	0,18	0,018	0,018
		$\theta=$	0°	90°	0°
		$\emptyset=$	0°	0°	90°
2	Solid65	Malzeme No	2	4	4
		Hacim Oranı	0,50	0,018	0,018
		$\theta=$	0°	90°	0°
		$\emptyset=$	0°	0°	90°
3	Solid65	Malzeme No	4	-	-
		Hacim Oranı	0,018	-	-
		$\theta=$	90°	-	-
		$\emptyset=$	0°	-	-
4	Solid65	Malzeme No	4	-	-
		Hacim Oranı	0,018	-	-
		$\theta=$	0°	-	-
		$\emptyset=$	90°	-	-
5	Solid65	Malzeme No	-	-	-
		Hacim Oranı	-	-	-
		$\theta=$	-	-	-
		$\emptyset=$	-	-	-



Şekil 4.5. Donatılı Solid65 elemanlarının kesit içinde yerleri



Resim 4.1. Kirişte real constant numaraları

4.4. Malzeme Özelliklerinin Modelde Tanımlanması

Bölüm 3.'te analizde kullanılacak malzeme modelleri anlatıldıktan sonra bu bölümde, bu modellerden elde edilen sayısal değerler gösterilecek ve malzeme modelleri özetlenecektir. Çizelge 4.2'de malzeme modelleri tanıtılmıştır.

Beton için bir, donatılar için çekme, basınç donatılarının ve etriyelerin akma dayanımları farklı olduğundan üç farklı malzeme özelliği tanımlanmıştır. 1 numaralı malzeme modeli Solid65 eleman tipi için, 2, 3 ve 4 numaralı malzeme modelleri ise sırasıyla Ø20 çekme donatısı, Ø12 basınç donatısı ve Ø6 etriye için oluşturulmuştur. Donatılar Solid65 eleman tipi bünyesinde tanımlanacağı için donatılara eleman tipi atanmamıştır.

Hognestad Modeli'ne göre oluşturulan ve değerleri daha önce Bölüm 3.'te gösterilen betonun gerilme – şekil değiştirme eğrisini tanımlayan yedi noktanın değerleri Çizelge 4.2'de de gösterilmiştir. 2, 3, ve 4 numaralı donatılara ait malzeme modellerine ait satırlarda çeliğin tüm donatılarda eşit olan elastisite modülü ve f_y akma dayanımları gösterilmiştir. Beton başlığı altında gösterilen değerler Ansys'de Willam – Warnke modelini tanımlamak için kullanılan parametrelerdir (15). Bu parametreler kısaca tanımlanacak olursa,

- 1) Açık çatlak için kesme transfer katsayısı.
- 2) Kapalı çatlak için kesme transfer katsayısı.
- 3) Tek eksenli çekme dayanımı.
- 4) Tek eksenli basınç dayanımı.
- 5) İki eksenli basınç dayanımı.
- 6) 7 ve 8. sabitlerle kullanılan hidrostatik gerilme durumu
- 7) Ambient hidrostatik gerilme durumu altında iki eksenli basınç dayanımı
- 8) Ambient hidrostatik gerilme durumu altında tek eksenli basınç dayanımı
- 9) Çatlamış durum için rijitlik çarpanı.

Çizelge 4.2. Malzeme özellikleri

Malzeme No.	Eleman Tipi	Malzeme Özellikleri		
1	Solid65	Lineer Isotropik Pekleşmeli		
		EX(MPa)	2,1E+4	
		PRXY	0,3	
		Multilineer Isotropik Pekleşmeli		
			Şekil Değ.	Gerilme(Pa)
		1.Nokta	0,00025	5,25
		2.Nokta	0,0004	7,44
		3.Nokta	0,00075	12,3
		4.Nokta	0,001	14,9
		5.Nokta	0,0013	16,9
		6.Nokta	0,00171	18,0
		7.Nokta	0,00273	15,3
		Beton		
		ShrCf-Op	1	
		ShrCf-CI	1	
		UnTensSt(MPa)	1,48	
		UnCompSt(MPa)	-1	
		BiCompSt	0	
		HydroPrs	0	
		BiCompSt	0	
		UnTensSt	0	
		TenCrFac	0	
2		Lineer Isotropik		
		EX(MPa)	2,1E+5	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(MPa)	517,0	
		Tan.Mod	0	
3		Lineer Isotropik		
		EX(MPa)	2,1E+5	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(MPa)	367,0	
		Tan.Mod	0	
4		Lineer Isotropik		
		EX(MPa)	2,1E+5	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(MPa)	277,0	
		Tan.Mod	0	

İlk iki maddedeki kesme transfer katsayısı, çatlak yüzeyleri arasında kesme kuvveti transferini gösterir. 0,0'dan 1,0'e kadar bir aralıkta tanımlanır. Bu katsayının 0,0 olması çatlağın düzgün yüzeyli bir çatlak olduğunu ve yüzeyler arasında bir transfer olmayacağını, 1,0 olması ise pürüzlü çatlak olduğunu ve transferde bir kayıp olmayacağını gösterir. Bu katsayının düşük olması yakınsama hatalarına neden olduğu için 1,0 olarak alınmıştır.

Üçüncü maddedeki betonun tek eksenli çekme dayanımı, Eş. 4.1'den elde edilmiştir. Eş. 4.1, TS500'de Mpa cinsinden eksenel çekme dayanımı olarak tanımlanmıştır .

$$f_t = 0,35\sqrt{f_c} \quad [4.1]$$

Dördüncü maddedeki tek eksenli basınç dayanımı ise deneysel verilerde mevcuttur. Çalışmamızda yakınsama hatalarını engellemek için betonun ezilmesi ihmal edilecektir. Bunun için betonun tek eksenli basınç dayanımına -1 girilmiştir.

İki eksenli basınç dayanımı, hidrostatik gerilme durumu ve hidrostatik gerilme durumuna bağlı iki eksenli ve tek eksenli basınç dayanımları Ansys'in bünyesinde tanımlıdır. Bu nedenle bu değerleri 0 olarak girmek yeterlidir.

Beşinci maddedeki iki eksenli basınç dayanımı da çekme dayanımı gibi tek eksenli basınç dayanımına bağlıdır. Eş. 4.2'deki gibi ifade edilir.

$$f_{bc} = 1,2 f_c \quad [4.2]$$

Altıncı maddedeki hidrostatik gerilme durumu, σ_1 , σ_2 ve σ_3 asal gerilmelerine bağlı olarak Bölüm 3.2.4'te Willam – Warnke Göçme Kriteri anlatılırken Eş. 3.15 ile tanımlanmış gerilme bileşenidir.

