

**T.C**  
**KIRIKKALE ÜNİVERSİTESİ**  
**FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**  
**İNŞAAT ANABİLİM DALI**

**ÇİFT CİDARLI KOMPOZİT KİRİŞLERİN SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİYLE**  
**GERİLME ANALİZİ VE OPTİMUM DİZAYNI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

Tez No : İNŞ.YL.005

98232

Tezi Hazırlayan:

**ALPER BÜYÜKKARAGÖZ**

Tez Yöneticisi:


**YRD. DOÇ. DR. ORHAN DOĞAN**

**KIRIKKALE 2000**

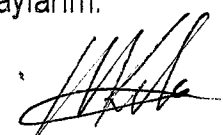
**T.C. YÜKSEKÖĞRETİM KURULU**  
**DOKÜMANTASYON MERKEZİ**

Fen Bilimleri Enstitüsünce Yüksek Lisans Tezi Olarak Uygun Bulunmuştur.

...../...../2000

  
Doç. Dr. M. Yakup ARICA  
Enstitü Müdürü

Yüksek Lisans Derecesini Tamamlamak İçin Tezin Yeterli Olduğunu Onaylarım.

  
Prof. Dr. Mustafa Y. KILINÇ  
Anabilim Dalı Başkanı

Bu Tezi Okuduk. Bizim Açımızdan Tezin Kapsamı ve Kalitesi Yüksek Lisans Derecesini Tamamlamak İçin Yeterli ve Uygundur.

  
Yrd. Doç. Dr. Orhan DOĞAN  
Danışman




Yardımcı Danışman

Tez Jürisi Üyeleri

Prof. Dr. Mustafa Yılmaz KILINÇ

Doç. Dr. Abdussamet ARSLAN

Yrd. Doç. Dr. Orhan DOĞAN

## **İTHAF**

**Bu alışmamı Rahmetli babam Prof.Dr.S.Savaş BÜYÜKKARAGÖZ' e ve biricik annem  
Fatma BÜYÜKKARAGÖZ'e ithaf ediyorum.**



## İÇİNDEKİLER

<b><u>KONULAR</u></b>	<b><u>SAYFA</u></b>
İTHAF	i
İÇİNDEKİLER	ii
TABLULARIN LİSTESİ	iv
ŞEKİLLERİN LİSTESİ	v
TEŞEKKÜR	vii
ÖZET	viii
ABSTRACT	ix
KISALTMALAR	x
1. KOMPOZİT YAPILAR	1
1.1. Giriş	1
1.2. Tarihsel Gelişim	1
1.3. Çelik ve Beton Kompozit Yapı Türleri	3
1.4. Kompozit Davranış ve Kesme Bağlantısı	4
1.5. Kesme Bağlantısı Çeşitleri	5
1.6. Çift Cidarlı Kompozit Yapılar	7
1.6.1. Tarihsel Gelişim	7
1.6.2. Daha Önceki Deneysel ve Teorik Çalışmalar	8
1.6.3. Çift Cidarlı Kompozit Yapılarda Kesme Bağlantısı	10
1.7. Bu Çalışmanın Amacı	11
2. ÇİFT CİDARLI KOMPOZİTLERİN TAM ETKİLEŞİM ANALİZİ	17
2.1. Giriş	17
2.2. TAM ETKİLEŞİM TEORİSİ	17
2.2.1. Temel Varsayımlar	17
2.2.2. Diferansiyel Denklemlerin Elde Edilmesi ve Genel Çözüm	17
2.2.3. Genel Diferansiyel Denklemlerin Özel Çözümleri	21
3. SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ	27
3.1. Genel Bilgi	27
3.2. Sonlu Eleman Kavramı	28
3.3. Sonlu Eleman Çeşitleri	30
3.4. Yakınsaklık Şartları	34
3.5. Sistemin Sonlu Elemanlara Bölünmesi	36
3.6. Sonlu Elemanların Numaralandırılması	37



3.7. Çok Büyük Sistemlerin Bölünmesi	39
4. SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİYLE GERİLME ANALİZİ	40
4.1. Giriş	42
4.2. Sistemin Tanıtımı	42
4.2.1. Model-1	43
4.2.2. Model-2	51
4.2.3. Model-3	57
4.2.4. Model-4	61
5. SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRMELER	68
KAYNAKLAR	72



## TABLULARIN LİSTESİ

### TABLULAR

### SAYFA

Tablo 5.1. P = 135 kN'luk yük etkileyen 4 farklı model için beton, çelik levha ve bağlantıda oluşan maksimum gerilme oranları

68

## ŞEKİLLERİN LİSTESİ

<b><u>SEKİLLER</u></b>	<b><u>SAYFA</u></b>
Şekil 1.1: Çift cidarlı kompozit kiriş	12
Şekil 1.2: Çelik ve beton kompozit yapı çeşitleri; a) Beton kaplı çelik kolon b) Beton dolu kapalı çelik kolon c) Kiriş ve döşeme d) Beton kaplı çelik kiriş e) Preflex kiriş f) Kompozit döşemeli çelik kutu kiriş g) Kiriş ve şekillendirilmiş çelik levhalı döşeme h) Çift cidarlı kompozit eleman.	13
Şekil 1.3: Kompozit davranışın etkileri a) Etkileşimsiz b) Tam etkileşimli	14
Şekil 1.4: Basit mesnetli kompozit kirişte beton basınç kuvveti ve ara yüz kesme kuvvetinin değişimi a) Etkileşimsiz b) Tam etkileşimli c) Kısmi etkileşimli	15
Şekil 1.5: Kesme bağlayıcı çeşitleri a) Yapışık bağlayıcılar b) Rijit bağlayıcılar (donatısız) c) Rijit bağlayıcılar (donatılı) d) Kompozit bağlayıcılar e) Yüksek çekme dayanımlı tutturucu bulonlar f) Esnek bağlayıcılar	16
Şekil 2.1: Tam etkileşim için çift cidarlı kompozit kiriş kesitinde derinlik boyunca gerinim dağılımı ve iç kuvvetler	25
Şekil 2.2: X ve y doğrultularındaki u ve v deplasmanları için varsayılan pozitif yönler	25
Şekil 2.3: Arayüz kesme kuvvetleri	26
Şekil 2.4: Kirişte mesnetlenme ile yükleme ve eğilme momenti diyagramları	26
Şekil 3.1: Kiriş-kafes yapı sistemleri	29
Şekil 3.2: İki boyutlu sürekli ortamın kiriş kafes sistemi gibi incelenmesi	30
Şekil 3.3: Bir boyutlu bir sonlu eleman	31
Şekil 3.4: Bir üçgen sonlu eleman	31
Şekil 3.5: İki boyutlu (a) dikdörtgen (b) iki üçgenli dikdörtgen (c) dörtgen (d) dört üçgenli dörtgen sonlu elemanlar	32
Şekil 3.6: Üçgen kesitli halka sonlu eleman	33
Şekil 3.7: Üç boyutlu sonlu elemanlar	33
Şekil 3.8: Sonlu elemanlar yöntemiyle elde edilen çözümün gerçek çözüme yaklaşması	35
Şekil 3.9: Doğal bölmeye örnekler	37
Şekil 3.10: Sonlu elemanların ve düğüm noktalarının numaralandırılması	38

Şekil 3.11: Uygun numaralama ile şerit genişliğinin azaltılması	39
Şekil 3.12: Önce kaba sonra ince bölme yöntemi	40
Şekil 4.1a: Sistemin meshlere ayrılmış genel görünüşü	42
Şekil 4.1b: Sistemin çizgisel görünümü	44
Şekil 4.2a: Altlevhaya kaynaklı studlar	45
Şekil 4.2b: Üst levhaya kaynaklı studlar	45
Şekil 4.3a: Betondaki $\sigma_x$ gerilme değerlerinin bölgesel olarak dağılımı	46
Şekil 4.3b: Betondaki max. $\sigma_x$ gerilme değerlerinin vektörel olarak görünümü	47
Şekil 4.4: Von Mises Gerilmelerinin Bölgesel olarak görünümü	49
Şekil 4.5: Kaynaktaki Von Mises gerilmeleri	50
Şekil 4.6: Kiriş boyunca basınç bölgesindeki arayüz kesme kuvvetleri	51
Şekil 4.7: Sistemin meshlere ayrılmış genel görünümü	51
Şekil 4.8a: Betondaki $\sigma_x$ gerilmelerinin bölgesel olarak dağılımı	52
Şekil 4.8b: Betondaki max. $\sigma_x$ gerilmelerinin vektörel olarak görünümü	53
Şekil 4.9: Von mises gerilmelerinin bölgesel olarak dağılımı	55
Şekil 4.10: Kaynaktaki Von Mises gerilmeleri	56
Şekil 4.11: Kiriş boyunca basınç bölgesindeki arayüz kesme kuvvetleri	57
Şekil 4.12a: Betondaki $\sigma_x$ gerilmelerinin bölgesel olarak dağılımı	58
Şekil 4.12b: Betondaki max. $\sigma_x$ gerilmelerinin vektörel olarak görünümü	58
Şekil 4.13: Kaynaktaki Von Mises gerilmeleri	60
Şekil 4.14: Kiriş boyunca basınç bölgesindeki arayüz kesme kuvvetleri	61
Şekil 4.15a: Betondaki $\sigma_x$ gerilmelerinin bölgesel olarak görünümü	61
Şekil 4.15b: Betondaki max. $\sigma_x$ gerilmelerinin vektörel olarak görünümü	62
Şekil 4.16: Kaynaktaki Von Mises gerilmeleri	64
Şekil 4.17: Kiriş boyunca basınç bölgesindeki arayüz kesme kuvvetleri	65
Şekil 5.1: $d_c=150$ mm için yük-levha kalınlığı eğrisi	69
Şekil 5.2: $t_s = 8$ mm için yük-beton derinliği eğrisi	70
Şekil 5.3: $P=135$ KN için levha kalınlığı-beton derinliği eğrisi	70

## **TEŐEKKÖR**

Yaptığım bu çalışma esnasında, yurtdışında yapmış olduğu çalışmalardan edindiği bilgi birikiminden ve tecrubesinden sıkça yararlandığım saygıdeğer hocam Yrd. Doç.Dr. Orhan DOĞAN'a, yardımlarından dolayı Araştırma Görevlisi Alaattin AKTAŐ'a ve benden desteğini esirgemeyen sevgili anneme ve hocalarıma teşekkür ederim.



## ÖZET

Çift cidarlı kompozit (ÇCK) yapı, eleman derinliği boyunca ve üst üste kapanan, kaynatılmış studlarca tutturulmuş nispeten ince iki çelik plaka arasında sandviç edilmiş donatısız beton bloktan oluşan bir yapı formudur. Geleneksel yapı formlarına oranla daha dayanıklı ve etkin kullanım avantajına sahiptir.

Bu çalışmanın esas amacı University of Wales, Cardiff 'de daha önce yapılmış olan çalışmalara ilave nümerik bir yaklaşımla çözümler üretmek, karşılaştırma yapmak ve iki simetrik tekil yükü yüklenmiş ÇCK kirişin seçilen kalınlıktaki çelik plak ve beton dolgular için bağlantı noktalarındaki stud bağlayıcıların dayanımına bağlı olarak optimum dizayn için yaklaşık bir fonksiyon elde etmektir.

ÇCK kirişler için ilave nümerik çözümler yapmak ve sonuçları daha önceki çalışmaları kıyaslamak için, daha önce University of Wales, Cardiff 'de yapılan araştırmaya benzer bir model üzerinde çalışılmıştır.

Burada farklı kalınlıktaki çelik plak ve beton dolgu derinliği olan ÇCK kirişler modellenmiş ve farklı çelik plak kalınlığına ve beton dolgu derinliğine bağlı olarak sonlu rijitlikli stud bağlayıcıların bağlantı noktalarındaki gerilme değişimi kaydedilmiştir.

Değişken, simetrik iki tekil yük altındaki ÇCK kirişin, seçilen kalınlıktaki beton ve çelik için stud bağlayıcıların bağlantı noktalarındaki gerilmeye bağlı olarak optimum dizayn yaklaşık fonksiyonunu bulmak için, beton derinliği sabit tutularak farklı çelik plak kalınlığı ve çelik plak kalınlığı sabit tutularak farklı beton derinliklerinde modeller analiz edilmiştir.

Daha önce University of Wales, Cardiff 'de yapılmış olan teorik çalışmalar ile nümerik ANSYS' de modellenen kiriş sonuçları arasında iyi bir yaklaşım bulunmuştur. İlk olarak, ÇCK yapıların temel dizayn kurallarına bağlı, bağlantı noktalarındaki gerilmeyi dikkate alan 4 model analiz edilmiştir. Son olarak çelik plak kalınlığı ile yük ve beton derinliği ile yük arasında optimum dizayn bağıntı fonksiyonu, ilave modeller analiz edilerek bulunmuştur.

Burada ÇCK kirişlerin optimum dizaynının değişken tekil yük, çelik plak kalınlığı ve beton derinliği için hesaplanabileceği görülmüştür. Ancak bu dizayn, dinamik yük etkisindeki sistemler ve kaymaya sebep olabilecek sonlu rijitlikte stud bağlayıcılarla bağlı kısmi etkileşim için güvenli olmayabilir.

## **ABSTRACT**

Double skin composite (DSC) construction consists of a layer of a plain concrete, sandwiched between two layers of relatively thin steel plate, connected to the concrete by welded stud shear connectors. This results in a strong and efficient structure with certain potential advantages over conventional forms of construction.

The main aims of the present study were to provide additional numerical solution to compare with previous research carried out at the University of Wales, Cardiff and to develop appropriate function of optimum design depending on strength of stud connector at connected part, for particular depths of steel plate and concrete section of DSC beam under different two pointed symmetrical loads.

To provide additional numerical solution of DSC beam and to compare results with previous research, a similar model to previous research carried out at the University of Wales, Cardiff was chosen and modelled in numerical ANSYS (Finite Element Method).

Herein DSC beams with different steel plate thickness and concrete core depths has been modelled and variation of stress at connected part of stud connectors with infinite stiffness due to different steel plate thickness and concrete core depths was recorded.

To develop appropriate function of optimum design depending on strength of stud connector at connected part, for particular depths of steel plate and concrete section of DSC beam under different two pointed symmetrical loads, models were analysed for different steel plate thickness and constant concrete depth and vice versa.

A good confidence was found between previous theoretical research carried out at the University of Wales, Cardiff, with results of modelled beam in numerical ANSYS program. Depending on basic design rules of DSC systems, firstly four main models were analysed according to critical shear stress in shear connection between steel plate and concrete core. Finally additional models were analysed to find out correlation function of optimum design between load versus steel plate thickness and load versus concrete core depth.

It was found out that an optimum design model of DSC beam can be calculated using ANSYS program including variables of different pointed load, steel plate thickness and concrete depth. However, it may be unsafe for partial interaction including finite stiffness of stud shear connector which cause slip between steel plates and concrete core and for systems under cycling load.