Hidrostatik gerilme durumuna bağlı iki eksenli ezilme gerilmesi Eş. 4.3 ile hesaplanmaktadır.

$$f = 1,45f_c \quad [4.3]$$

Hidrostatik gerilme durumuna bağlı bir eksenli ezilme gerilmesi yine tek eksenli basınç dayanımına bağlıdır.

$$f_2 = 1,725f_c \quad [4.4]$$

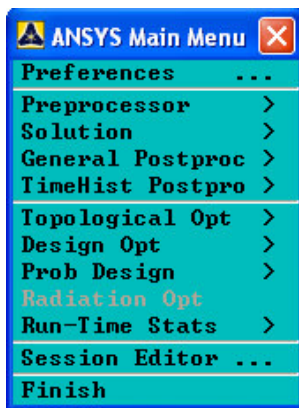
4.5. Modelleme

Ansys sonlu elemanlar programında kirişin modellemesi yapılırken grafik ekrandan(GUI) yararlanılmıştır. Ansys programı başlıca iki kısımdan oluşmaktadır:

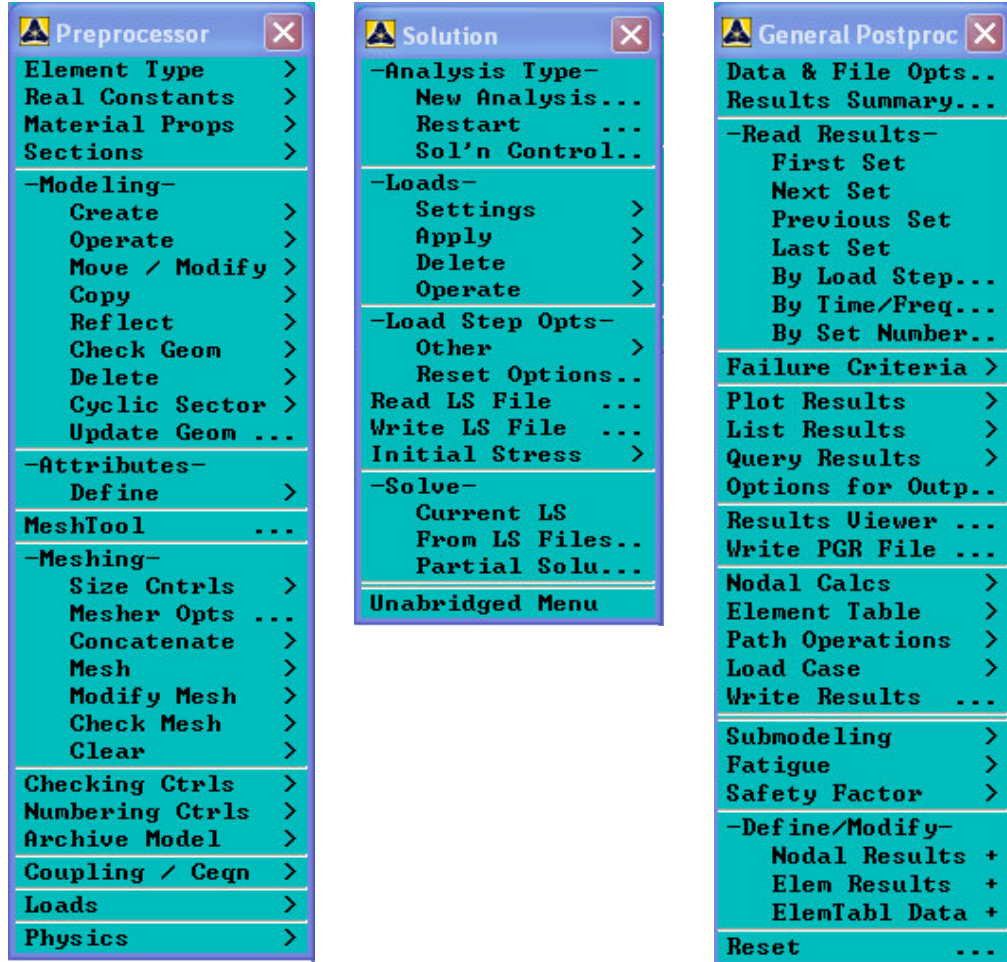
- Başlangıç aşaması(Begin Level)
- İşlemci aşaması(Processor level)

Başlangıç aşaması programa ilk girildiğinde karşılaşılan bölümdür. İşlemci aşamasına ana menü aracılığıyla bu bölümden geçilir(Resim 4.2). Analizlerin çoğu işlemci aşamasında yapılır. Ansys’de tipik bir analiz üç ayrı işlemci adımı kullanmayı gerektirir.

- Pre-Processor
- Solution
- General Post-Processor



Resim 4.2. Ansys’de ana menü



Resim 4.3. Ansys'de pre-processor, solution ve post-processor menüleri

Pre-Processor(PREP7)

Modelin geometrisinin ve malzeme modelinin oluşturulup, eleman tiplerinin ve niteliklerinin belirtildiği, elemanlara malzeme özelliklerinin atandığı kısımdır. Ayrıca model geometrisi ile malzeme modelleri tamamlandıktan sonra modeli elemanlara bölme işlemi(mesh) de bu kısımda yapılır.

Çalışmamızda bütün eleman tipleri, malzeme özellikleri ve real constant'lar tanımlandıktan sonra geometrik modellemeye geçilmiştir. İlk adımda koordinatlar verilerek kirişin köşe noktaları(keypoint) işaretlenmiş, sonra noktalar arası çizgiler(line) çizilerek kirişin dış hatları belirlenmiştir. Üçüncü

adımda kiriş hacminin belirlenmesi için grafik ekranda köşe noktaları gösterilmiştir.

İkinci adımda çizilen çizgiler kiriş elemanlara ayırmak için kullanılmıştır. Bunun için boyuna çizgiler, düşey çizgiler ve enine çizgiler sırayla seçilip her birinin kaç parçaya bölüneceği girilmiş, hedef olarak da hacim seçilmiştir. Bu bölme(mesh) işlemini yapmadan önce “element attributes” diyalog kutusunda eleman tipi, malzeme numarası ve “real constant” numarası girilerek bölünen elemanları tanımlamak gerekir. Çalışmamızda öncelikle bütün elemanlar donatısız solid65 olarak tanımlanmış, daha sonra gizli donatı içeren solidler numaraları ile seçilerek “modify attributes” komutu ile özellikleri değiştirilmiştir. Temel modelleme işlemlerinin yapıldığı Prep7 menüsü Resim 4.3’te gösterilmiştir.

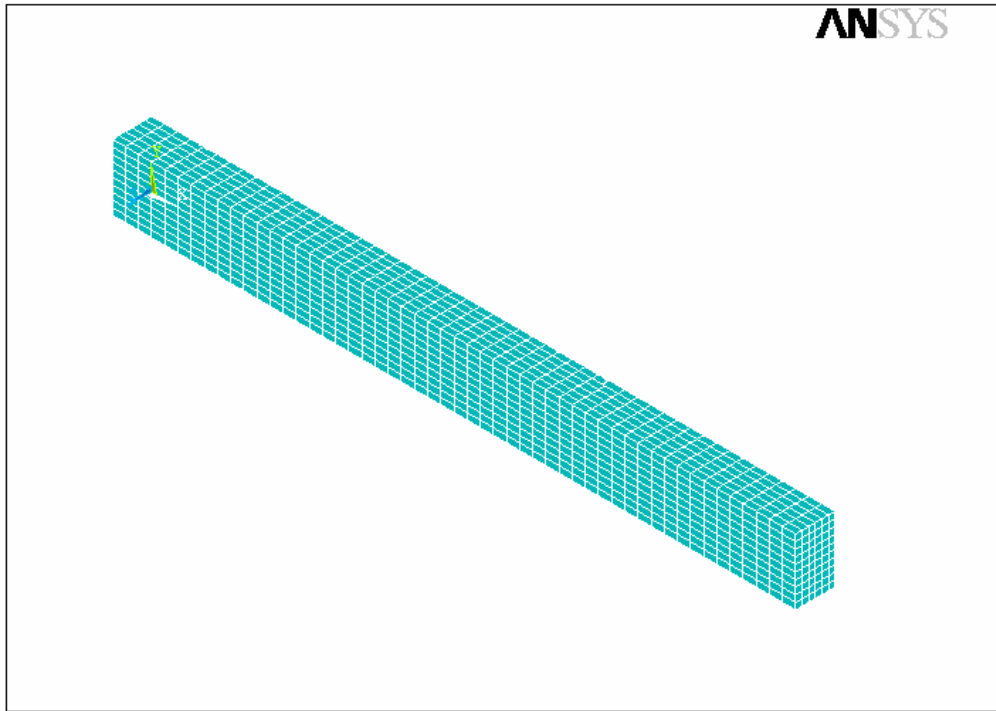
Solution

Analiz ayarlarının yapılıp, mesnet şartlarının ve yükleme durumunun belirlendiği kısımdır. Analiz ayarları “Analysis Type” başlığı altında yapılır. Resim 4.3’te görülen “Sol’n Control” başlığında yük adımı ve alt adım sayıları ile “time” değeri, “Loads” başlığı altında ise mesnet şartları ve yükleme belirtilir. Solve > Current LS komutu ile sonlu eleman çözümü başlatılır.

Postprocessor

Analiz sonuçlarının gösterildiği kısımdır. Sonuçlar, istenilen yük adımı ve alt adım seviyesinde ya da istenilen “time” değerinde gösterilebilir. Statik analizler için POST1, dinamik analizler için POST26 kullanılır. Sonuçların gösterilmesini sağlayan General Postprocessor menüsü Resim 4.3’te görüldüğü gibidir.

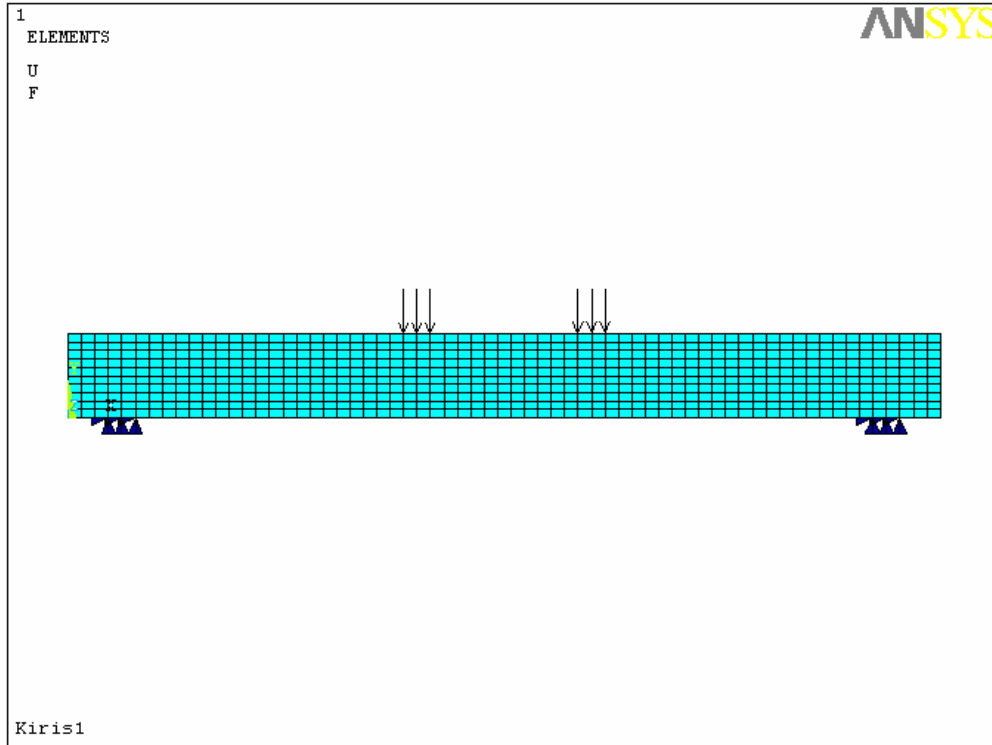
Solid65 elemanı ile yapılan analizlerde düzenli ve dikdörtgen bölünmeler yapılması önerilmektedir. Bu nedenle 2,6 m uzunluğunda ve kesit boyutları 150mm x 250mm olan kiriş toplam 3900 dikdörtgen prizması şeklinde solid elemana bölünerek modellenmiştir. Uzunluğuna 65, enine 6 ve yükseklikte 10 parçaya bölünen kirişin her bir parçası boyuna 40 mm, enine ve yüksekliğine 25 mm boyutlarındadır. Kiriş büyük ebatlarda olmadığından simetri ekseninden yararlanılmadan bütün olarak modellenmiştir. Resim 4.4'te modellemesi yapılan kirişin üç boyutlu görünüşü gösterilmiştir.



Resim 4.4. Kiriş modelinin üç boyutlu görünüşü

Donatılar Solid elemanların içinde hacimsel oranlarla tanımlandığı için Bölüm 4.3'te anlatılan Link 8 çubuk elemanı kullanılmayacaktır. Aksi takdirde Link8 elemanı ile tanımlanan donatı çubukları solid elemanlara düğüm noktalarından birleştirilmekte ve donatı ile beton arasında tam aderans olduğu kabul edilmektedir.