## KISALTMALAR

$EI$	kirişin eğilme rijitliği
$Z_a, Z_b$	efektif kesit modülleri
$S_a, S_b$	kesit özellikleri
$I_a, I_b$	alanların atalet momentleri
$b$	kiriş kesitin genişliği
$d_c$	betonun derinliği
$M$	eğilme momenti
$E$	Young modülü
$k$	eğrilik eğrisi
$L$	kiriş açıklığı
$P$	kirişe etkiyen noktasal kuvvet
$F_{cu}$	betonun çatlaksız bölümündeki basınç kuvveti
$F_{sc}$	çelik basınç levhasındaki basınç kuvveti
$F_{st}$	çelik çekme levhasındaki çekme kuvveti
$A_{cu}$	beton çekirdeğin çatlaksız kısmının en kesit alanı
$A_{sc}$	çelik basınç levhasının en kesit alanı
$A_{st}$	çelik çekme levhasının en kesit alanı
$E_c$	betonun elastitiste modülü
$E_{sc}$	çelik basınç levhasının elastitiste modülü
$E_{st}$	çelik çekme levhasının elastitiste modülü
$d_{cu}$	çatlamamış beton derinliği
$M_{sc}$	çelik basınç levhasındaki eğilme momenti
$M_{st}$	çelik çekme levhasındaki eğilme momenti
$M_c$	çatlaksız beton kısmındaki eğilme momenti
$y_{sc}$	$F_{sc}$ 'nin moment kaldıraç kolu
$y_{st}$	$F_{st}$ 'nin moment kaldıraç kolu
$I_{sc}$	çelik basınç levhasının enkesit atalet momenti



$I_{cu}$	beton bölümün çatlaksız kısmının enkesit atalet momenti
$I_{st}$	çelik çekme levhasının enkesit atalet momenti
$\alpha$	kompozit rijitlik katsayısı
$Q_{sc}$	basınç levhasındaki ara yüz kesme kuvveti
$Q_{st}$	çekme levhasındaki ara yüz kesme kuvveti
$v$	kirişin y doğrultusundaki düşey yer değiştirmesi
$f_a, f_s$	bağımlı, bağımsız değişkenler
$B_\varnothing$	şerit (bant) genişliği
$F$	sistemdeki bütün elemanlar dikkate alınarak tespit edilmiş, herhangi bir elemandaki düğüm numaraları arasındaki en büyük fark
$S$	her düğüm noktasındaki serbestlik derecesi
$\sigma_x$	x doğrultusundaki normal gerilme
$\sigma_y$	y doğrultusundaki normal gerilme
$\sigma_z$	z doğrultusundaki normal gerilme
$\tau_{xy}$	y yönüne dik, x doğrultusundaki kesme gerilmesi
$\tau_{yz}$	z yönüne dik, y doğrultusundaki kesme gerilmesi
$\tau_{xz}$	z yönüne dik, x doğrultusundaki kesme gerilmesi
$t_s$	çelik levhanın kalınlığı
$A$	mesnetle nokta kuvvet arasında kalan bölüm
$B$	nokta kuvvetten kiriş ortasına kadar olan bölüm
$M_A$	A parçasındaki eğilme momenti
$M_B$	B parçasındaki eğilme momenti
$Q_{scA}$	A bölgesindeki basınç levhasında ara yüz kesme kuvveti
$Q_{stA}$	A bölgesindeki çekme levhasında ara yüz kesme kuvveti
$F_{scA}$	A bölgesindeki çelik basınç levhasındaki basınç kuvveti
$F_{stA}$	A bölgesindeki çelik çekme levhasındaki çekme kuvveti
$Q_{scB}$	B bölgesindeki basınç levhasında ara yüz kesme kuvveti
$Q_{stB}$	B bölgesindeki çekme levhasında ara yüz kesme kuvveti
$F_{scB}$	B bölgesindeki çelik basınç levhasındaki basınç kuvveti
$F_{stB}$	B bölgesindeki çelik çekme levhasındaki çekme kuvveti

# BÖLÜM 1

## 1 KOMPOZİT YAPILAR

### 1.1 Giriş

Çift cidarlı kompozit (ÇCK) yapı, eleman derinliği boyunca ve üst üste kapanan, kaynatılmış studlarca tutturulmuş nispeten ince iki çelik plaka arasında sandviç edilmiş donatısız beton bloktan oluşan bir yapı formudur<sup>1-14</sup> (Şekil 1.1). Bu yapı sisteminin en belirgin avantajları dıştaki çelik plakaların, başlangıçta hem donatı ve geçici kalıp görevi yapması hem de geçirimsiz, çarpmaya ve patlamaya dayanıklı yapı elemanı görevi yapmasıdır. Yapı elemanı derinliğince olan studların fonksiyonu; dıştaki çelik plakalar ile aradaki dolgu betonu arasında normal ve kesme kuvvetini aktarmak ve bilinen betonarme yapılara benzer kayma gerilmesi donatısı gibi çalışmak ayrıca bu elemanlar arasındaki ayrılmayı önlemektir. Bu yapı formu ilk olarak su altına gömülmüş çelik kabuk ve betonarme tüp tünel yapılarına alternatif olarak geliştirilmiştir, fakat daha sonra petrol üretimi ve depolama tankları, silolar, yüksek binaların çekirdek kesme duvarları ve de çarpmaya, patlamaya dayanıklı olması gereken değişik kara ve sualtı yapıları için uygun bulunmuştur.

Bugüne kadar yapılan deneysel ve teorik çalışmalar göstermiştir ki, ÇCK elemanlar ve yapılar genellikle geleneksel betonarme ve çelik-beton kompozit yapıların teorisine benzer olarak dizayn edilebilir. Ancak, ÇCK yapının dizaynında en önemli unsur dış çelik plakalarla beton arasındaki kesme bağlantısı elemanlarının dizayn edilmesidir. Bu bağlayıcı elemanların kesme kuvvetine göre dizayn edilebilmesi için beton blok ile çelik plakalar arasındaki kesme kuvveti dağılımının eleman boyunca belirlenmesi önemlidir. Bağlayıcı elemanların sonlu ve sonsuz rijit olması kabulüne dayalı olarak bir çok teorik ve deneysel çalışmalar yapılmıştır.

Bu çalışmanın amacı beton blok ve çelik plakalar arasındaki stud bağlayıcıların sonsuz rijit olduğu kabulüne dayalı yapılmış olan<sup>14</sup> teorik çalışmaya ilave olarak sonlu elemanlar yöntemi ile nümerik bir çalışma yapmak ve teorik sonuçlar ile uyumunu incelemektir.

### 1.2 Tarihsel Gelişim

“Kompozit Yapı” tabiri; yapı sistemi içerisinde farklı iki malzemenin etkileştiği yapı sistemleri için kullanılabilir. Güçlendirilmiş beton içerisindeki demir ve betonun birbirleriyle olan etkileşimi ve benzer olarak, çelik ve ahşabın flitched kirişlerde, cam elyaflarının reçine matrisinde, küçük parçalı demir ve polimerik elyafın elyafı güçlendirilmiş betonda ve tuğla

dolgu panellerin çelik çerçevede etkileşimi bu yapı sistemine birer örnektir. Bu yapı sistemindeki etkileşim; malzemelerin mukavemet, çalışabilirlik ve dayanabilirlik gibi özelliklerini arttıracığından kullanılabilirlik ve ekonomiklik yönünden avantaj sağlar.

Kompozit yapıların kullanımı insanoğlunun ilk inşaatı yapmasıyla başlamıştır. Eski zamanlarda; kil, kireç ve alçının taşları tutturmada, saman ve at kıllarının güneşle kurutulmuş tuğlaları güçlendirilmede ilk kullanan pratisyenler Asurlular, Babiller ve Mısırlılardır. Üstün bir yapı malzemesi<sup>15</sup> olan Portland çimentosunun 18. yy da keşfedilmesi ile daha dayanıklı, hızlı ve ucuz yapılar yapılmaya başlandı.

Demir ve çeliğin beton içerisinde kullanılması ile, ateşe dayanıklı ve ekonomik modern kullanımlı bir kompozit yapı formu geliştirilmiştir. Çelik ve demir yanmaz ve mukavemetlerinin yangınla ciddi bir şekilde azalmasına rağmen beton yangına karşı ilk ısı yalıtım malzemesi olarak kullanılmıştır. 19. yy da beton kullanımının yaygınlaşması ile, çekme mukavemetinin çok düşük olduğu apaçık ortaya çıkmıştır. 1854 yılında Newcastle'dan William Boutland Wilkinson betonun çekme dayanımının demir donatılı betona nispeten zayıf olduğunu keşfetti ve ilk patenti aldı. Fransa'da Monior ise 1857 yılında çiçek saksılarını güçlendirmek için telleri kullandı. İlk betonarme elemanlar, yuvarlak demir veya hadde çelik çubukların kullanımı ile yapıldı. Sonraları yüksek mukavemetli nervürlü çubukların kullanımı yaygınlaştı.

Ferrocement, nispeten küçük çaplı ve sürekli çelik tel örgüsü ve çimento hamuru kullanılarak inceltilmiş ve hafifletilmiş, donatılı çimento formudur<sup>16</sup>. Ferrocement yeni bir kavram değildir. Bunun ilk uygulaması Lambort tarafından 1849 yılında inşa edilmiş tel ızgaralı kürekli bottur. Bugün; düşük maliyetli evler, kayık kabukları, yüzen deniz yapıları, silolar, borular, su tankları ve kabuk çatılar bu sistemin birer uygulamalarıdır.

Güçlendirilmiş çimentolu kompozitlerin değişik formları, normal portland çimentosu ile ince, kaba agrega, camdan, naylondan, kevlardan, çelikden ve karbondan yapılmış ve bitkisel<sup>17</sup> küçük parçalı elyaflar kullanılarak, geliştirilmiştir.

Yüksek mukavemet ve sertliğe sahip hafif yapılar üretmek için ısı ile işlenmiş, sıvılaştırılmış reçine içeren elyaflar veya karbon elyafı içeren kompozitler kullanılır. Bu tip imalatlar, maliyetleri ve üstün özellikleri<sup>18</sup> sebebi ile, genellikle sadece havacılık ve uzayla ilgili yapılarda kullanılırlar.

Çelik ve beton kompozitlerin bir başka modern formu da çelik ve beton kısımların en uygun geometrik şekilde kullanımınıdır. Bu çeşit yapı 1790'da demir kiriş ve kolonların tanınması ile ortaya çıkmıştır. Caughly ve Scott<sup>19</sup> da çelik bir kirişin başlığı üzerinde yeralan beton döşeme

problemiyle uğraşıp eski metodu daha da geliştirmişlerdir. Bu çalışma, perçinlenmiş veya kaynaklanmış açılı kelepçe veya kiriş uçlarındaki kesmeyi azaltmayı sağlayan aralıklı dizilmiş bulonlara benzer kayma direncini alacak şekilde basit araçlar ile sağlanabilecek, döşeme ile kiriş arasındaki mekanik kayma bağlayıcılarının önemini gözler önüne sermesi açısından çok önemli bir gelişmedir. Halbuki 1940'dan önce, sadece çelik kısım üzerine gelen beton ve hareketli yükleri taşıyacak şekilde dizayn edilmiş, çelik ile beton kısımların arasındaki bağlantıya hemen hemen hiç önem verilmemiştir. 1950'lerde, döşemenin kirişe pratikçe bağlanmasını sağlayan mekanik birleştiricilerin gelişimi ile dizayn felsefesi değişti ve bugün binalarda ve köprülerde<sup>20-22</sup> yaygınca kullanılan T kirişin davranışı netliğe kavuştu.

### 1.3 Çelik ve Beton Kompozit Yapı Türleri

Çelik ve beton kompozit yapılar, birbirlerine ara yüzeylerinden bağlanmış yapısal çelik ve beton elemanlardan oluşur (Şekil 1. 2). Değişik türlerde imalatı yapılmış çelik profillerin yerine çelik terimi kullanılırken, beton terimi normal veya güçlendirilmiş beton yerine kullanılır. İki malzeme arasındaki bağlantı "kesme bağlayıcıları" adı verilen elemanlar tarafından sağlanır. Çelik ve beton kompozit yapılar, imalatının kolay ve hızlı olması, uygulanabilirliği, dayanıklılığı ve mukavimliği gibi yararlı özellikleri sebebi ile, yapı endüstrisinde sıkça kullanılırlar<sup>20-23</sup>.

Kompozit kolonlar genellikle, ya içi betonla doldurulmuş kapalı çelik tüp şeklinde ya da betonla kaplanmış açık çelik profilden meydana gelirler. Kapalı çelik kesit beton için bir kalıp görevi yapar ve etkili bir basınç elemanı gibi davranıp çok büyük yükleri taşıyabilecek bir kolon oluşturur. Köprü gibi yangın riskinin az olduğu yerlerde, betonla doldurulmuş çelik tüp kolonlar, betonla kaplanmış I kesitlerinden veya kompozit olmayan çelik yapılardan daha ucuz olabilirler.

Çelik ve beton kompozit kiriş sistemleri, çelik kiriş ve beton döşeme, betonla kaplanmış çelik kiriş, preflex kiriş ve kompozit döşemeli çelik kutu kiriş şeklinde değişik formlarda olabilir. Çelik kiriş ve beton döşeme sistemleri, çelik kirişler veya plak hatıllar üzerinde yer alan donatılı veya şekillendirilmiş çelik plaklı beton döşemeden oluşur. Bu tip bir yapı, betonun yüksek basınç mukavemeti ve boşluk doldurma özellikleri ile çeliğin yüksek çekme mukavemetini birlikte taşır. Aynı zamanda, yapım sırasında çelik kirişler kendi ölü yükleri ile birlikte döşemenin ölü yükünü ve ıslak betonun yükünü de taşımakta ve geçici destek ihtiyacını ortadan kaldırarak yapım işlemini basitleştirmektedir.

#### 1.4 Kompozit Davranış ve Kesme Bağlantısı

Çelik ve beton bileşenlerin kompozit olarak etkileşebilmesi için, betonda kırılmaya veya herhangi başka bir hasara yol açmadan ara yüzeylerdeki ayrılmayı ve kaymayı önlemek için etkili bir birleşim gerekmektedir (Şekil 1.3)<sup>20-22</sup>. Kompozit etkileşimin yapısal faydaları; çelik kesitinin küçülmesi, yük taşıma kapasitesinin artması ve eleman derinliğinin azalmasıdır. Bu azalma kompozit etkileşim için gerekli olan bağlantıda bazı artışlara sebep olmasına rağmen, ilk iki faktör verilen yükü desteklemek için gerekli olan çeliğin ağırlığının azalmasına sebep olur.

Kompozit davranış Şekil 1.3(a) ve (b)' deki gibi b genişliği ve d derinliği olan iki dikdörtgen kiriş ile örneklendirilebilir. Şekil 1.3(a)'da gösterilen yapıda ara yüzde kesme bağlayıcısı yoktur. Her kiriş kendi başına hareket eder ve yük taşıma kapasitesi, parçaların ferdi yük taşıma kapasiteleri toplamından fazla değildir. Şekil 1.3(b)'de görülen kiriş, ara yüzünde "tam" kesme bağlantısı olduğu için genişliği b, yüksekliği 2d olan basit bir kiriş gibi davranır.

Sehimleri bulmakta kullanılan ( $V \propto \frac{1}{EI}$ ) iki yapının efektif atalet momentleri  $I_a$  ve  $I_b$ ;

$$I_a = 2 \left( \frac{bd^3}{12} \right) = \frac{bd^3}{6} \quad (1.1)$$

$$I_b = \frac{b(2d)^3}{12} = 4 \frac{bd^3}{6} \quad (1.2)$$

Eğilme gerilmelerini ( $f = \frac{M}{Z}$ ) bulmakta kullanılan efektif kesit modülleri  $Z_a$  ve  $Z_b$ ,

$$Z_a = 2 \left( \frac{bd^2}{6} \right) = \frac{bd^2}{3} \quad (1.3)$$

$$Z_b = \frac{b(2d^2)}{6} = \frac{2bd^2}{3} \quad (1.4)$$

Son olarak, maksimum kayma gerilmelerini ( $f = V \times S$ ) hesaplamakta kullanılan kesit özellikleri  $S_a$  ve  $S_b$ ,

$$S_a = \frac{b(d/2)(d/4)}{2(bd^3/12)b} = \frac{3}{4bd} \quad (1.5)$$

$$S_b = \frac{bd(d/2)}{(8bd^3/12)b} = \frac{3}{4bd} \quad (1.6)$$

olarak hesaplanır.

Buradan şu sonuca varılabilir; tam kompozit yapılarda maksimum sehimin kompozit olmayan yapılarda oluşan maksimum sehime oranı %25 iken eğilme gerilmesi oranı %50 kadardır. Bununla birlikte her iki yapıda oluşan maksimum kayma gerilmeleri eşittir ve tam kompozit yapılarda kesme bağlantılarınca karşılanmalıdır.

Birçok pratik durumda doğal veya kimyasal bağ etkili bir kesme bağlantısı sağlamak için yeterli değildir ve bu mekanik olarak kaynaklama ve iç içe geçmeli olarak sağlanmalıdır. Bu tip yapılarda ayrılma suretiyle göçme olağan dışıdır ve genellikle bu yapıları kesme kuvvetlerine dayanacak şekilde dizayn etmek yeterlidir.