Deney düzeneğine uygun olarak kirişe mesnetlerden 900 mm öteden iki ayrı noktadan tekil yük(P) etkililmiştir. Deney düzeneğinde kiriş kenarından 150 mm ötede bulunan mesnetler, düğüm noktaları arasındaki boyuna mesafe 40 mm olduğu için kenardan 3 solid ötede 120 mm'de oluşturulmuştur. Mesnetler x ve y yönlerinde yatay ve düşey hareket edemez, yalnızca z ekseninde dönecek şekilde tanımlanmıştır. Kiriş, x – y düzleminde hareket edecektir. Resim 4.5'te Ansys Sonlu Elemanlar Programı'nda modellenen kirişin mesnetleri ve üzerine etkitilen yükler görülmektedir.



Resim 4.5. Modellenen kirişin mesnetleri ve etkitilen yükler

4.6. Nonlinear Analiz Sırasında Karşılaşılan Sorunlar ve Çözümleri

Nonlinear analizi gerçekleştirmeden önce modelleme sırasında ilk verilmesi gereken karar modelin mesh yoğunluğu hakkında olmuştur. İlk çalışmalarda düşük tutulan mesh yoğunluğu ile hedeflenen yük düzeyine ulaşılamamış, bunun sonucunda kullanılan solid eleman sayısı arttırılarak yeni modeller oluşturulmuştur. Eleman yoğunluğunun artması işlem hacmini de arttırmış, analiz için gereken süre de uzamıştır. Sonuç olarak analiz 3900 adet solid eleman kullanılarak sonuçlandırılmıştır.

Modelleme sırasında verilmesi gereken önemli kararlardan biri de donatının gizli(smeared reinforcement) ya da ayrık(discrete reinforcement) tanımlanacağı olmuştur. İlk oluşturulan modellerde ayrık donatı kullanılmış, bunun için donatıyı tanımlamak üzere Link8 çubuk(spar) elemanı kullanılmıştır. Ancak Link8 elemanlarının kullanıldığı modellerde boyuna donatılar için ilave 260, etriyeler için ilave 1536 eleman gerekmiş, bunun sonucunda da işlem hacmi önemli derecede artmış ve bilgisayar kapasitesi zorlanmıştır. Nitekim gizli donatılandırma yaptığımız, yalnızca 3900 solid65 elemanından oluşan modelin programa ait data ve sonuç dosyası toplam 18,8 GB yer kaplamıştır. Bu nedenle ve bazı araştırmacıların ayrık ve gizli donatılandırma sonuçlarının arasında önemli bir fark olmadığını belirtmelerinden dolayı model gizli donatılandırma ile oluşmuştur.

Modelleme sırasında bir diğer dikkat edilmesi gereken nokta, donatının yeri olmuştur. Kiriş içinde çekme donatısının yeri kirişin faydalı yüksekliğini, dolayısıyla moment kapasitesini belirlediği için önemlidir. Gizli donatı(smeared) kullanılmasının dezavantajlarından biri kiriş faydalı yüksekliğinin kesin olarak tanımlanamamasıdır. Modelimizde donatılar Solid65 beton elemanlarının içinde hacimsel olarak tanımlandıkları için birer solid içerden tanımlanmış, yani paspayı olarak 2,5 cm bırakılmıştır.

Yine ilk çalışmalarda yük etkileri ve mesnetler kiriş derinliği boyunca bir hat üzerinde tanımlanmışken, deney düzeneğine uyup kirişin gerilme-şekil değiştirme grafiğine yaklaşmak ve lokal gerilme yığılmalarını engellemek amacıyla yük ve mesnetler kiriş derinliğine doğru üçer hata bölünmüştür. Bazı çalışmalarda mesnet ve yük çizgilerini yaymak yerine, mesnet ve yükleme yerlerine Solid45 elemanı kullanıldığı görülmüş, fakat çalışmamızda kullanılmasına gerek duyulmamıştır.

Malzeme modellemesinde yapılan ilk varsayım ise ezilmenin ihmal olmuştur. Barbossa gibi birçok araştırmacının belirttiği üzere, Ansys'de plastik malzeme modellerinin kullanıldığı çalışmalarda ezilmenin ihmal edilmemesi durumunda istenilen yük düzeyine ulaşılamamaktadır. Ansys programının bir uyumsuzluğu olarak belirtilen bu durum nedeniyle çalışmamızda betonun ezilmesi ihmal edilmiştir.

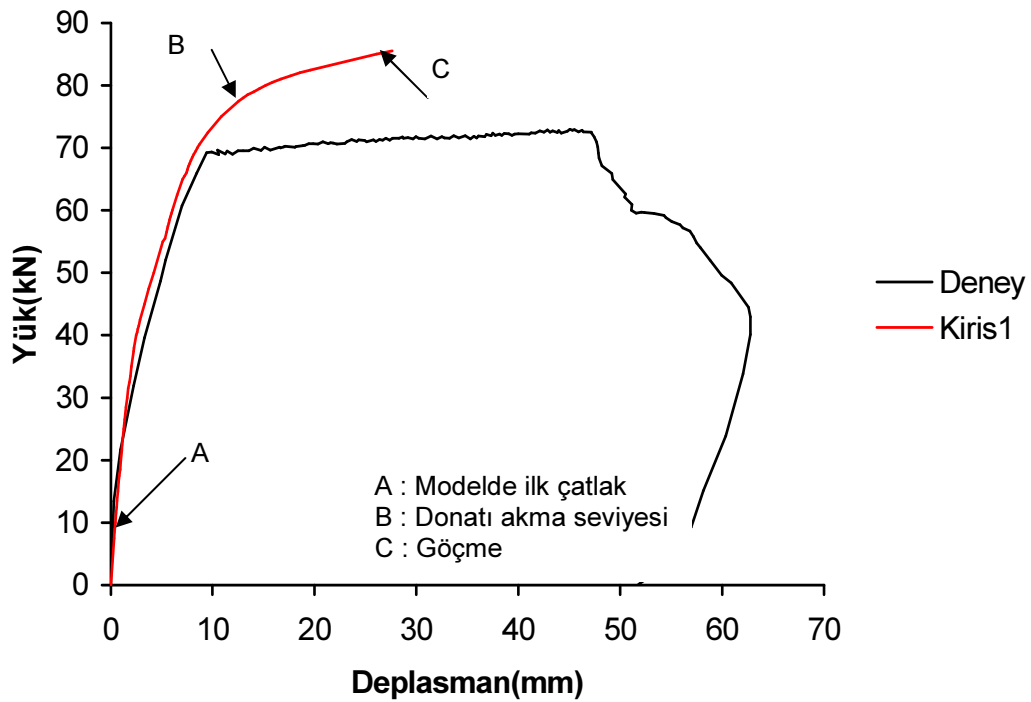
Geometrik modellemeden sonra nonlinear analiz metodunu belirlerken ilk çalışmalarımızda time parametresi Bölüm 4.2'de anlatıldığı üzere sayaç olarak kullanılmış, yük arttırım değeri "time step size" ile belirtilmiştir. Daha sonra bu yöntem kontrolünün zor olmasından dolayı bırakılmış, yerine yük time parametresine eşitlenerek yük arttırmaları alt adım(substep) sayıları ile belirlenmiştir. Her yük adımı bitince analiz otomatik olarak durdurulmuştur ve deplasmanlar ile gerilmeler kolaylıkla kontrol edilip sorun olmadığı düşünülünce yeni bir time değeri belirlenerek restart opsiyonu ile analize devam edilmiştir.