Kompozit yapıların bileşik olarak hareket etmeleri için, kesme bağlayıcıları yeterli mukavemet ve sertlikte olmalıdırlar. Gerçekte, bütün bağlayıcıların sonlu rijitliği vardır ve bu yüzden yüzeylerde etkileşimli kesme kuvveti oluşursa iki eleman arasında kayma oluşur. Bununla birlikte, birçok pratik durumda, kompozit sistem içindeki gerilme etkisi üzerindeki kayma ve kayma etkisi analiz ve dizaynda ihmal edilecek kadar küçüktür. Kaymanın ihmal edilemeyecek derecede olması durumunda ise ara yüzde hissedilir derecede gerilme farklılıkları oluşur ve verilen eğilme momentinden gerilme dağılımı hesaplanamaz.

Şekil 1.4' de kompozit kiriş ve döşemedeki kuvvet dağılımı; etkileşimsiz ve tam etkileşimli olarak verilmiştir. Genel olarak tam etkileşim teorisi ara yüz kesme kuvvetleri için bir üst sınır sağlamakta ve pratik dizaynda kullanımının haklılığını göstermektedir.

## 1.5 Kesme Bağlantısı Çeşitleri

Kompozit yapılarda normal ve kesme kuvvetlerini parçalar arasında transfer etmek için çok değişik tip, sertlik ve mukavemette mekanik kesme bağlayıcıları vardır (Şekil 1.5). Genel olarak kesme rijitliği (birim kayma başına düşen yük) ve mukavemetin etkin kriterler olduğu göz önünde tutularak, kesme bağlayıcıları 5 gruba ayrılır;

- 1-) Bağ bağlantıları (ilmikli, kancalı veya helezonik çubuklar)



- 2-) Donatılı ve donatısız rijit kesme bağlayıcıları (T çubukları, kanallar, taş parçaları ve alçılar)
- 3-) Kompozit kesme bağlayıcıları (çubuk, aç ve ilmikli T çubuklar ve çeşitli çengel çubuklar)
- 4-) Sürtünme ile tutulan cıvata
- 5-) Esnek bağlayıcılar (kanallar ve başlıklı studlar, L studları)<sup>20-22</sup>

Şekil 1.5(a)' da görülen yuvarlak veya kare yumuşak bir çelik çubuk özel bir kanca haline getirilmiş, ilikli veya bazen helezonik bir şekilde kiriş başlığına kaynatılmış olan bağ bağlayıcıları veya çapalar, mekanik kesme bağlayıcılarının en basit şeklidir. Bunlar döşeme ve kiriş arasında yatay yönde oluşan kesme dayanımını taşımada etkilidirler. Kesme transferi, aslen çubuğun kaynatıldığı rijit bölümün yatağında ve beton ile bağlayıcı arasındaki bağ sayesinde olur. Aslında açılmalardan dolayı bağlayıcılar kesmeyi bir doğrultuda iletirler. Bu yüzden, kiriş boşluklarında tersine değişen ara yüz kesme kuvvetlerine maruz ve iki yöne bakan bağlayıcılar kullanılır.

Şekil 1.5(b)' de ve c' de görüldüğü gibi rijit bağlayıcılar, genellikle blok tipinde ve beton içine yataklanarak yatay kesme yer değiştirmelerine direnmek için katı bariyerler sağlarlar. Bağlayıcı içindeki eğilme gerinimleri küçüktür. Bu bağlayıcılar yüksek kısmi gerilme yoğunluğuna sebep olma eğilimindedirler ve göçme modu ya saran betonun kırılma veya kesilmesinden ya da kaynak göçmesinden dolayı olur. Bu tip bağlayıcıların nispeten yüksek dayanıklılığı vardır ve önce köprülerde kullanılmak üzere geliştirilmiştir. Kesme mukavemeti üst sınırı 1000 KN' a kadar olan kancalı çubuklar bunların en güçlüsüdür.

Şekil 1.5(d)' de gösterilen kompozit bağlayıcılar, rijit bağlayıcılarla, birleşik bağlayıcıların özelliklerini bir araya getirir. Bağ bağlayıcılar, rijit bağlayıcıların kiriş ve döşemedeki ayrılmaya karşı direncini arttırırken, T parça elemanı veya çubuk, kesme direncini sağlar.

Şekil 1.5(e)' de gösterilen sürtünmeli tutma tipi bağlayıcılar oldukça yeni bir tanımlamadır ve beton içerisine yerleştirilmiş çelik levha boyunca işlenerek dizilmiş yüksek çekme dayanımlı studlardan oluşur, bu yüzden sürtünme tipi bağlantı oluşturmak için vida geçirilir.

Şekil 1. 5(f)' de gösterilen esnek bağlayıcılar düşük rijitliğe sahiptir. Yük altında, betondaki gerilme yoğunlaşmasına neden olan yüksek eğilmeli gerinimler, bağlayıcılar içinde

gelişir. Bu bağlayıcılar etrafı çevreleyen beton içerisinde deforme olurlar ve kesme yükünün, göçmeye yakın, mevcut diğer bağlayıcılara yeniden dağılmasına neden olurlar. Esnek yapılarından dolayı bu bağlayıcılar komşu elemanlar arasında kaymaya izin verir. Beton mukavemeti arttığında deformasyon kapasitesi düştüğü için, betonun karakteristik silindir üst limiti esnek bağlayıcıların gereksinimlerindedir. Esnek bağlayıcıların göçme modları diğer rijit bağlayıcılardan farklılık gösterir ve bu durum daha istikrarlı ve sünek olmaya yöneliktir.

Başlıklı studlar<sup>23-24</sup> üretimdeki kolaylık ve dizayndaki esneklikleri sebebiyle en fazla kullanılan kesme bağlayıcısı tipidir. Studın başlığı uygulanan güçlerin çekme bileşenine direnir. Studlar, beton döşemedeki donatıya engel teşkil ederler ve stud eksenini boyunca her yönde eşit kesme mukavemetine ve rijitliğe sahiptirler. Studların popüleritesi kaynaklama işleminin basit ve hızlı olmasından gelen ekonomide yatmaktadır. Studlar çelik kısımlara, çok güvenilir bir şekilde bir kaynaktan ya da bir jeneratörden beslenen yarı otomatik ya da otomatik özel kaynaklama tabancaları kullanarak kaynatılabilir. Diğer bağlayıcılar ise geleneksel el kaynağı ile kaynaklanır.

Uygulamada ki standartlar için tavsiye edilen studların karakteristik kesme direnci ve rijitliği (statik ve dinamik), geniş çaplı araştırma ve testlere dayanır. Şekil 1.6' da tipik bir itme-kesme test modeli ve ona karşılık farklı tip kesme bağlayıcıları için, studın karakteristik kesme dayanımı, rijitliği ve duktilitesi belirlenebilen, yük-kayma eğrileri gösterilmiştir

## 1.6 Çift Cidarlı Kompozit Yapılar

### 1.6.1 Tarihsel Gelişim

Çift cidarlı kompozit (ÇCK) yapı (çelik-beton-çelik sandviç yapı olarak da bilinir) yeni ve gelişmeye açık, eleman derinliği boyunca ve üst üste kapanan, kaynatılmış studlarca tutturulmuş nispeten ince iki çelik plaka arasında sandviç edilmiş donatısız beton bloktan oluşan bir yapı formudur<sup>1-14</sup>. Tipik bir örneği Şekil 1.1' de görülmektedir.

Bu yapı formu 1990' da Cardiff/UK de bölgeden sorumlu takım (Messrs Tomlinson ve arkadaşları ve Sir Alexander Gibb ve arkadaşları<sup>3</sup>) tarafından kuzey Galler deki Conwy nehir geçidinin ilk dizaynı ve teklifi aşamasında çelik kabuk ve betonarme su altı tüp tünellerine bir alternatif olarak düşünüldü. Sonuçta Galler' in Cardiff Üniversitesi Mühendislik Fakültesinde geniş çaplı bir test programı başlatıldı.

Bu sistem, çelik ve betonarme yapının avantajlarını bir arada taşımaktadır. Bu sistemin, geleneksel çift taraflı donatılandırılmış betona ilave olarak görülen yapısal ve ekonomik



avantajları; gömülmüş veya batırılmış tünel hatları, binaların çekirdek yapıları, deniz içi yapılar, yüzen dalgakıranlar, kutupsal yapılar, kesonlar, nükleer cephanelikler, sıvı siloları ve savunma yapıları gibi çeşitli kompleks yapılarda ki uygulamalarının tatminkar olmasıdır.

Yapısal olarak dış çelik plak cidarlar hem çift eksenli donatı gibi hem de geçici kalıp gibi işlev görürler. Plaklar denizaltı ve tatlı su etkisinde olan çevrelerde su geçirmez bir eleman görevi yapar ve de terörist saldırılarına maruz yapılarda çarpma ve patlama dayanımını da artırır. Çift cidarlı yapı sistemlerinde ki çift taraflı derinlik boyunca yerleştirilen studların fonksiyonu geleneksel donatılı betonlardaki bağlantılara benzer olarak kesme donatısı gibi davranmak, katmanlar arasındaki ayrılmayı önlemek ve de dıştaki çelik plaklarla içteki dolgu beton arasındaki kesme ve normal kuvveti aktarmaktır. Genellikle bu amaç için ilave bir kesme donatısına gerek olmaz. Yapının son formu, çelik cidarlar çekme ve basıncı alarak, beton çekirdeğinde basınç ve kesmeyi karşılayarak ve studların ara yüzdeki kesme ve normal kuvvetleri aktararak kompozit bir bütün yapı davranışı sergiler.

Kaynak teknolojisindeki son gelişmeler, stud bağlayıcıların çelik plaklara güvenilir olarak kaynatılabileceğinden emin kılmıştır. Çelik plaklar ve bağlayıcılar, çubuk donatıların pahalı bükme ve sabitleme harcamalarına girmeksizin inşaat sahası dışında kolay imal edilebilir. Tamamiyle studlanmış haldeki büyük parçalar veya tüm çelik sistemin ön imalatı ucuz ve etkili olarak imalat dükkanlarında veya gemi limanlarında yürütülebilir.

### **1.6.2 Daha Önceki Deneysel ve Teorik Çalışmalar**

Galler Cardiff Üniversitesi Mühendislik Fakültesi ve yetkili iki mühendislik firması<sup>1</sup> arasındaki ortaklaşa bir çalışma sonucunda ilk plot testler<sup>9</sup>, yarı ve tam ölçekli çift cidarlı tüp tünel elemanları dizayn edilerek ve yapılan analitik ve dizayn kabulleri değiştirilerek gerçekleştirilmiştir. Bu testler rijitlik ve yük taşıma kapasitesi ile ilgili yapısal performansının iyi olduğunu gösterdi. Bu çalışma sistemin davranışını anlamada ve bazı dizayn kriterlerinin oluşması bakımından kıymetlidir.

Dizayn klavuzunun ön hazırlığı yapılırken ÇCK yapıların davranışının anlaşılması ve temel bilgilerinin genişletilmesi için fizibilite çalışmalarının bir sonucu olarak, ÇCK kiriş ve kolonlar üzerine, ilave teorik ve model ölçekli deneysel araştırma programı Science and Engineering Research Council (SERC) tarafından desteklenmiştir. Onsekiz adet kiriş, yirmiüç kolon ve yirmi adet kiriş-kolon testi olmak üzere toplam elli-üç model ölçekli deney testi yapılmıştır.

Daha sonra, kiriş, kolon, radyal köşe kısmı, T bağlantıları ve bir bütün tünel kesitinden oluşan yirmiyedi kadar bir seri model ölçekli ÇCK elemanlar üzerinde test yapılmıştır<sup>13-14</sup>.

ÇCK elemanlar üzerine araştırma programı bu yapı elemanlarının yapısal performansı gibi değişik amaçlı çeşitli teknik rapor ve makaleler yayınlanmıştır<sup>2-14</sup>.

Bugüne kadarki yapılan deneysel ve teorik çalışmaların esas sonucu, aşağıdaki göçme modlarını sağlayan çift taraflı betonarme ve çelik-beton kompozitlerin geleneksel hesap teorilerine göre dizayn edilebilmesidir.

- a) Basınç bölgesindeki beton ezilebilir. Betonarme kesitlerde olduğu gibi beton ezilmeden önce çeliğin akması için yeterince basınç donatısı koymak yararlıdır. Bu da sünek bir davranışı ortaya koyar.
- b) Beton yükleme noktasında veya mesnete yakın bölgelerde kesilerek de göçebilir. Bu tür göçme modları, birbirine yakın ve bir uçları çelik cidarlara kaynatılmış ve başlıklı ucu betona saplanmış uzun stud bağlayıcılar tarafından önlenebilir. Bu studlar betonarme kirişlerdeki bağlantılara benzer davranır.
- c) Basınç cidarında burkulma engellenirse çekme alan cidar akabilir.
- d) Bu çelik cidarlar basınca maruz kaldıkları zaman betondan ayrılarak burkulurlar. Bu davranış her iki doğrultudaki bağlayıcıların aralıklarına, çekme dayanımlarına ve plak kalınlığına bağlıdır.
- e) Aralanma kuvvetine maruz kalan bağlayıcılar betondan sıyrılıp çıkabilirler.
- f) En genel göçme modları kayma akması ve kesme kuvvetine maruz çekme plağı bağlayıcılarının yorulmasıdır.

ÇCK yapılar üzerine yapılan araştırmalar çift taraflı donatılanmış betonarme yapı ile bu sistem arasında büyük bir benzerliğin olduğunu göstermiştir. Bu benzerlik, ÇCK elemanlar için hazırlanacak dizayn klavuzunun hazırlanmasında güzel bir başlangıç teşkil etmektedir. Kesme dayanımı etkileşimini hesaplamak için BS 8110<sup>25</sup> 'da verilen şartlar biraz değişiklikle ÇCK elemanlara uygulanabilir.

Ancak ÇCK elemanlar başka uygulama kodlarının kapsamına giren elemanlardan oluştuğu için kendine özgü imalat prensipleri vardır. Çelik plaklar, BS 5400<sup>26</sup> ve çelik köprü inşaatına benzer olduğundan kapasitelerini belirlemede bu kodlar çok uygun olabilir. Beton çekirdekle çelik plaklar arasındaki bağlantı kompozit T kirişli köprü ve bina elemanlarında kullanılabilmektedir. BS 5400 ve BS 5950<sup>27</sup>, bu bağlayıcılar hakkında detaylı kurallar içermektedir.

ÇCK elemanlarının dizaynları hakkında değişik dokümanlar geniş kapsamlı bir tabana yerleşebilir. Temel dizayn BS 8110 kullanılarak yapılabilir., çelik plak dayanımı BS 5400 kullanılarak değerlendirilebilir ve bağlantı dizaynı ya BS 5400 veya BS 5950 Pt 3 bölümlerinde bulunabilir. Neyazık ki bu kodlar tam olarak uygun değildir ve her birinin şartlarının uyarlanmasında değerlendirmelerin yapılması zorunludur.

1994' de Cardiff' deki araştırmaya dayalı olarak yeni geliştirilmiş ÇCK yapı kullanılarak yapıların dizaynında yönlendirici temel prensiplerde uğraşan yapı mühendislerine bir kılavuz sağlamak için Çelik Yapı Enstitüsü(UK)<sup>11</sup> tarafından ÇCK yapı için bir dizayn kılavuzu yayımlanmıştır. 1996' da daha önceki yayınlanan dizayn kılavuzunun prensiplerine dayalı gömülü tüp tünel<sup>12</sup> dizaynı için ÇCK sistemin geniş çaplı bir dizayn kılavuzu da yayımlanmıştır. Dizayn kılavuzu Avrupa Kömür ve Çelik Komitesince hazırlanmış ve de Avrupa Kodları 1-4' e benzer formatta yazılmıştır.

### **1.6.3 Çift Cidarlı Kompozit Yapılarda Kesme Bağlantısı**

ÇCK yapıda kesme bağlantısı otomatik veya taşınabilir el aletleri ile çelik plaklara kaynatılmış ve derinlik boyunca ve iç içe girdirilmiş başlıklı stud bağlayıcılar tarafından sağlanır. Deneysel ve teorik çalışmalar<sup>2-14</sup> gösterdi ki ÇCK elemanların statik ve dinamik dayanımı tamamiyle stud bağlayıcılara bağlıdır ve bunların dizaynı ÇCK yapının dizaynında önemli bir unsurdur.

BS 8110' da tavsiye edilen stud bağlayıcıların karakteristik kesme dayanımı ve rijitlikleri bazı değişikliklerle ÇCK elemanlar için kullanılabilir. BS 8110' da verilen studların karakteristik kesme dayanımı, rijitliği ve duktilitesi, basınca çalışan betona gömülü farklı boyutlu ve aralıklı nispeten kısa studlarla itme-kesme deney modeli ve kompozit T kiriş modeli üzerinde yapılan deneysel araştırmalara dayanır. Daha sonra çekme bölgesinde derinlik boyunca uzun studların statik ve yorulma performansı O. DOGAN<sup>14</sup> tarafından çalışılmıştır.

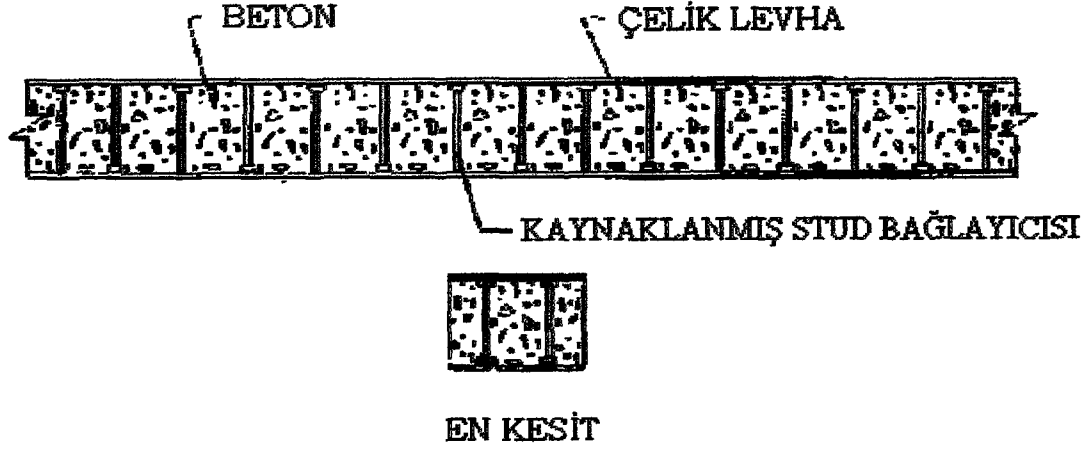
Bir çok yeni uygulama kodları “maksimum yük taşıma kapasitesini ” kabul eder. Burada maksimum moment dayanımının hesabı basit dikdörtgen gerilme bloğu kabulüne dayanır ve gerekli kesme bağlantısının dayanımı sıfır ve maksimum moment kesitleri arasında iletilen yatay kuvvetten bulunur<sup>26-28</sup>. Bu kabul çeliğin akması ile sınırlı tam etkileşim dizaynına bir temel oluşturur.

ÇCK yapıların tam etkileşim dizaynında tabakalar arasındaki bağlantının sonsuz rijit olduğu kabul edilir. Kesme bağlantısı çelik plakların maksimum yük taşıma kapasitesini taşıyabilecek şekilde dizayn edilir.

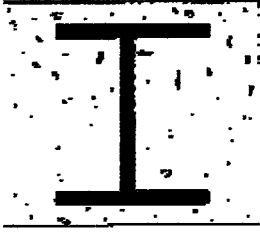
ÇCK yapılarda etkili bir bağlantının dizaynından emin olmak için stud kesme bağlayıcılarının dayanımı, aralıkları ve boyutları ile ilgili birçok detaylı şartlar tavsiye edilmiştir<sup>11,12</sup>. Kesme kuvvetini aktaracak olan stud bağlayıcılar çekilen plağa kaynatılıp betonun basınç bölgesine kadar uzanıyor olmalıdır. Bu studlar kesitin tüm derinliği boyunca olmalı ve bu özelliğiyle imalat sırasında plakalar arası düzenli bir aralık temin etmiş olunur. Basınca çalışan plağa kaynatılan studlarda aynı şekilde tüm derinlik boyunca uzanmalı ve çekmeye çalışan plağa kaynatılan studlarla iç içe geçmelidir.

### **1.7 Bu Çalışmanın Amacı**

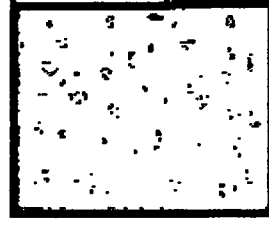
Bu çalışma daha önce O.DOGAN tarafından yapılmış tam etkileşim teorisi çalışmasının sonuçlarının yapılan nümerik bir çalışmayla karşılaştırılması ve bu çalışma sonrası ÇCK modelinde oluşan gerilmelere ve studlarda oluşan zorlanmalara yorum getirmek ve bu teoriden başka kısmi etkileşim teorisiyle çözüme ve sisteme etkiyen yük karşısında en optimum model oluşturulmasına yönelik yapılabilecek çalışmalara ışık tutmayı amaçlamaktadır.



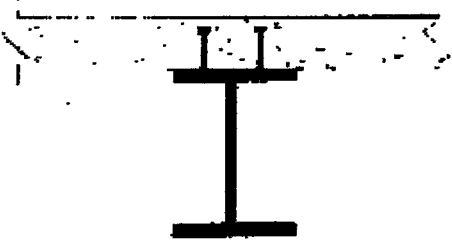
**Şekil 1.1** Çift cidarlı kompozit kiriş



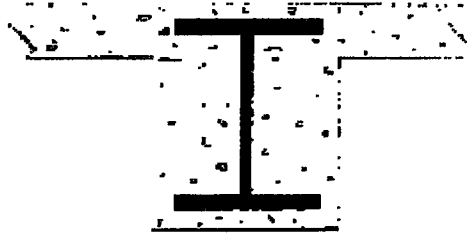
(a)



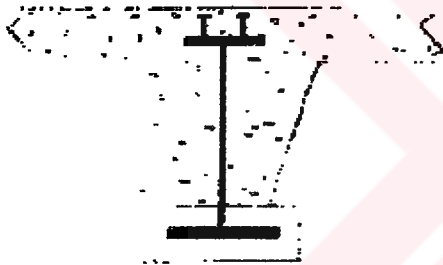
(b)



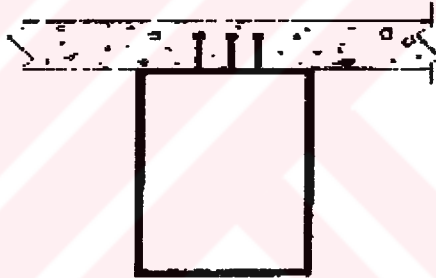
(c)



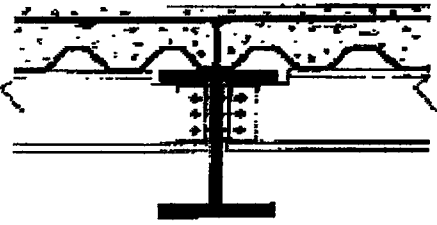
(d)



(e)



(f)

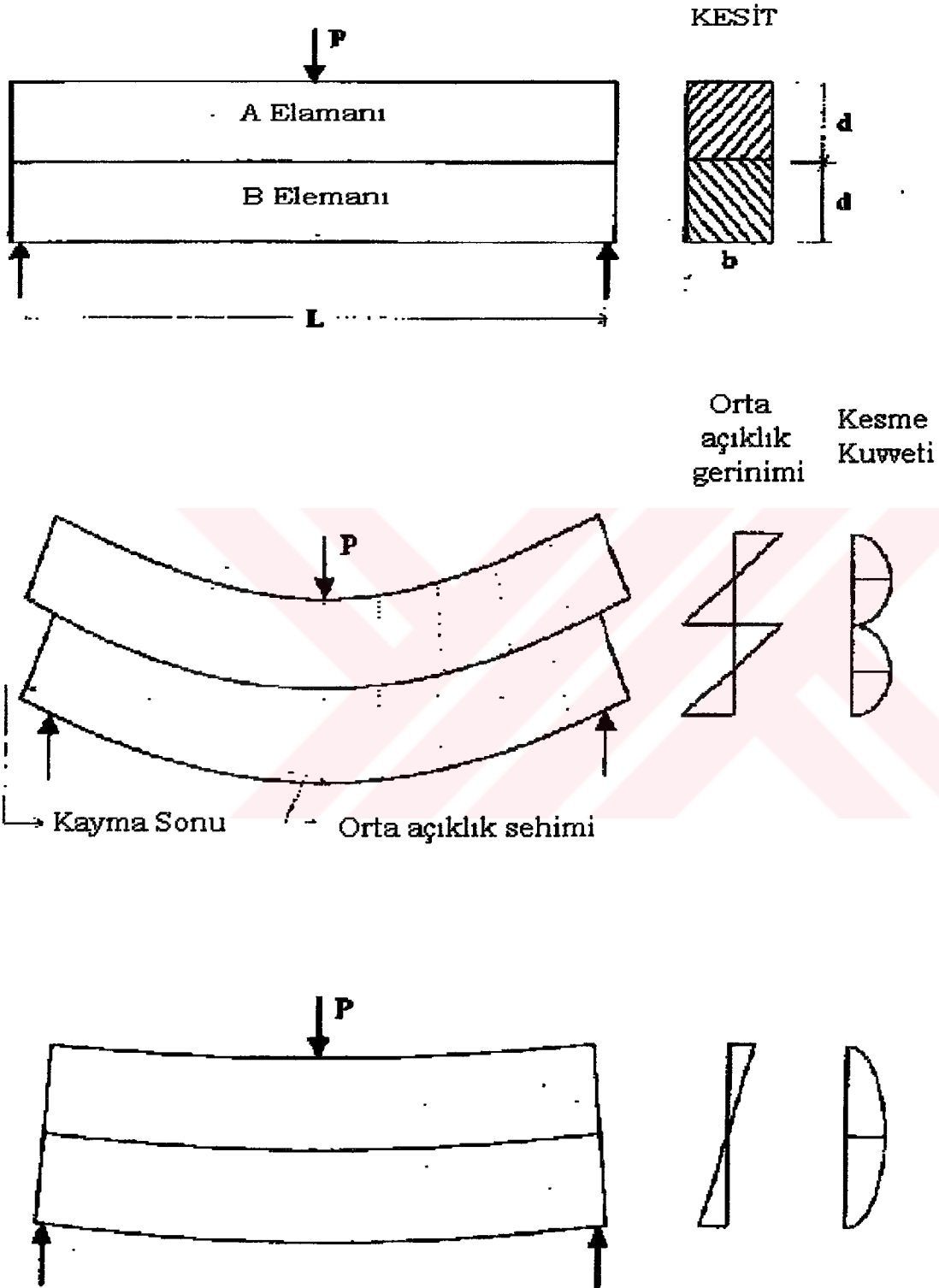


(g)

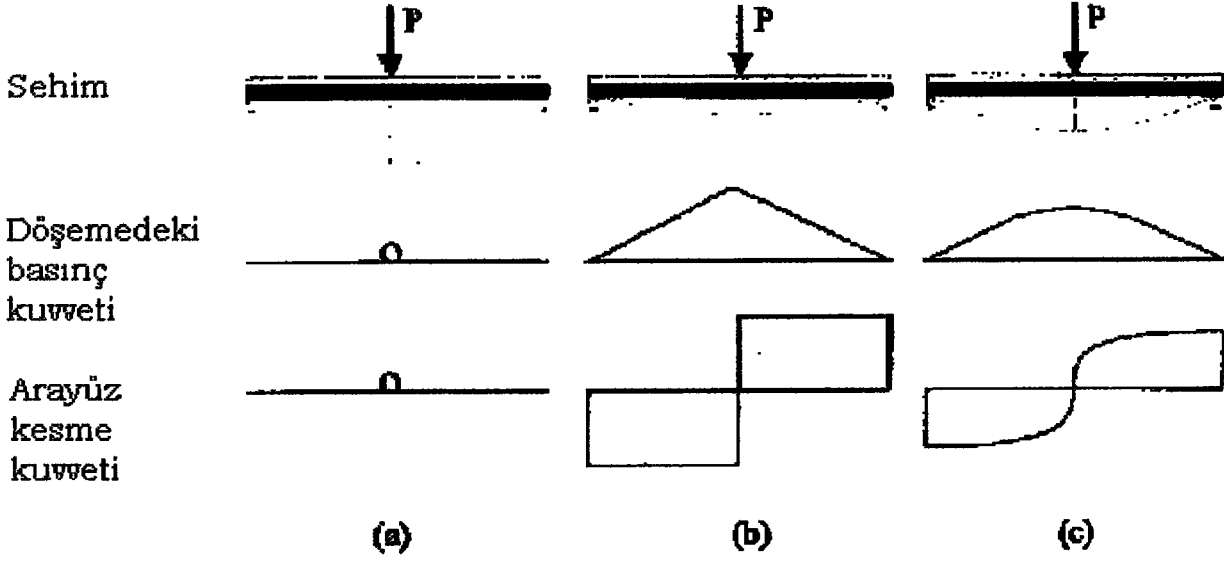


(h)

**Şekil 1.2 Çelik ve beton kompozit yapı çeşitleri; a) Beton kaplı çelik kolon b) Beton dolu kapalı çelik kolon c) Kiriş ve döşeme d) Beton kaplı çelik kiriş e) Preflex kiriş f) Kompozit döşemeli çelik kutu kiriş g) Kiriş ve şekillendirilmiş çelik levhalı döşeme h) Çift cidarlı kompozit eleman.**

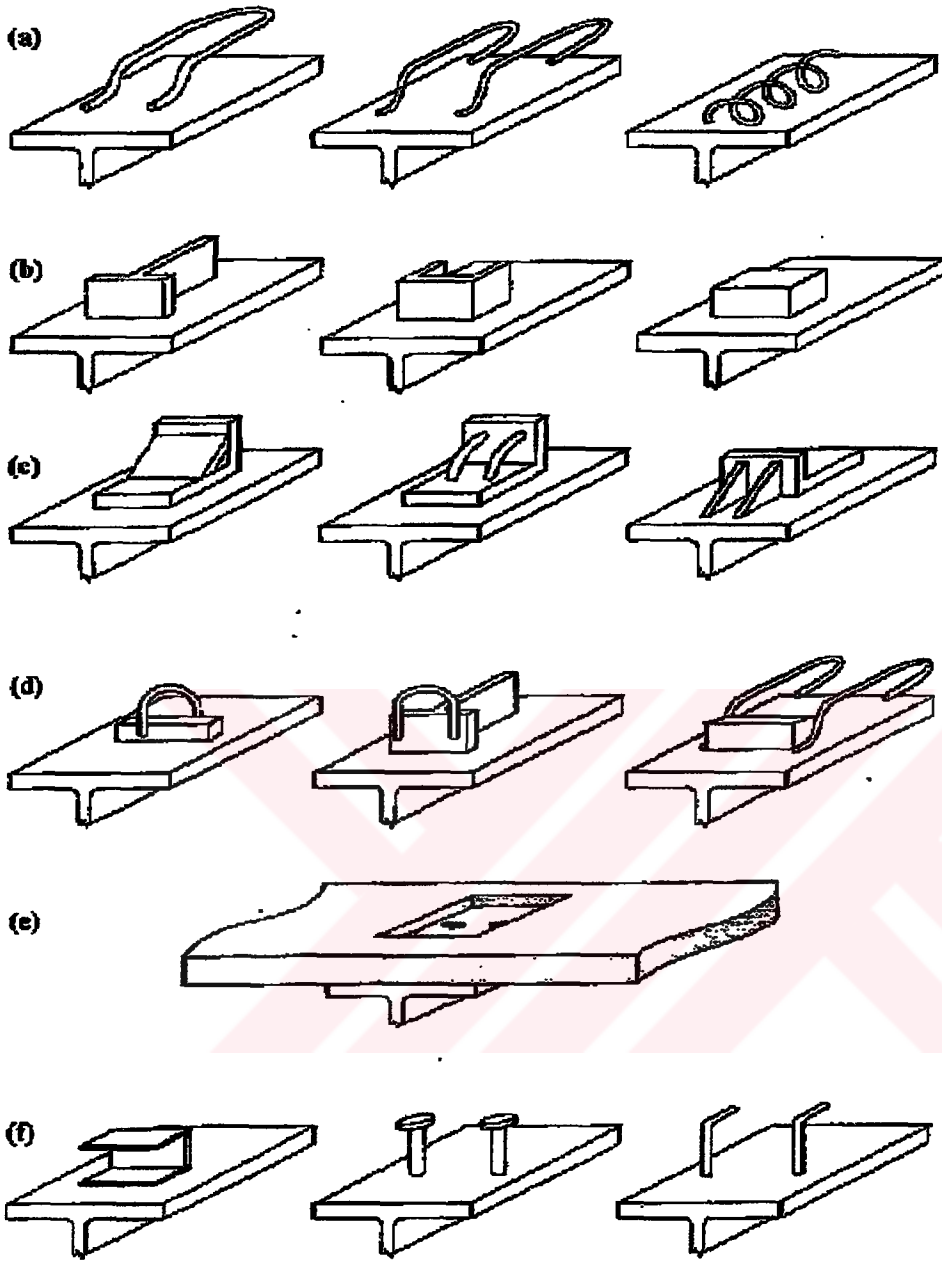


Şekil 1.3 Kompozit davranışın etkileri a)Etkileşimsiz b) Tam etkileşimli



**Şekil 1.4** Basit mesnetli kompozit kirişte beton basınç kuvveti ve ara yüz kesme kuvvetinin değişimi a) Etkileşimsiz b) Tam etkileşimli c) Kısmi etkileşimli