Analiz sırasında ilk karşılaşılan sorunlardan biri de malzeme modellemesinden doğmuştur. İlk çalışmalarda beton modellenirken yalnızca Willam-Warnke modeli için gereken parametreler tanımlanmış, bunun sonucunda da istenen yük düzeyine ulaşılamamıştır. Bunun nedeninin de eksik malzeme modellemesi olduğu sonucuna varılmıştır ve plastik deformasyon hesaba katılmadıkça betonun göçmeye kadar lineer

davranacağı gözükmiştir. Bu yüzden betonun Multilineer İzotropik
pekleşmeli plastisiteli(Mises) davranışı da mutlaka tanımlanmalıdır.

5. SONLU ELEMAN ANALİZ VE DENEY SONUÇLARININ KARŞILAŞTIRILMASI

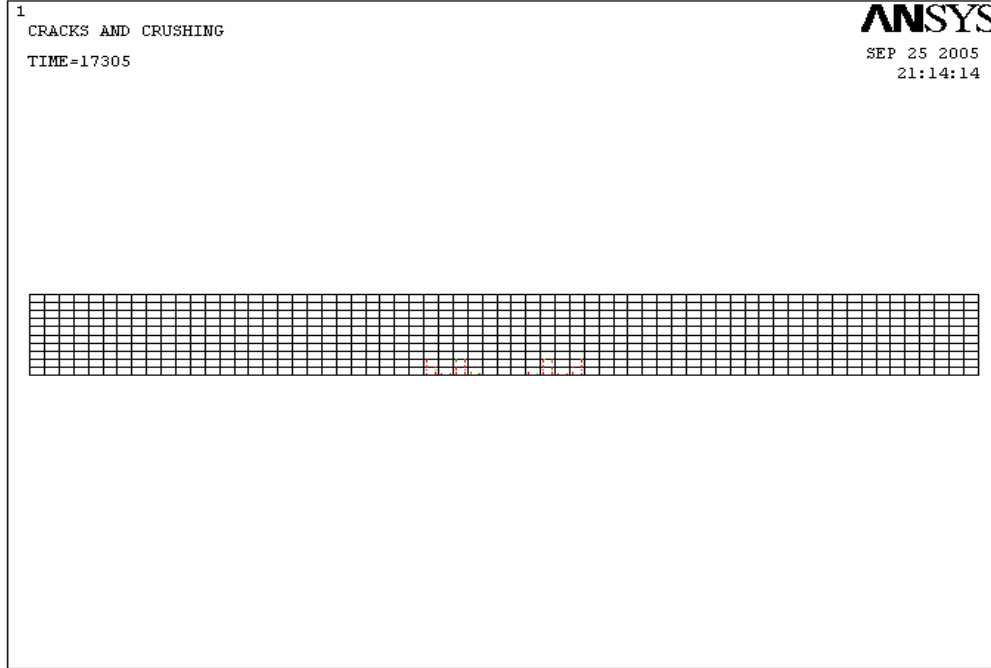
Yapılan analiz sonuçlarına göre, model kirişi 17305 N seviyelerine kadar lineer elastik davranmış, bu yük seviyesinde açıklık ortasında çekme çatlağı oluşup plastik bölgeye geçmiştir(Şekil 5.1). İlk çatlak durumu Resim 5.1'de ve bu durumdaki gerilmeler Resim 5.2'de görülmektedir.



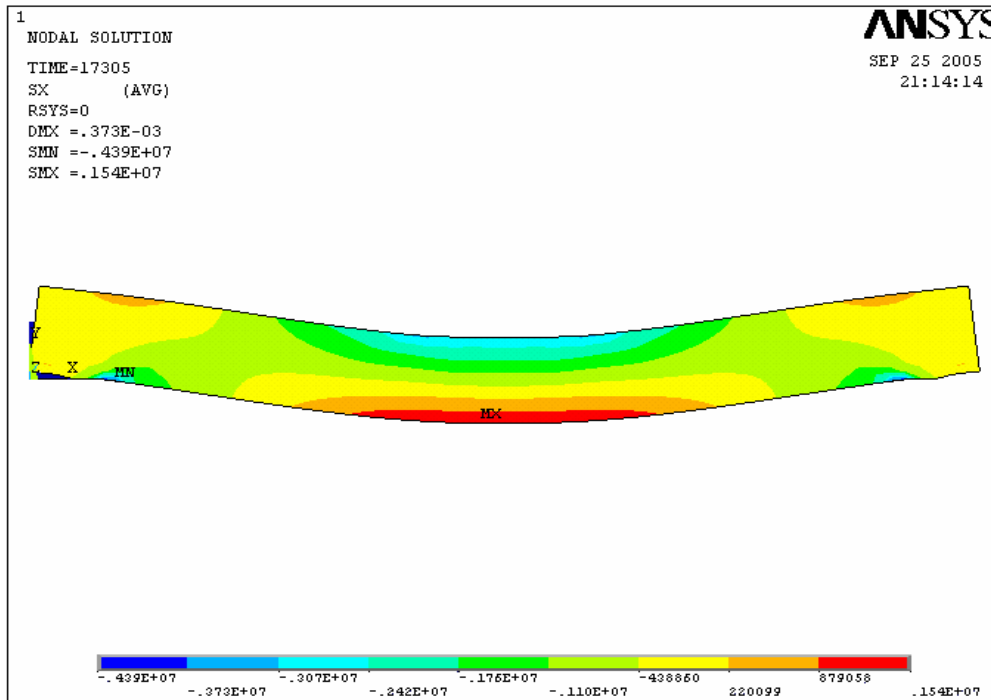
Şekil 5.1. Analiz sonucu elde edilen yük – deplasman grafiği

Resim 5.2'de açıklık ortasında çekme çatlağı oluşturan pozitif gerilmeler açıkça görülmektedir. Mesnet hizalarında kirişin üst yüzünde görülen pozitif gerilme, her ne kadar basit kiriş varsayımı yapılarak modelleme yapılsa da artan yüklerle birlikte mesnet üstlerinde çatlak oluşacağını göstermektedir. Nitekim yükün artmasıyla birlikte açıklık ortasındaki çatlaklar ilerlemiş, ayrıca mesnet üstünde de çatlaklar oluşmuştur. Buna, mesnetlerin 120 mm içeriden tanımlanmasının neden olduğu düşünülmektedir. Kiriş modellemesi yapılırken her ne kadar mesnetler, gerilme yığılmasını engellemek için kiriş derinliğine doğru üç hat üzerinde tanımlanmış olsalar da yükün artmasıyla