**Şekil 1.5** Kesme bağlayıcı çeşitleri a) Yapışık bağlayıcılar b) Rijit bağlayıcılar (donatısız) c) Rijit bağlayıcılar (donatılı) d) Kompozit bağlayıcılar e) Yüksek çekme dayanımlı tutturucu bulonlar f) Esnek bağlayıcılar

## BÖLÜM 2

### 2 ÇİFT CİDARLI KOMPOZİT KİRİŞLERİN TAM ETKİLEŞİM ANALİZİ

#### 2.1 Giriş

Çift cidarlı kompozit (ÇCK) kirişlerin dizaynında önemli bir husus, dıştaki çelik levhalarla içteki dolu beton arasındaki kesme ve normal kuvvetlerin nakledilmesini sağlayan kesme bağlayıcılarının planlanmasıdır. İlave bağlantıların eklenmesiyle eğilme dayanımında artışın sona ermesi tam kesme (tam etkileşim) bağlantısının sağlanmasıdır. Bununla birlikte, bütün bağlayıcılar sonlu rijitliğe sahiptirler ve bu yüzden kesme kuvvetleri oluşursa, beton ile çelik levhalar arasında kayma meydana gelir. Kayma; çelik-beton ara yüzündeki eğilme rijitliğinin uygun bir şekilde azalması sonucunda, süreksiz bir gerinimle sonuçlanır.

Çoğu durumda, kayma ve kaymanın yapısal davranış üzerindeki etkisi, kompozit sistemin analizinde ihmal edilebilecek kadar küçük olabilir (tam etkileşimli). Bununla birlikte bazı durumlarda tam kesme bağlantısı için gerekenden daha az bağlantı ya da nispeten düşük rijitliğe sahip bağlantılar kullanmak daha uygun olabilir. Kesme bağlantılarının rijitliği itme-kesme testi denilen deneylerle hesaplanabilir.

Burada ÇCK bir kirişin tam etkileşimli davranışına ait teorisi ve sonuçları grafik olarak verilmiştir.

#### 2.2 TAM ETKİLEŞİM TEORİSİ

##### 2.2.1 Temel Varsayımlar

ÇCK kirişlerinin tam etkileşim analizi aşağıdaki varsayımlara dayanmaktadır.

- a-) Çelik ve beton lineer elastik malzemelerdir.
- b-) Çekme gerinimine maruz kalan beton çatlamıştır ve yük taşımaz.
- c-) Beton ve çelik arasındaki kesme bağlantısı, kayma meydana getirmeyecek derecede rijittir.
- d-) Düzlem kesitler düzlem olarak kalır.

##### 2.2.2 Diferansiyel Denklemlerin Elde Edilmesi ve Genel Çözüm

Beton ve çelik levhaların ortak direnme kuvvetleri ile birlikte, eğilmeye maruz ÇCK kesit derinliğince varsayılan doğrusal gerinim dağılımı Şekil 2.1' de görülmektedir. Şekil 2.2' de  $x$  ve

y doğrultuları, yer değiştirmeler u ve v, momentler M, kesme kuvvetleri V ve eğrilik eğrisi k için varsayılan pozitif kabuller görölmektedir.

şekil 2.1' de betonun çatlaksız bölümünde basınç kuvvetleri  $F_{cu}$ , çelik basınç levhasındaki basınç kuvveti  $F_{sc}$  ve çelik çekme levhasındaki çekme kuvveti  $F_{st}$  şu şekilde hesaplanır;

$$F_{cu} = k \left( \frac{d_{cu}}{2} \right) E_c * A_{cu} \quad (2.1a)$$

$$F_{sc} = k \left( d_{cu} + \frac{t_{sc}}{2} \right) E_{sc} * A_{sc} \quad (2.1b)$$

$$F_{st} = k \left( d_c - d_{cu} + \frac{t_{st}}{2} \right) E_{st} * A_{st} \quad (2.1c)$$

k -eğrilik eğrisi

$A_{cu}$  -beton çekirdeğin çatlaksız kısmının en kesit alanı =  $b * d_{cu}$

b -kiriş kesit genişliği

$A_{sc}$  -çelik basınç levhasının en kesit alanı =  $b * t_{sc}$

$A_{st}$  -çelik çekme levhasının en kesit alanı =  $b * t_{st}$

$E_c$  -betonun elastitiste modölu

$E_{sc}$  -çelik basınç levhasının elastitiste modölu

$E_{st}$  -çelik çekme levhasının elastitiste modölu

Tarafsız eksenin derinliği  $d_{cu}$ , eksenel kuvvetin sıfır olması durumunda hesaplanabilir.

Buradan;

$$F_{sc} + F_{cu} = F_{st} \quad (2.2)$$

(2.1) ve (2.2) denklemlerinin çözümünden  $d_{cu}$  :

$$d_{cu} = -\frac{B^*}{2A^*} \mp \frac{\sqrt{(B^*)^2 - 4A^*C^*}}{2A^*} \quad (2.3a)$$

$$A^* = E_c * b \quad (2.3b)$$

$$B^* = 2(E_{sc} * A_{sc} + E_{st} * A_{st}) \quad (2.3c)$$

$$C^* = E_{sc} * A_{sc} * t_{sc} - (2d_c + t_{st}) * E_{st} * A_{st} \quad (2.3d)$$

$F_{cu}$  ' nun etkidiği noktaya göre moment alınacak olursa toplam moment M;

$$M = M_{sc} + M_{st} + M_c + F_{sc} * y_{sc} + F_{st} * y_{st} \quad (2.4a)$$

$$y_{sc} = \frac{d_{cu} + t_{sc}}{2} \quad (2.4b)$$

$$y_{st} = d_c - \frac{d_{cu}}{2} + \frac{t_{st}}{2} \quad (2.4c)$$

$M_{sc}$  -çelik basınç levhasındaki eğilme momenti

$M_{st}$  -çelik çekme levhasındaki eğilme momenti

$M_c$  -çatlaksız beton kısmındaki eğilme momenti

$y_{sc}$  - $F_{sc}$  'nin moment kaldıraç kolu

$y_{st}$  - $F_{st}$  'nin moment kaldıraç kolu

Bütün tabakaların eşit eğrilikte deforme olduğu varsayılırsa (2.4) denklemi şu formda yazılabilir;

$$M = k(E_{sc} * I_{sc} + E_{cu} * I_{cu} + E_{st} * I_{st}) + F_{sc} * y_{sc} + F_{st} * y_{st} \quad (2.5)$$

$I_{sc}$  -çelik basınç levhasının enkesit atalet momenti

$I_{cu}$  -beton bölümün çatlaksız kısmının enkesit atalet momenti

$I_{st}$  -çelik çekme levhasının enkesit atalet momenti

(2.5) eşitliği; kesit geometrisi ve madde özelliklerine dayanan kompozit rijitlik katsayısı “ $\alpha$ ” ya bağlı olarak yazılabilir. (2.1) eşitliğindeki  $F_{sc}$  ve  $F_{st}$  değerleri (2.5) denkleminde yerine konup düzenlenirse;

$$M = k \sum EI * (1 + \alpha) \quad (2.6a)$$

Burada  $\alpha$ ;

$$\alpha = \frac{E_{sc} * A_{sc} * y_{sc} \left( d_{cu} + \frac{t_{sc}}{2} \right) + E_{st} * A_{st} * y_{st} \left( d_c - d_{cu} + \frac{t_{st}}{2} \right)}{\sum EI} \quad (2.6b)$$

$$\sum EI = E_{sc} * I_{sc} + E_c * I_{cu} + E_{st} * I_{st} \quad (2.6c)$$

$$y_{sc} = \frac{t_{sc} + d_{cu}}{2} \quad (2.6d)$$

$$y_{st} = \frac{t_{st} + 2d_c + d_{cu}}{2} \quad (2.6e)$$

(2.1b), (2.1c) ve (2.6) eşitliklerini toplarsak;

$$F_{sc} = \rho_1 * M \quad (2.7a)$$

$$F_{st} = \rho_2 * M \quad (2.7b)$$

Burada;

$$\rho_1 = \frac{E_{sc} * A_{sc}}{\sum EI * (1 + \alpha)} * \left( d_{cu} + \frac{t_{sc}}{2} \right) \quad (2.7c)$$

$$\rho_2 = \frac{E_{st} * A_{st}}{\sum EI * (1 + \alpha)} * \left( d_c - d_{cu} + \frac{t_{st}}{2} \right) \quad (2.7d)$$

Her birim uzunluktaki ara yüz kesme kuvvetleri  $q_{sc}$  ve  $q_{st}$  çelik levhalardaki açışal kuvvetlerin değişim oranına eşittir.

Buradan;

$$q_{sc} = -\frac{dF_{sc}}{dx} \quad (2.8a)$$

$$q_{st} = -\frac{dF_{st}}{dx} \quad (2.8b)$$

k eğrilik eğrisine yaklaşık olarak  $-\frac{d^2v}{dx^2}$  değeri verilebilir, buradaki v, kirişin y doğrultusundaki düşey yer değiştirmesini göstermektedir, (2.6a) eşitliği şu formda yazılabilir;

$$\frac{d^2v_s}{dx^2} = -\frac{M}{\sum EI^*(1+\alpha)} \quad (2.9)$$

(2.9) denklemini tamamen kompozit ÇCK kirişin eğilmesini belirten bir diferansiyel denklemdir. (2.9) denkleminin iki kez integrali alınırsa, y doğrultusundaki kirişin düşey yer değiştirmesinin genel çözümü şu formda yazılabilir;

$$V_{s(x)} = -\frac{1}{\sum EI^*(1+\alpha)} \int \left\{ \int Md_x \right\} dx + c_{1x} + c_2 \quad (2.10)$$

Buradaki c1 ve c2 değerleri, özel sınır şartlarıyla hesaplanabilen sabitlerdir.

### 2.2.3 Genel Diferansiyel Denklemlerin Özel Çözümleri

Genel diferansiyel denklemlerin özel çözümü Şekil 2.4' te gösterilen simetrik iki noktasal yükle yüklenmiş ve basit mesnetli kiriş için yapılmıştır. Eğilme momenti diyagramı açıklık orta çizgisine göre simetrik olduğundan sadece kirişin sol yarısı için hesap yapılmıştır. Bununla birlikte eğilme momenti diyagramı yükleme noktalarında süreksizdir ve bu yüzden çözümler kirişin A ve B parçaları için bulunmalıdır.

Kirişin A ve B parçalarında ki eğilme momentleri;

$$M_A = P * \frac{x}{2} \quad (2.11a)$$

$$M_B = P * \frac{u}{2} \quad (2.11b)$$

Kirişin A bölümünde, basınç ve çekme levhalarındaki aksenal kuvvetler, (2.7) denkleminde yerine konulduğunda;

$$F_{scA} = \rho_1 * \left(\frac{P}{2}\right) * x \quad (2.12a)$$

$$F_{stA} = \rho_2 * \left(\frac{P}{2}\right) * x \quad (2.12b)$$

Bununla birlikte, birim uzunluktaki ara yüz kesme kuvvetleri (2.8) denkleminde;

$$q_{scA} = -\rho_1 * \left(\frac{P}{2}\right) * x \quad (2.13a)$$

$$q_{stA} = -\rho_2 * \left(\frac{P}{2}\right) * x \quad (2.13b)$$

Kirişin B parçasında ise;

$$F_{scB} = \rho_1 * \left(\frac{P}{2}\right) * x \quad (2.14a)$$

$$F_{stB} = \rho_2 * \left(\frac{P}{2}\right) * x \quad (2.14b)$$

Buradan ara yüz kesme kuvvetleri;

$$q_{scB} = 0 \quad (2.15a)$$

$$q_{stB} = 0 \quad (2.15b)$$

(2.9) denkleminde eğilme momenti için uygun ifadeler yerine konulursa ve iki kere integral alınırsa;

$$V_{sA(x)} = -\frac{P}{2\sum EI^*(1+\alpha)} * \frac{x^3}{6} + c_1x + c_2 \quad (2.16a)$$

$$V_{sB} = -\frac{Pu}{2\sum EI^*(1+\alpha)} * \frac{x^2}{2} + c_3x + c_4 \quad (2.16b)$$

Bu denklemlerdeki 4 sabit, 4 sınır koşulundan hesaplanabilir;

$$x = 0' \text{ da} \quad V_A = 0$$

$$x = \frac{L}{2}, \text{ de} \quad \frac{dV_B}{dx} = 0$$

$$x = u' \text{ da} \quad V_A = V_B \text{ ve} \quad \frac{dV_A}{dx} = \frac{dV_B}{dx}$$

Buradan;

$$c_1 = \frac{Pu * (L - \alpha)}{4\sum EI^*(1+\alpha)} \quad (2.16c)$$

$$c_2 = 0 \quad (2.16d)$$

$$c_3 = \frac{PuL}{4\sum EI^*(1+\alpha)} \quad (2.16e)$$

$$c_4 = -\frac{Pu^3}{12\sum EI^*(1+\alpha)} \quad (2.16f)$$

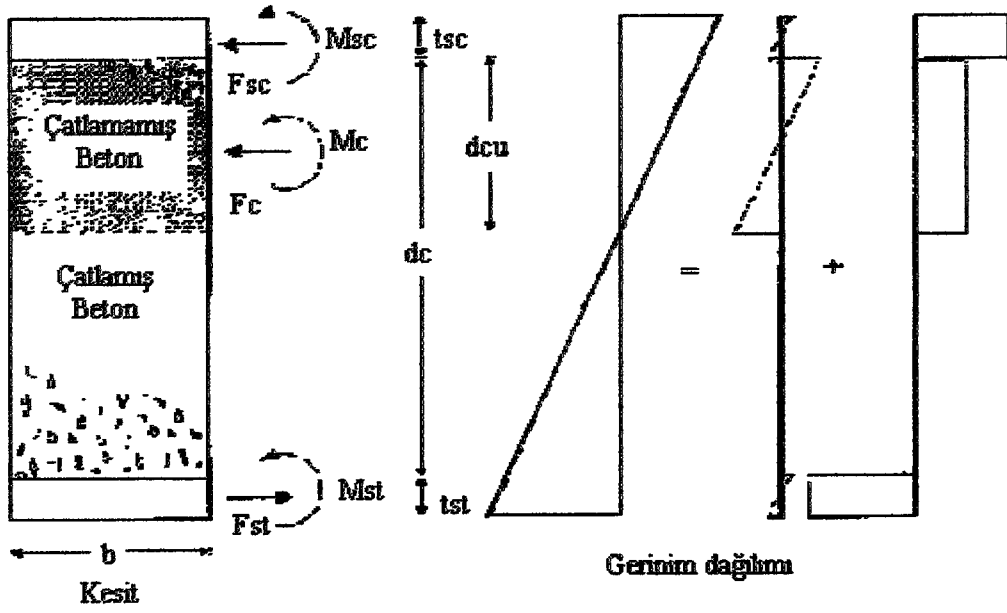
Kirişin sol yarısında, diferansiyel denklemlerin sehim için özel çözümü;

$$V_{sA(x)} = \frac{1}{\sum EI^*(1+\alpha)} * \left( -\frac{P}{12} * x^3 - \left( \frac{Pu^2}{4} - \frac{PuL}{4} \right) * x \right) \quad (2.17a)$$