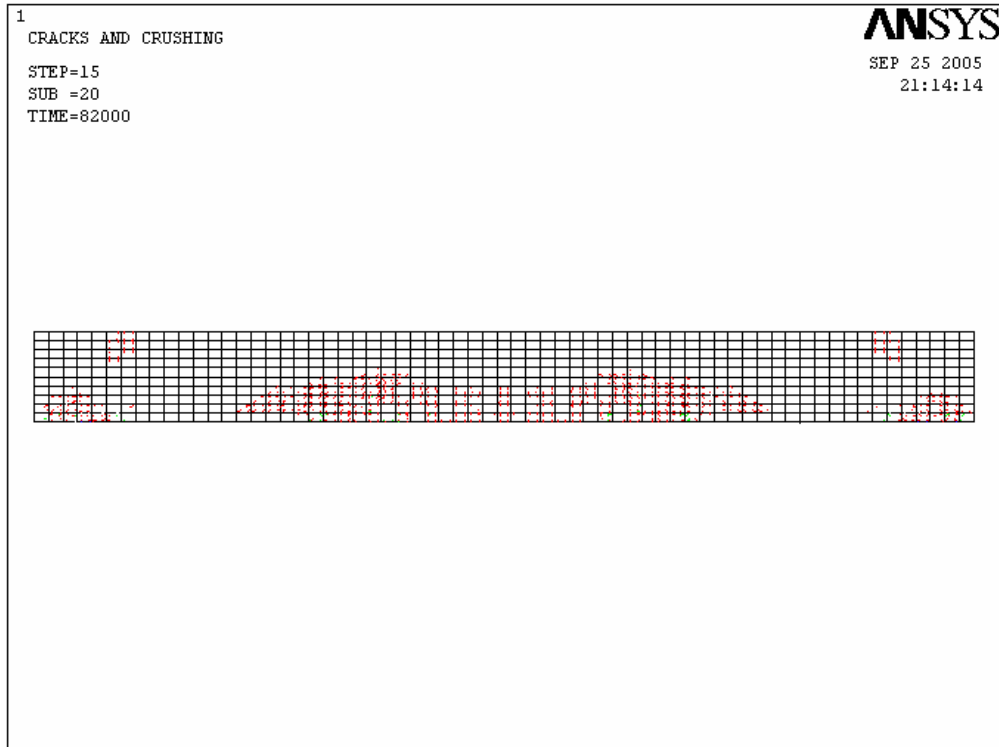
birlikte mesnetlerin kirişe birleşim noktalarındaki çatlaklar engellenememiştir. Bu durumu engellemek için mesnet bölgesine ara bir eleman yerleştirilebilir.



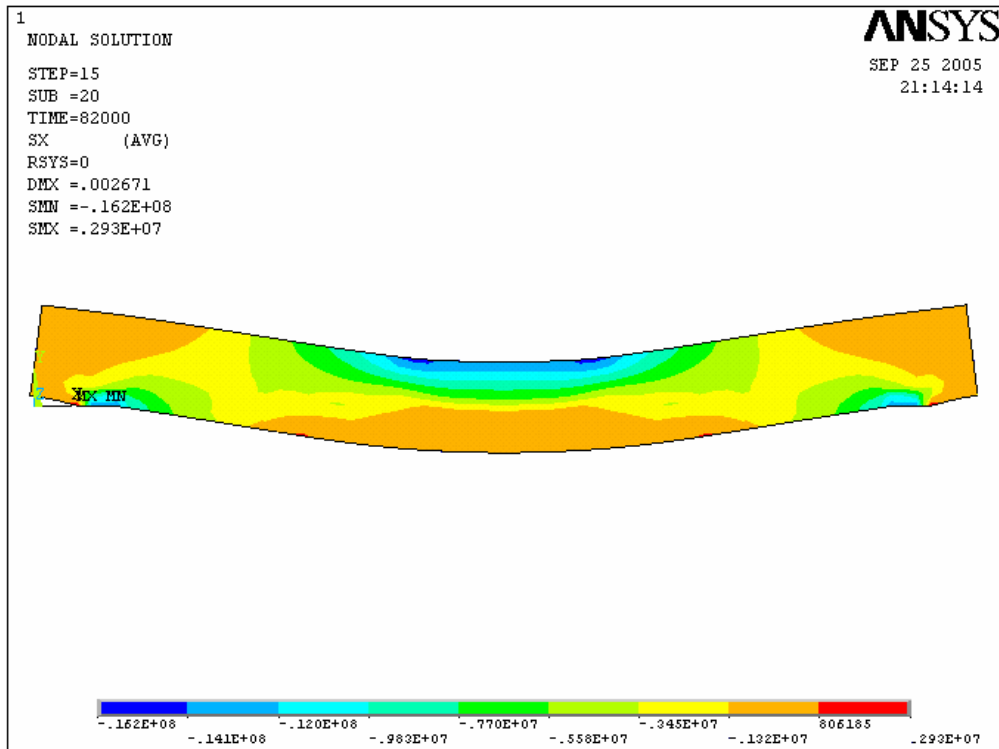
Resim 5.1. Model kirişinde oluşan ilk çatlaklar



Resim 5.2. Model kirişinde oluşan ilk çatlaklar sırasında gerilmeler



Resim 5.3. Model kirişinde 82000 N yük altında ilerleyen çatlaklar



Resim 5.4. Model kirişinde 82000 N yük altında gerilmeler

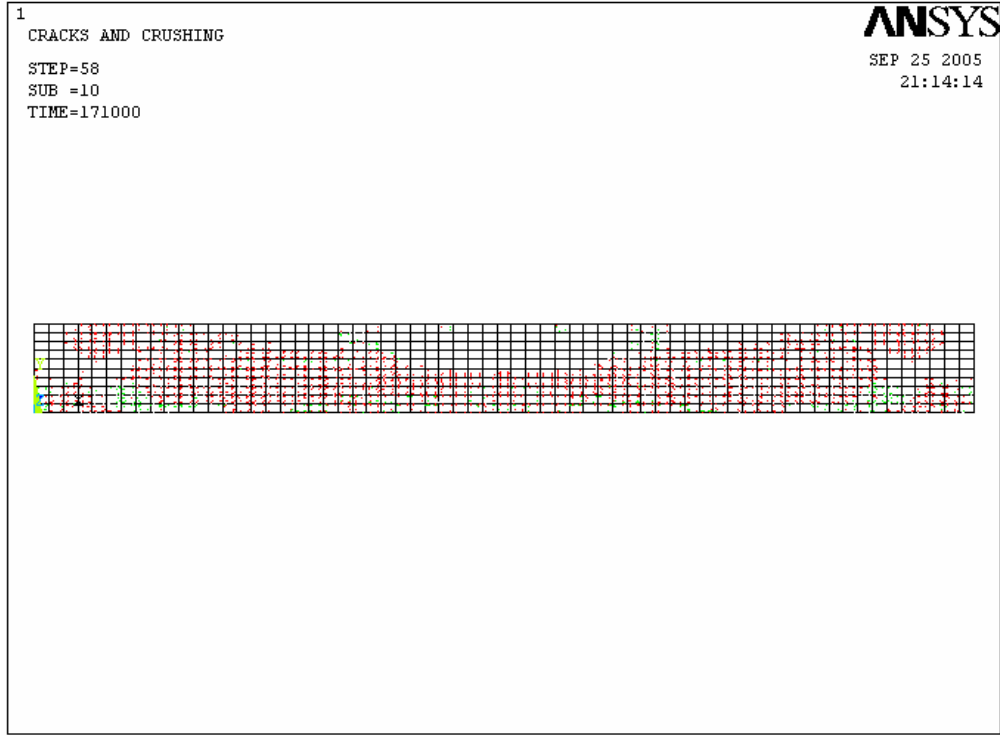
Model kirişinin yük-deplasman eğrisi ile deney kirişinin yük deplasman eğrisi Şekil 5.1’de görüldüğü üzere özellikle donatının akmasına kadar oldukça yakın çıkmıştır. Deney sonuçlarına göre donatı 138000 N yük altında akmıştır. Akma anında kirişin deplasmanı 9,2 mm olarak ölçülmüştür. Model kirişinde ise akma yükü olarak 144000 N, akmadaki deplasman olarak da 9,2 mm bulunmuştur.

Deney kirişi ve model kirişinin akma yükleri ve rijitlikleri arasındaki fark %4’tür. Akmadaki deplasman ise aynıdır. Donatı aktıktan sonra deney kirişi büyük deformasyon yaparak sünek bir davranış göstermiş, 144000 N’da 48,2 mm deplasman yaparak göçmüştür. Model kirişi ise akmadan sonra yük taşımaya devam etmiş, 171000 N’da 27,6 mm deplasman yaparak göçmüştür.

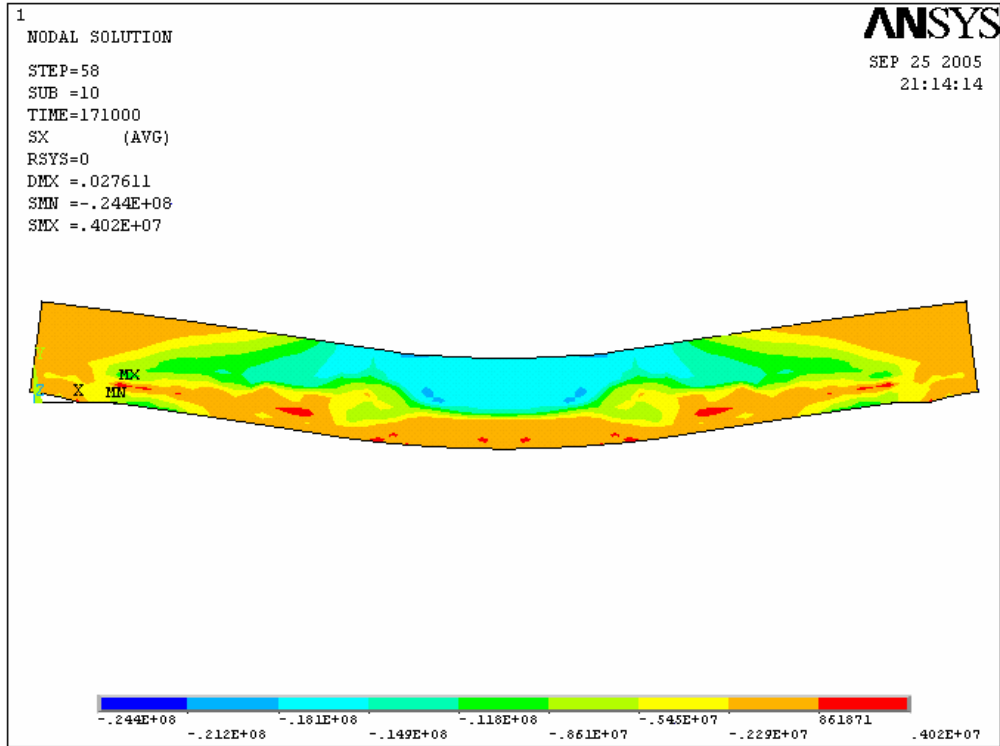
Çizelge 5.1. Deney kirişi ve model kirişi sonuçlarının karşılaştırılması

	Deney Kirişi	Model Kirişi	Fark
Akma Yüğü (kN)	138,0	144,0	%4
GöçmeYüğü (kN)	144,0	171,0	%15
Akmada Deplasman (mm)	9,2	9,2	%0
Göçmede Deplasman (mm)	48,2	27,6	%42

Resim 5.3 ile Resim 5.4’te seçilen ara bir yükleme değerindeki (82000 N) çatlak oluşumları ile bu durumu oluşturan gerilmeler, Resim 5.5 ile Resim 5.6’da ise göçme yükü seviyesinde oluşan çatlaklar ile gerilmeler gösterilmiştir.



Resim 5.5. Göçme yükü seviyesinde kirişteki çatlaklar



Resim 5.6. Göçme yükü seviyesinde kirişteki gerilmeler

6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Çalışmamızda monotonik yüklü, dikdörtgen kesitli betonarme bir kirişin Ansys sonlu elemanlar paket programı ile nonlineer sonlu eleman analizi yapılmış ve elde edilen sonuçlar deneysel çalışmadan elde edilmiş sonuçlar ile karşılaştırılmıştır. Çalışmanın sonunda bilgisayarda oluşturulan sonlu eleman modelinin gerçek davranışa oldukça yaklaştığı, yine de bilgisayar modelinin deney elemanına göre daha rijit davranıp daha az süneklik göstererek göçmeye ulaştığı görülmüştür. Bu durumun aşağıdaki nedenlerden dolayı oluştuğu düşünülmektedir.