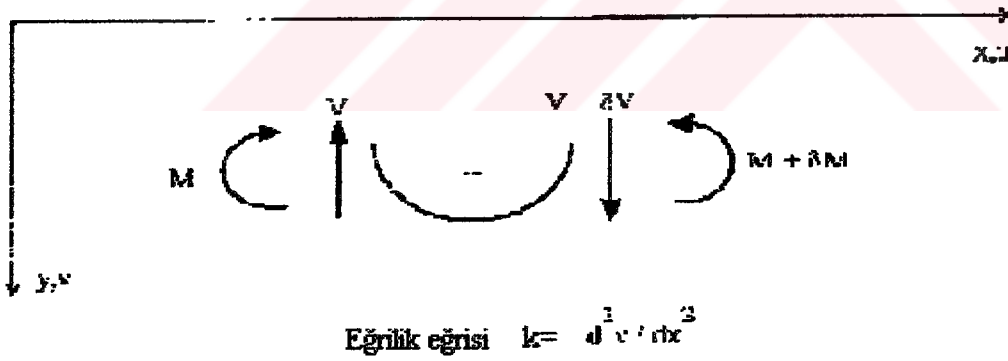


$$V_{sB(x)} = \frac{1}{\sum EI(1+\alpha)} * \left( -\frac{Pu}{4} * x^2 + \frac{PuL}{4} * x - \frac{Pu^3}{12} \right) \quad (2.17b)$$

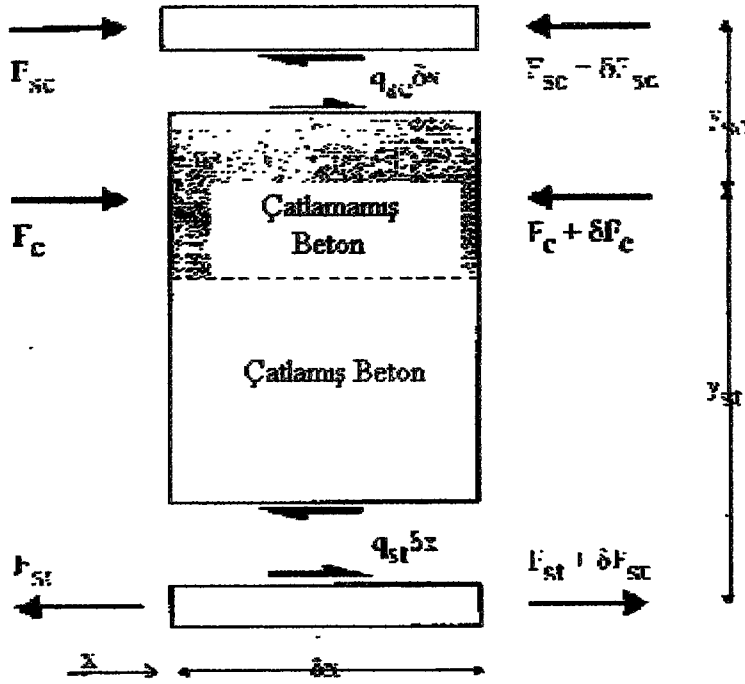




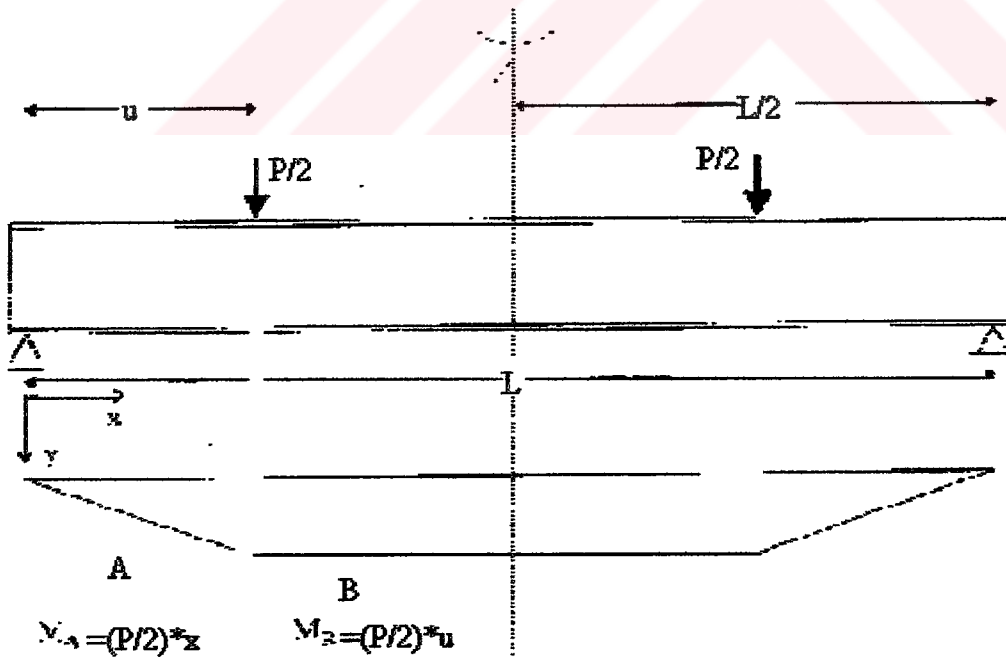
**Şekil 2.1** Tam etkileşim için çift cidarlı kompozit kiriş kesitinde derinlik boyunca gerinim dağılımı ve iç kuvvetler



**Şekil 2.2** X ve y doğrultularındaki u ve v deplasmanları için varsayılan pozitif yönler



Şekil 2.3 Arayüz kesme kuvvetleri



Şekil 2.4 Kirişte mesnetlenme ile yükleme ve eğilme momenti diyagramları

## BÖLÜM 3

### 3 SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ

#### 3.1 Genel Bilgi

“Sonlu Elemanlar Yöntemi” (SEY), mühendislerin karşılaştığı karmaşık ve zor fiziksel problemleri kabul edilebilir bir yaklaşıklıkla çözebilen sayısal bir yöntemdir.

Bir bölgede veya bir ortamda ele alınan fiziksel bir olay veya sistem “fiziksel büyüklüklerle” tanımlanır. Bu büyüklükler “sabit” veya “değişken” olabilir.

Bir fiziksel olayı tanımlamak için gerekli ve yeterli sayıdaki değişkenlere “bağımsız veya serbest değişken”, bunlara bağlı olan diğer değişkenlere “bağımlı değişken” denir. Çoğu sistemlerde bilinen “sınırlar” veya “sınır şartları” vardır; bunlar serbest değişkenlerin sayısını azaltır. “Zaman” dışında kalan değişkenlere “sistemin genel koordinatları” denir. Fiziksel bir sistemde bağımsız genel koordinatların sayısı, “sistemin serbestlik derecesi” olarak bilinir. Sınır şartları, sistemin serbestlik derecesini azaltır<sup>29</sup>.

Fiziksel olay, “sürekli” veya “parçalı” bir ortamda meydana gelebilir. Mesela ısının bir blok içinde yayılması veya boruda bir sıvının akışı birinci duruma, bir kafes giriş sisteminin deformasyonu ikinci duruma örnektir. Buna göre fiziksel problemler, “sürekli ortam veya alan problemleri” ve “parçalı ortam problemleri” olarak sınıflandırılabilir.

Sürekli ortam problemlerinde her noktada fiziksel büyüklüklerin bilinmesi gerekir, yani serbestlik derecesi sonsuzdur. Bir bakıma sürekli ortamda değişkenler “çoğul” anlamdadır; ortamın her noktasındaki değişkeni ifade eder. Parçalı ortam problemlerinde serbestlik derecesi sonlu sayıdadır; bir bakıma değişkenler “tekil” anlamdadır.

Sonlu elemanlar yöntemi, sürekli ortam problemlerine uygun bir sayısal yöntemdir. Fiziksel problemin çözümü için, belli bir ortamda veya bölgede sistemin bağımsız ve bağımlı değişkenleri arasında bir bağıntı kurulmalıdır. Buna “sistemin temel denklemi” denir. Mesela bir (a) bölgesi için sistemin temel denklemi,

$$f_a(\text{bağımlı, bağımsız değişkenler}) = 0$$

genel ifadesiyle verilir. Ayrıca (a) bölgesinin sınırlarında

$$f_s(\text{bağımlı, bağımsız değişkenler}) = 0$$

şartı bilinmelidir. Bu denklemler en genel anlamda cebirsel, diferansiyel veya integral tipte olabilir.

Sistemin temel denklemlerinin kurulması ve sınır şartları altında çözülebilmesi için kullanılan genel çözüm yöntemleri genellikle iki grupta toplanabilir.

- a) Analitik Çözüm Yöntemleri : Diferansiyel denklemler ve varyasyonel hesap yöntemleri gibi.
- b) Sayısal (nümerik) Çözüm Yöntemleri : Sonlu elemanlar, sonlu farklar yöntemi, ağırlıklı artıklar yöntemleri gibi.

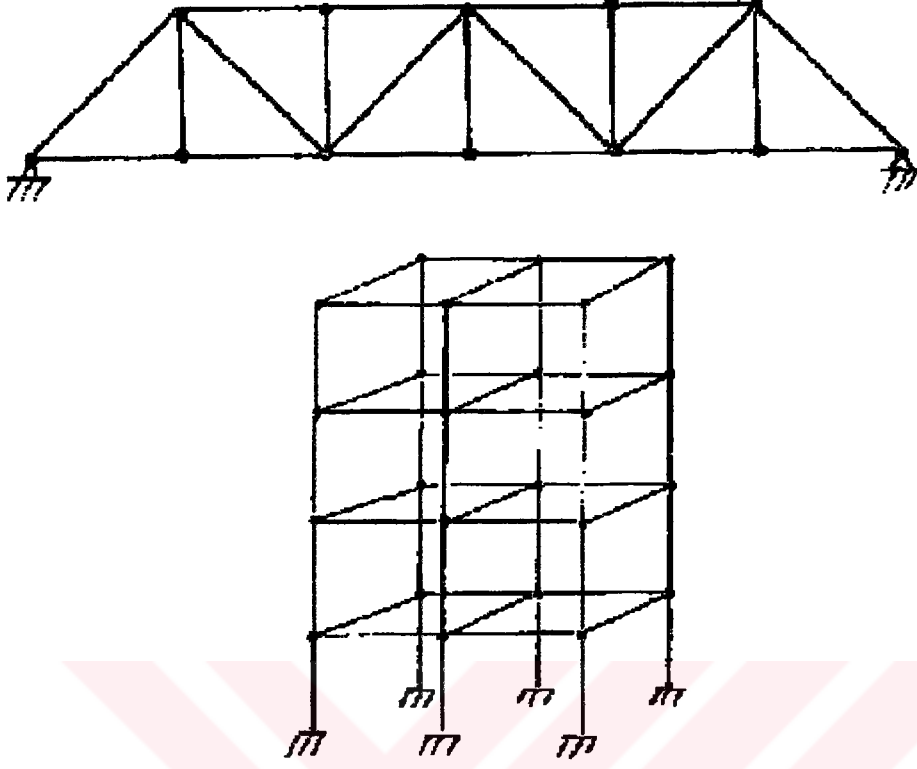
Mühendisleri ilgilendiren birçok problemleri analitik yöntemler ile çözmek mümkün değildir. “Analitik çözüm” matematik bir fonksiyondur ve ortamın her noktasında değişkenin değerini verir.

Analitik çözümler, ancak basitleştirilmiş bazı özel haller için elde edilebilir. Mühendis, geometrisi, malzeme özellikleri ve sınır şartları karmaşık olan problemleri yaklaşık çözebilmek için kabul edilebilir sonuçlar veren sayısal yöntemler kullanmak zorundadır.

Sonlu elemanlar yöntemi, sayısal yöntemler içinde önemi gittikçe artan ve mühendisler tarafından sıkça kullanılan bir yöntemdir.

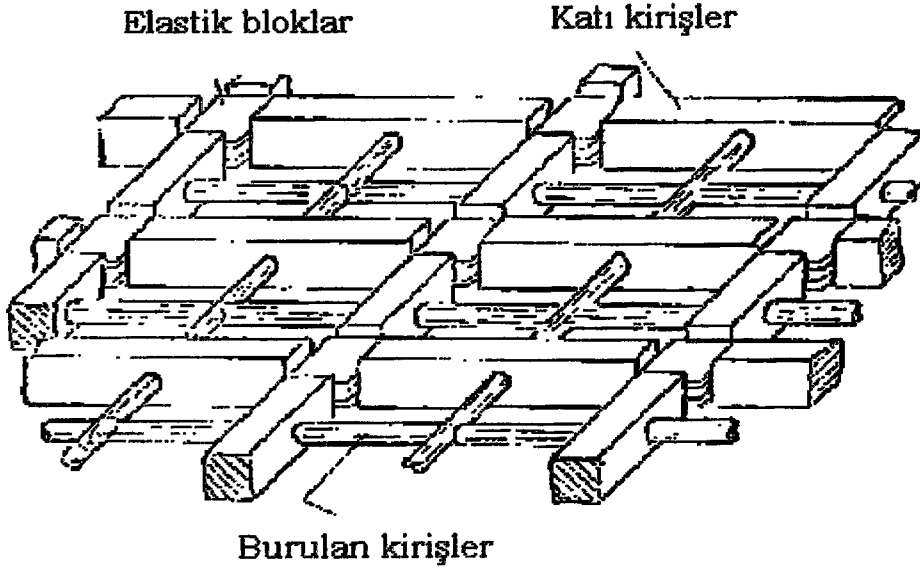
### **3.2 Sonlu Eleman Kavramı**

Sonlu eleman yöntemi “parçadan bütüne gitme” genel prensibine dayanır. Bu prensibin ilk uygulamaları Şekil 3.1’de gösterilen kiriş-kafes yapı sistemleri üzerinde olmuştur. Daha sonra iki ve üç boyutlu sürekli ortamlar Şekil 3.2’de görüldüğü gibi, değişik boyutlarda kiriş elemanlarından meydana gelmiş olarak düşünülmüş ve bu yaklaşıma “parçalı eleman yöntemi” denmiştir<sup>30</sup>.



**Şekil 3.1** Kiriş-kafes yapı sistemleri

Sonlu eleman kavramı, fiziksel bakımdan kiriş-kafes yaklaşımından farklıdır. Sonlu eleman iki veya üç boyutlu sürekli ortamın, iki veya üç boyutlu bir parçası veya bir bölgesidir. Fiziksel sistemin davranışı sonlu elemanların geometrileri ve malzeme özellikleri ile belirlenir. Bu yüzden sonlu elemanlarla ilgili bilgi ve özellikler bilinmelidir.



**Şekil 3.2** İki boyutlu sürekli ortamın kiriş kafes sistemi gibi incelenmesi

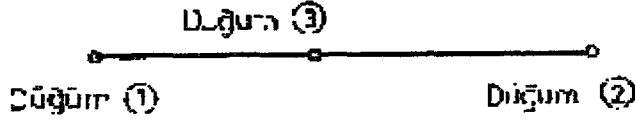
### 3.3 Sonlu Eleman Çeşitleri

Bir sürekli ortamın en uygun şekilde sonlu elemanlara bölünmesi, problemi çözene bağlıdır. Önce sonlu elemanın şekli seçilmelidir. Bu seçim, sürekli ortamın boyutuna, yapının veya cismin geometrisine uygun olmalıdır. Sonlu eleman bir, iki veya üç boyutlu olabilir. Sonlu elemanın sınırları genellikle doğrudur; ancak bazı problemlerde eğri sınırlı sonlu elemanlar da kullanmak mümkün ve faydalıdır.