1) Sonlu eleman modelinden elde edilen akma yükünün deneysel çalışmadan elde edilen yükten daha fazla olması, model kirişinin daha rijit olmasından kaynaklanmaktadır. Bunun nedenlerinden biri olarak, deney kirişinin sahip olduğu gerçek malzeme dayanımları ile betondan alınan üç numunenin kırılmasıyla elde edilen dayanımlar arasında bir fark olabileceği düşünülmektedir. Aynı durum donatı için de geçerlidir. Deneysel çalışma sırasında donatılar için yapılan üçer adet çekme deneyi sonucu elde edilen malzeme dayanımlarının kesinliği şüpheli olmakla birlikte bilgisayar modellemesinde bu deneylerden elde edilen değerlerin mutlak doğru kabul edilmiştir. Beton ve donatının dayanımlarının daha yüksek tanımlanmış olması ihtimali model kirişinin daha rijit davranması için kuvvetli bir nedendir.

2) Beton, daha önce de bahsedildiği gibi, heterojen ve anizotrop bir malzeme iken, modelde homojen ve izotrop olarak tanımlanması da deney sonuçlarıyla birebir uyumu engellemektedir.

3) Bir kirişte çekme donatısının yeri faydalı yüksekliği, dolayısıyla moment kapasitesini belirler. Modelde donatılar solid elemanların içinde hacimsel oranlarıyla tanımlanmıştır. Çünkü gizli donatılı modeller daha iyi yakınsama sağlarken, ayırık donatılı modeller gerçeğe daha yakın sonuçlar verebilmektedirler. Gizli donatının hacimsel olarak tanımlanması, donatı

yerinin de tam olarak deney elemanında olduğu gibi tanımlanamamasına neden olmuştur.

4) Bilgisayar modeli ile deney sonuçları arasında fark oluşturabilecek bir diğér önemli nokta da sınır koşullarıdır. Modelimizde her iki mesnet de deney kirişinde biri kayıcı olmasına rağmen ciddi bir fark oluşturmayaacağı düşünülerek sabit mesnet olarak tanımlanmıştır. Bilgisayar modelinde mesnet tanımlamaları hatasız, mükemmel bir şekilde uygulanır. Öte yandan deney düzeneği oluşturulurken kirişin mesnet şartları kabullere birebir uydurulamaz. Mesnet koşulları açısından deney kirişi ile model kirişi arasında bir uyumsuzluk olması ve bu durumun sonuçlarda farklılığa yol açması kaçınılmazdır.

Yukarda sıralanan nedenlerden dolayı deney ve model sonuçları arasında oluşan farkı en aza indirmek ve bilgisayar ortamında gerçek davranışa daha çok yaklaşan modeller oluşturmak için,

1) Yakınsama zorluğuna ve yüksek bilgisayar kapasitesi gerektirmesine rağmen donatının yerini tam olarak belirleyecek ayrık donatılar ile modelleme yapılabilir.

2) Mesh yoğunluğu arttırılarak ve nonlinear adım aralıkları sıklaştırılarak daha detaylı analiz yapılabilir.

3) Yükleme ve mesnet koşulları daha gerçeğe uygun hale getirilebilir. Sözelimi yükün uygulama bölgesinde, yükün altına kirişe uniform yük geçişi sağlayacak bir ara eleman tanımlanabilir. Aynı şekilde mesnet modellemeleri, gerekirse ilave plak ve solid elemanlarla deney koşullarına uygun hale getirilebilir.

4) Bu çalışmada tek bir kirişin analizine yer verilmiştir. Bilgisayar modelleri ve analizlerinin gerçeğe uygunluğu hakkında daha kesin bir yargıya varmak

için birkaç tane daha kiriş ve başka betonarme elemanlar için farklı modelleme ve analiz yapılması önerilmektedir.

KAYNAKLAR

1. Altın, S., Anıl, Ö. ve Gökten, Y., "Betonarme kirişlerin kesmeye karşı güçlendirilmesine bir kelepçe uygulaması", **Gazi Üniv. Müh. Mim. Fak. Der.**, 19 (4): 415-422 (2004).
2. Wolanski, A. J., "Flexural behaviour of reinforced and prestressed concrete beams using finite element analysis", Degree of master of science, **Faculty of Graduate School, Marquette University**, Wisconsin, 1-48 (2004).
3. Willam, K. J. and Warnke, E. P., "Constitutive model for the triaxial behaviour of concrete", **IABSE, Report No.19**, Bergamo, 1-30 (1974).
4. Kwak, H. G. and Filippou, F. C., "Finite element analysis of reinforced concrete structures under monotonic loads", **UCB/SEMM-90/14**, California, 13-37 (1990).
5. Nuhoğlu, A., "Noktasal iterativ yaklaşım ile kablolu ve kafes sistemlerin geometrik nonlineer analizi", **İMO Teknik Dergi**, 229: 3425-3443 (2005).
6. Fanning, P., "Nonlinear models of reinforced and post-tensioned concrete beams", **Electronic Journal of Structural Engineering**, 2: 111-119 (2001).
7. Arnesen, A., Sorensen, S. I. and Bergan, P. G., "Nonlinear analysis of reinforced concrete", **Computers and Structures**, 12: 571-579 (1979).
8. Ashour, A. F. and Morley, C. T., "Three dimensional nonlinear finite element modelling of reinforced concrete structures", **Finite Elements in Analysis and Design**, 15: 43-55 (1993).
9. Bergan, P. G. and Holand, I., "Nonlinear finite element analysis of concrete structures", **Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering**, 17: 443-467 (1979).
10. Chan, H. C., Cheung, Y. K. And Huang, Y.P., "Nonlinear modelling of reinforced concrete structures", **Computers&Structures**, 53 (5): 1099-1107 (1994).
11. Chen, W. F., "Plasticity in reinforced concrete", **McGraw Hill**, New York, 3-392 (1982).
12. Moaveni, S., "Finite Element Analysis, Theory and Applications with ANSYS", Bill Stenquist, **Prentice Hall Inc**, New Jersey, 437-497 (1999).

13. McGuire, W., Gallagher, R. H. and Ziemian, R. D., "Matrix Structural Analysis 2nd ed.", Wayne Anderson, **John Wiley&Sons Inc**, New York, 242-294 (2000).
14. Ersoy U., Özcebe G., "Betonarme", **Evrin Yayinevi**, İstanbul, 58-59 (2001).
15. Lawrence, K. L., "Ansys Tutorial Release 7,0 and 6,1", **SDC Publications**, Canonsburg, 1.1- 2.25 (2002).

ÖZGEÇMİŞ

1979 yılında Hamburg’da doğdu. İlk ve orta öğrenimini Ankara’da, lise öğrenimini Kocaeli’de tamamladı. 1997 yılında öğrenime başladığı İstanbul Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği bölümünden 2001 yılında mezun oldu. 2002 yılında Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Anabilim Dalı’nda yüksek lisans öğrenimine başladı. Halen özel bir mühendislik firmasında proje mühendisliği görevini sürdürmektedir.