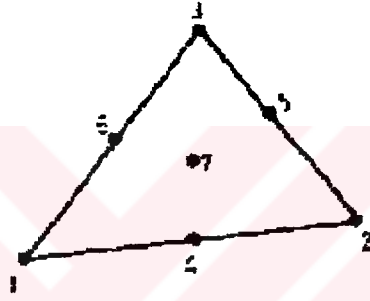
Sürekli ortamın geometrisi, malzeme özellikleri, yükleri ve yerdeğişimleri bir bağımsız uzay koordinatı cinsinden ifade edilebiliyorsa, “bir boyutlu sonlu elemanlar” kullanılır. Söz konusu koordinat elemanın ekseni boyunca ölçülür. Şekil 3.3’de bir boyutlu bir sonlu eleman gösterilmiştir. Bu sonlu elemanı komşu sonlu elemanlara bağlayan (1 ve 2) noktalarına “dış düğüm noktaları”, (3) noktasına “iç nokta” denir.

Katı mekaniğinde birçok problemler, yaklaşık olarak, “iki boyutlu sonlu elemanlarla” çözülebilir. Bunların en basiti üçgen elemandır. Şekil 3.4’de gösterilen üçgen elemanda (1, 2, 3) noktaları, bu üçgen elemanı komşu sonlu elemanlara bağlayan, “dış düğüm noktaları”, (4, 5, 6) “kenar noktaları”, (7) “iç nokta” olarak bilinir.

Şekil 3.5’de diğer iki boyutlu sonlu elemanları; (a) dikdörtgen elemanı; (b) iki üçgenli dikdörtgen elemanı; (c) dörtgen elemanı; (d) dört üçgenli dörtgen elemanı göstermektedir.

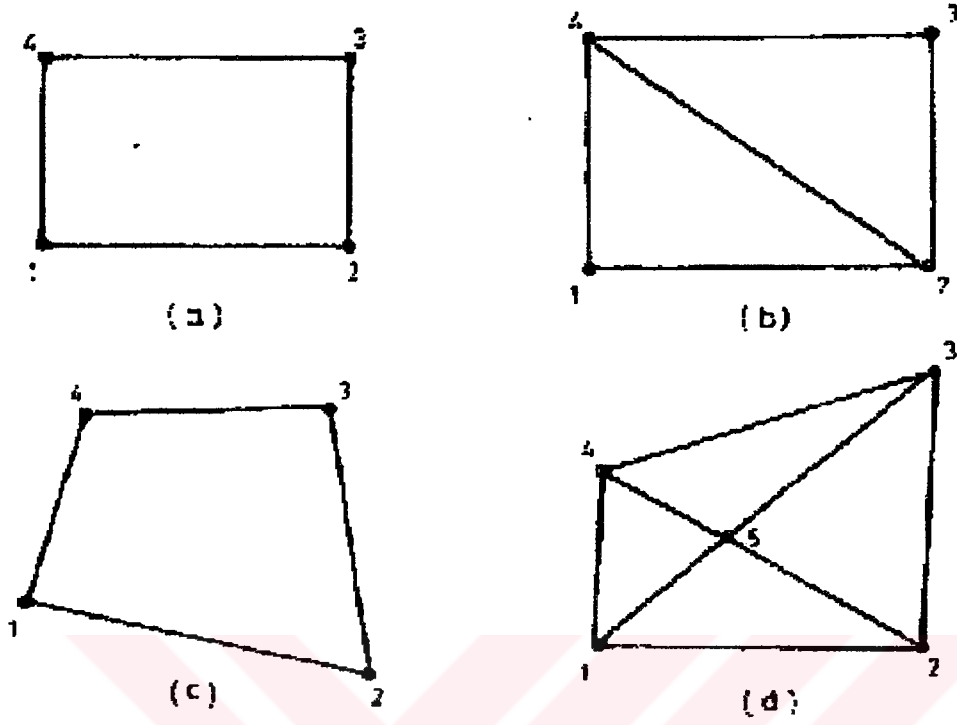


Şekil 3.3 Bir boyutlu bir sonlu eleman



Şekil 3.4 Bir üçgen sonlu eleman

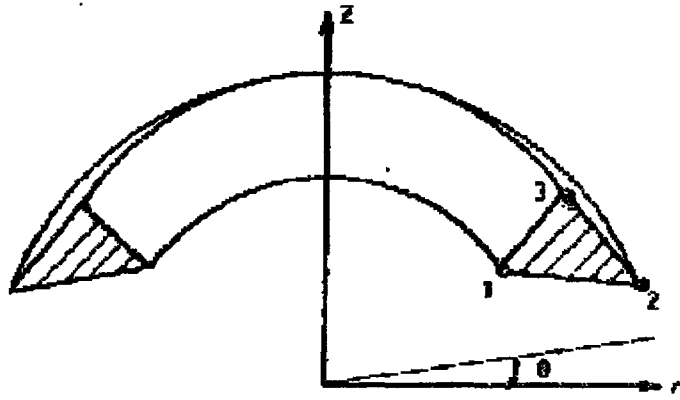




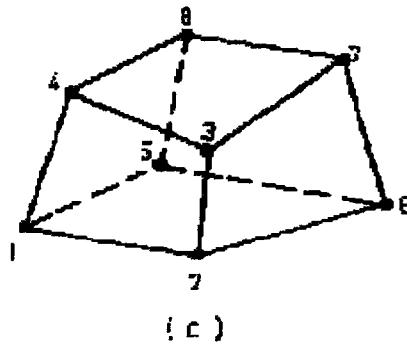
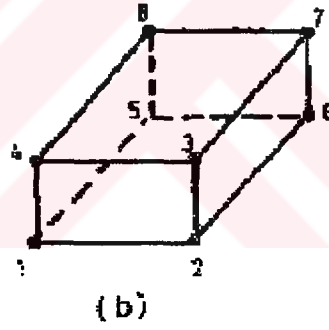
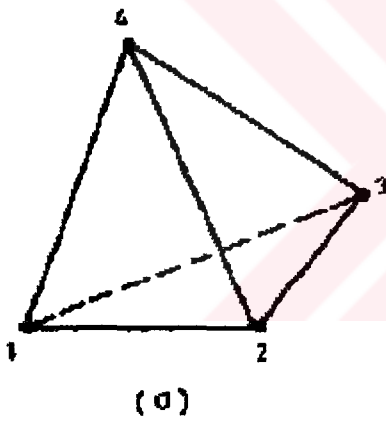
**Şekil 3.5** İki boyutlu (a) dikdörtgen (b) iki üçgenli dikdörtgen  
(c) dörtgen (d) dört üçgenli dörtgen sonlu elemanlar

Eksenel simetrik cisimlerde kesiti üçgen veya dörtgen olabilen “toroid veya halka sonlu elemanlar” kullanılır. Şekil 3.6, kesiti üçgen olan bir halka elemanı göstermektedir. Burada silindirik koordinatlar  $(r, z, \theta)$  kullanılır. Halka sonlu elemanda özelliklerin ve değişkenlerin hiçbiri  $\theta$ 'ya bağlı olmadığından bu elemanlar iki boyutlu gibi incelenebilir.

Şekil 3.7’de “üç boyutlu sonlu elemanlar” gösterilmiştir: (a) dört yüzlü, (b) dikdörtgenler prizması, (c) keyfi bir altıyüzlü sonlu elemandır.



Şekil 3.6 Üçgen kesitli halka sonlu eleman



Şekil 3.7 Üç boyutlu sonlu elemanlar

### 3.4 Yakınsaklık Şartları

Sonlu elemanlar yönteminin çözümü , gerçek çözüme yaklaşmalıdır. Gösterilmiştir ki, yerdeğişimi yaklaşımı ile hesaplanan katılık katsayıları genellikle gerçek değerlerinden daha büyüktür. Buna göre sonlu elemanlar yöntemiyle hesaplanan yerdeğişimleri ve deformasyonlar gerçek değerlerinden daha küçük olur. Sonlu elemanlar küçültülürse Şekil 3.8'de gösterildiği gibi, normal şartlarda yaklaşık çözüm normal çözüme aşağıdan yaklaşacaktır. Ancak burada yakınsaklığın aşağıdaki üç şartı sağlanmalıdır<sup>31</sup>.

Yerdeğişimi fonksiyonları sonlu elemanların içinde sürekli olmalı ve komşu elemanlar arasında uyumlu olmalıdır.

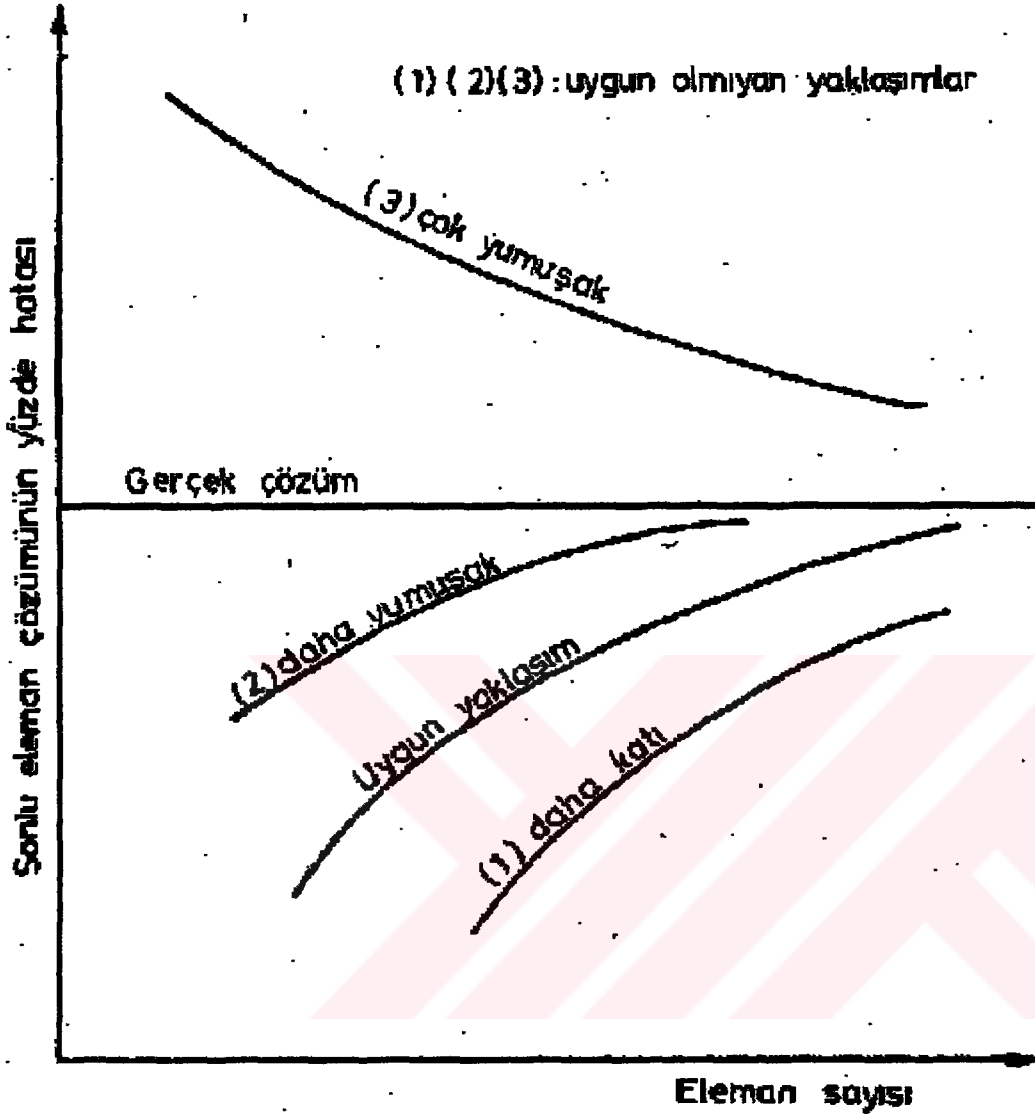
Bu şartın birinci kısmı, kuvvet fonksiyonları seçmek suretiyle kendiliğinden sağlanır. İkinci kısmın anlamı şudur: komşu sonlu elemanlar, aralarında açıklık, üst üste binme ve süreksizlik olmadan deforme olmalıdır. Bu özellik, eğer sınırlar üzerindeki yerdeğişimleri, düğüm noktalarının yerdeğişimlerine bağlı ise sağlanır.

Yerdeğişimi fonksiyonları sonlu elemanın katı cisim gibi yaptığı yerdeğişimlerini de ifade etmelidir.

Sonlu elemanın her noktası aynı yerdeğişimini, yani aynı ötelemeyi, aynı dönmeyi yapıyorsa, bu bir katı cisim hareketidir. Yukarıda seçilen kuvvet fonksiyonlarında  $\alpha_1$  sabit terimi bu hareketi ifade eder.

Yerdeğişimi fonksiyonları sonlu elemanın sabit deformasyon halini ifade etmelidir.

Sonlu elemanın her noktasında deformasyon bileşenleri aynı değerleri alıyorsa, bu bir sabit deformasyon halidir. Deformasyon bileşenleri yerdeğişimlerinin türevleriyle elde edilmektedir. Buna göre kuvvet fonksiyonlarında  $\alpha_2, \alpha_3, \alpha_{m+2}, \alpha_{m+3}$  ile ilgili terimler sabit deformasyon halini belirtir.



**Şekil 3.8** Sonlu elemanlar yöntemiyle elde edilen çözümün gerçek çözüme yaklaşması

Sonlu elemanlar yöntemiyle ilgili kaynaklarda birinci şartı sağlayan sonlu elemanlara “uygun” (compatible veya conforming) denir; ikinci ve üçüncü şartları sağlayan sonlu elemanlar “tam” (complete) olarak ifade edilmektedir.

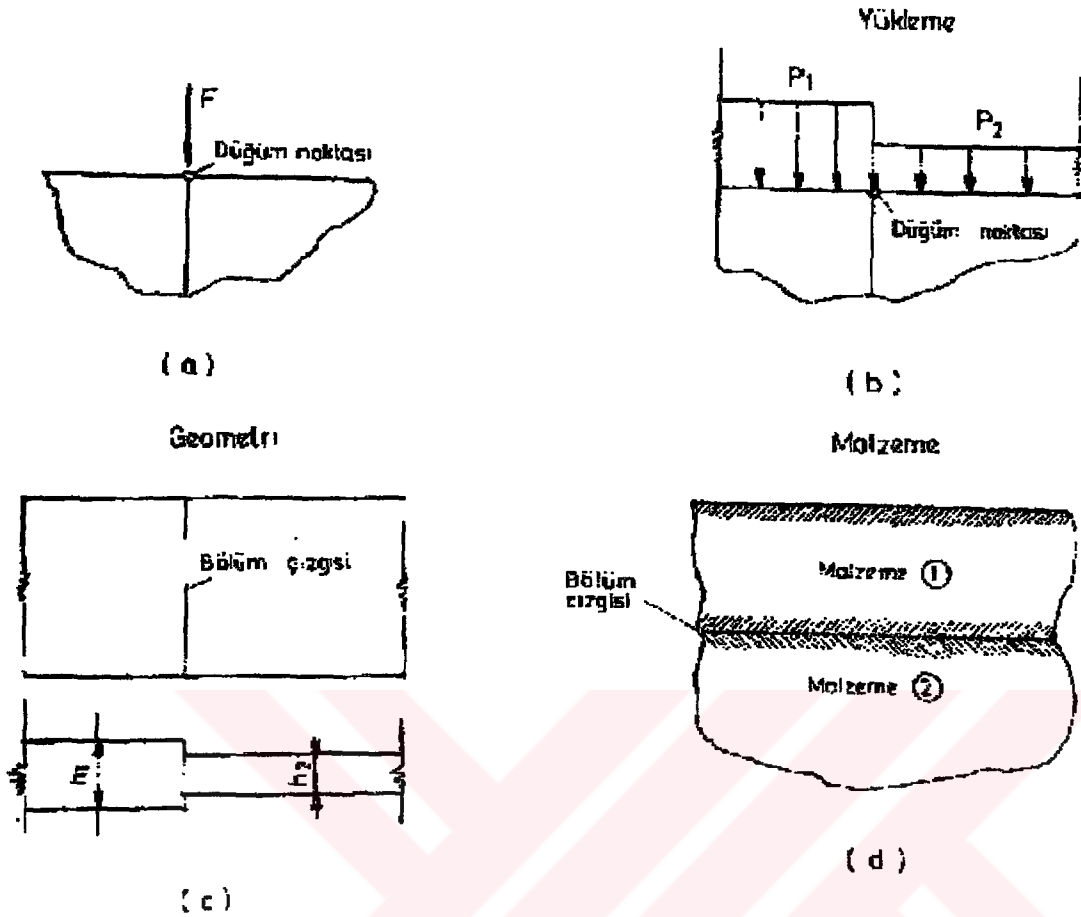
Eksenel çekme, düzlem deformasyon ve üç boyutlu elastisite problemlerinde, eğer seçilen kuvvet fonksiyonlarında sabit ve doğrusal terimler varsa, yukardaki üç şart da sağlanır. Kiriş, plak ve kabuk problemlerinde ilk iki şartı sağlamak zordur.

Hernekadar yakınsaklık için; genel halde her üç şartında bulunması gerekli ise de, sadece üçüncü şartı sağlayan sonlu elemanlar ile de pratik bakımdan kabul edilebilir çözümler elde edilmiştir. Özellikle ilk şartı gerçekleştirmeyen, fakat diğer şartları sağlayan sonlu elemanlar başarı ile geniş ölçüde kullanılmıştır. Böyle uygun olmayan sonlu elemanlarda gerçek çözüme alttan yaklaşılabileceği garanti edilemez. Şekil 3.8’de uygun olmayan üç değişik yaklaşım gösterilmiştir.

### **3.5 Sistemin Sonlu Elemanlara Bölünmesi**

Sistemin sonlu elemanlara bölünmesi, esas olarak mühendislik ön sezisine dayanır. Sonlu elemanların boyutu, sayısı, şekli, büyüklüğü ve geometrisi, gerçek sisteme uygun olarak seçilmelidir. Burada genel amaç, doğru çözüme basit yerdeğişimi fonksiyonlarıyla yaklaşma imkanını verecek olan yeteri kadar küçük sonlu elemanların seçilmesidir. Ancak sonlu eleman sayısı çok fazla olursa, bunun bilgisayar maliyetini arttıracığı kesindir.

Sistem, süreksizlik noktalarından; yani geometrisinin, yüklemenin, malzeme özelliklerinin keskin değiştiği yerlerden bölünmelidir; buna “doğal bölme” denir. Şekil 3.9’ da iki boyutlu problemlerde doğal bölmeye örnekler gösterilmiştir. Burada; (a, b) yüklemenin (c) geometrinin (d) malzeme özelliklerinin değiştiği doğal sınırları göstermektedir<sup>30</sup>.



Şekil 3.9 Doğal bölmeye örnekler

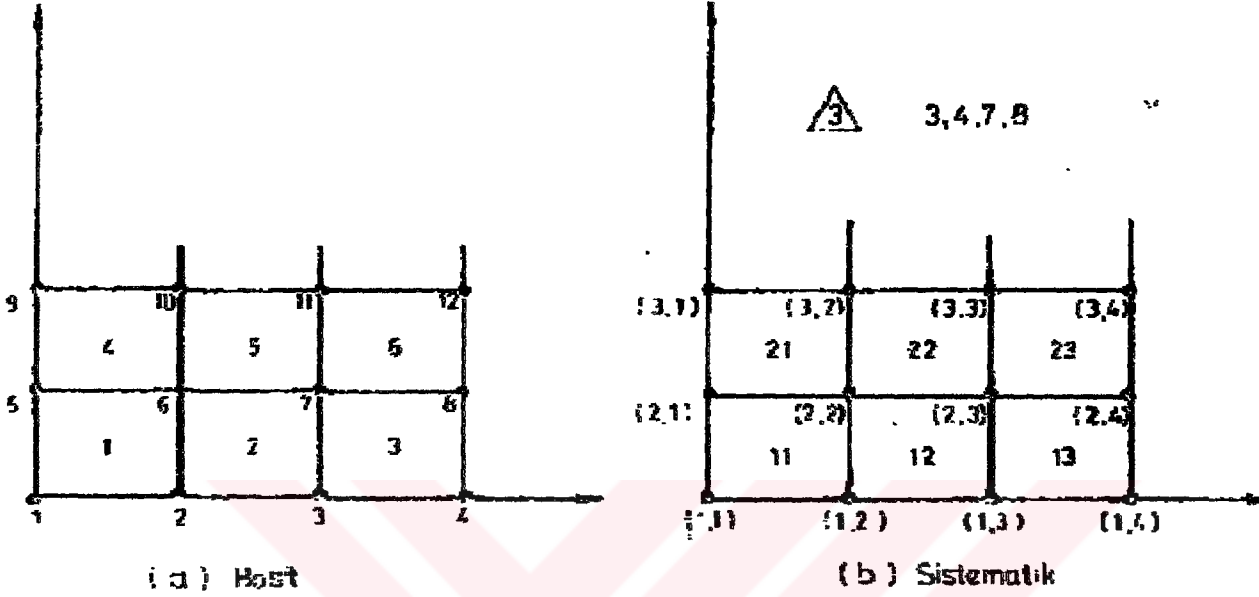
Çözüm bölgesi tamamiyle düzgün bir ağ ile bölünebilir veya gerilmelerin daha hızlı değişmesi beklenen bölgelerde daha küçük sonlu elemanlar kullanılabilir.

Eğri sınırlar, kenarları doğru olan sonlu elemanlar ile yaklaşık olarak gösterilebilir. Eğri kenarlı eş parametrelili sonlu elemanlar ile çözüm bölgelerini daha kesin tanımlamak mümkündür.

### 3.6 Sonlu Elemanların Numaralandırılması

Bilgisayar programı için sonlu elemanlar ve düğüm noktaları uygun şekilde numaralandırılmalıdır. Bunun için iki yol vardır. Şekil 3.10a' da basit numaralandırma sistemi gösterilmiştir. Burada gerek düğüm noktalarına, gerekse sonlu elemanlara sağdan sola sırayla numara verilmiştir<sup>29</sup>. Numaralamaya aşağıdan yukarıya doğru sıralar ile devam edilir. Çözüm için her sonlu elemana ait düğüm noktalarının numaraları bilinmelidir.

Şekil 3.10b' de sistematik numaralandırma sistemi gösterilmiştir. Burada her düğüm noktası ve her sonlu eleman iki rakam ile belirtilir. Birinci rakam satırları, ikinci rakam sütunları gösterir.



Şekil 3.10 Sonlu elemanların ve düğüm noktalarının numaralandırılması

Sistemin katılık matrisinin şerit (bant) genişliği, sonlu elemanların numaralandırılması ile yakından ilgilidir. Sonuçta bant genişliği;

$$B_s = (F+1)*S$$

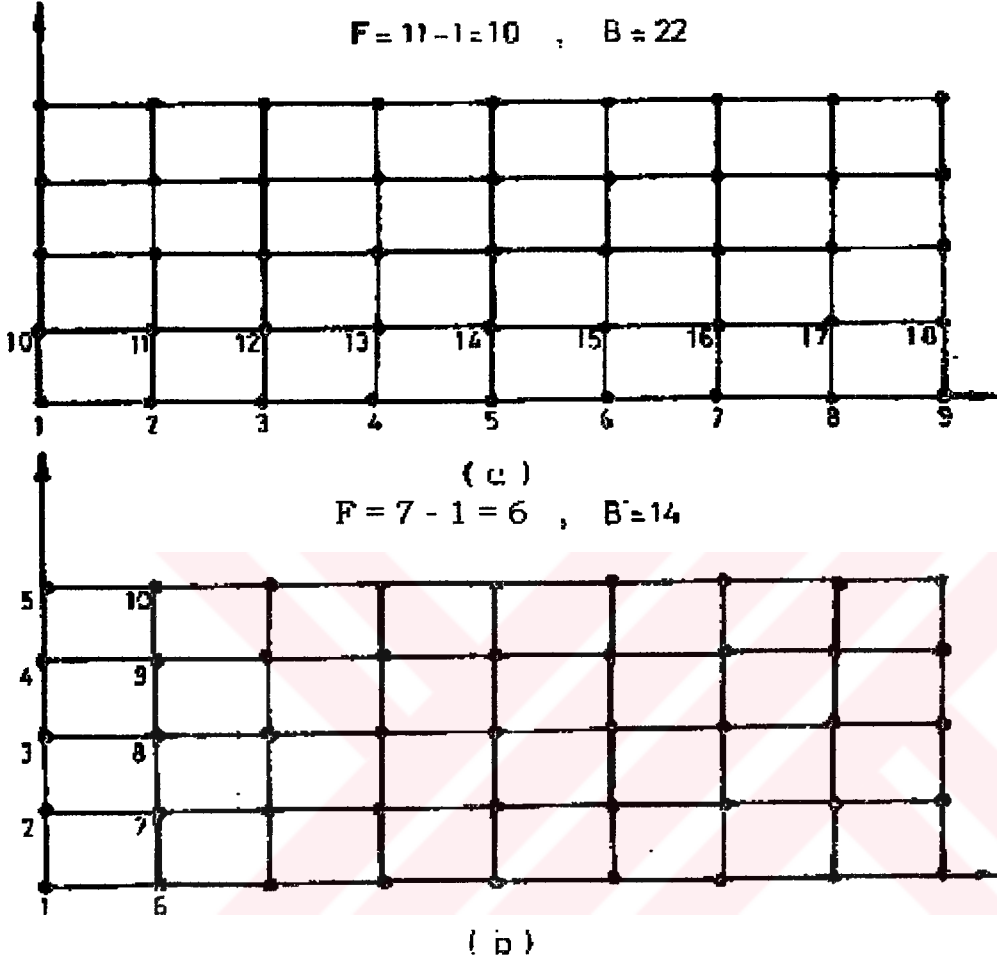
ile ifade edilir. Burada;

$B_s$  =şerit (bant) genişliği

F =sistemdeki bütün elemanlar dikkate alınarak tespit edilmiş, herhangi bir elemandaki düğüm numaraları arasındaki en büyük fark

S = her düğüm noktasındaki serbestlik derecesidir.

Uygun numaralandırma ile bant genişliğinin nasıl azalacağı, Şekil 3.11'de açıkça görülmektedir. Aynı yapı sisteminde bant genişliği birinci halde 22, ikinci halde 14 olacaktır.



**Şekil 3.11** Uygun numaralama ile şerit genişliğinin azaltılması

Sistem katılık matrisinde en büyük değerler köşegen veya köşegen civarında ise, denklem sisteminin çözümü kolaydır. Bu şartın sağlanması, yumuşak killi toprağa çakılmış beton bir kazığın aksel simetrik incelenmesi gibi, bazı problemlerde uygun numaralama ile ters düşebilir. Bu hususa dikkat etmek gerekir.

### 3.7 Çok Büyük Sistemlerin Bölünmesi

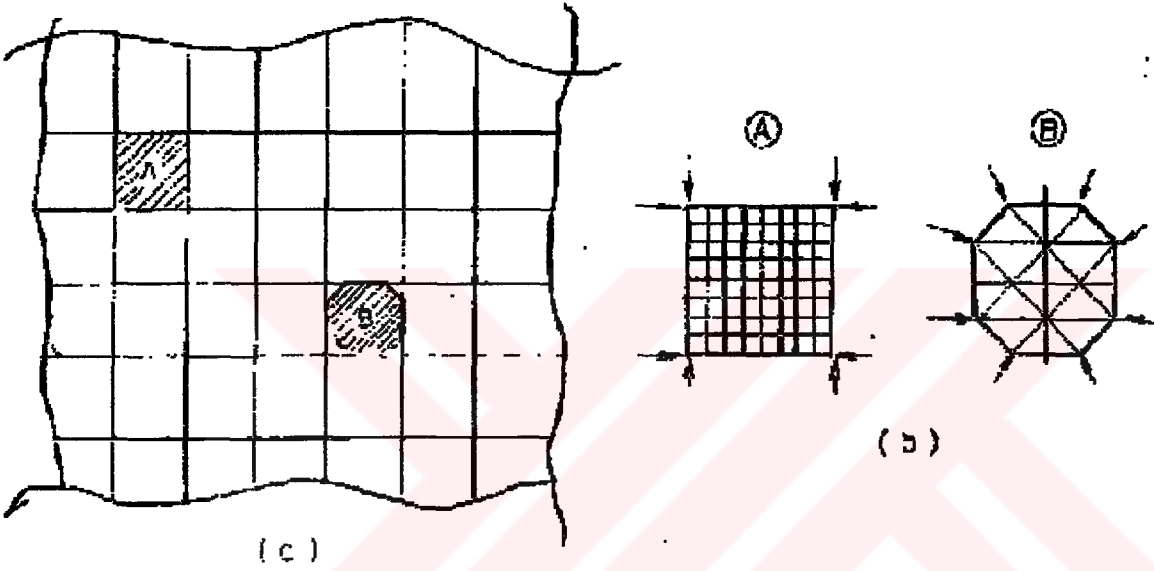
Bazı problemlerde sonlu eleman sayısı çok fazla olabilir; öyle ki mevcut bilgisayar kapasitesi çözüm için yetmeyebilir. Bu zorluğu yenmek için iki yol vardır<sup>30</sup> :

- a) Önce kaba sonra ince bölme yöntemi



b) Alt yapı yöntemi

Birinci yöntemde iki adım vardır. Şekil 3.12’de gösterildiği gibi, geniş sürekli ortam önce kaba bir ağ ile bölünür ve sonlu eleman yöntemi ile yerdeğişimleri ve gerilmeler elde edilir. Sonra A ve B gibi özel ilgi duyulan bölgeler ayrılır ve daha ince ağ ile bölünür. Birinci incelemede bulunan yükler ve/veya yerdeğişimleri, ikinci adımda giriş bilgileri olarak kullanılır. Mesela gerilme konsantrasyonlarının bulunduğu bölgeler böyle incelenebilir.



Şekil 3.12 Önce kaba sonra ince bölme yöntemi

Alt yapı yöntemi genellikle uçaklar, çok katlı binalar ve gemiler gibi büyük yapılara uygulanır. Böyle büyük yapılar birkaç ana elemana veya alt yapıya ayrılır. Mesela uçaklar gövde, kanatlar ve kuyruk alt yapılarından meydana gelmektedir. Alt yapılar birer karmaşık “sonlu eleman” gibi ele alınabilir ve bunlar dış düğüm noktalarında birleştirilerek bütün yapıyı meydana getirirler. Her alt yapı için aşağıdaki işlemler yapılır;

Önce alt yapı daha küçük basit sonlu elemanlara bölünür;

Sonra basit elemanların katılık matrisleri hesaplanır ve bunlar toplanarak alt yapının sistem katılık matrisi oluşturulur;

Nihayet daraltma işlemiyle alt yapıların birleştirilmesinde etkisi olmayan iç serbestlik dereceleri yok edilir.

Bundan sonra alt yapılara ait katılık matrisleri toplanır ve bütün yapıya uygulanan yükler dikkate alınarak sistem çözülür. Çözüm sonucu elde edilen yükler ve/veya yerdeğişimleri giriş bilgisi gibi kullanılarak alt yapılar daha detaylı incelenebilir.



## BÖLÜM 4

### 4 SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİYLE GERİLME ANALİZİ

#### 4.1 Giriş

Bu bölümde daha önceden ÇCK kirişin davranış ve dizaynı üzerine yapılmış olan teorik ve deneysel çalışmalara alternatif, sonlu elemanlar yöntemi kullanarak, nümerik bir yaklaşım getirilmiştir. İlk olarak teorik ve deneylerde kullanılan modelin nümerik analizi yapılarak sonuçlar değerlendirilmiştir. Bu değerlendirme sonucunda, betondaki ve studların kaynak noktalarındaki gerilmelerle emniyet değerleri karşılaştırılmış ve optimum bir dizayn elde edilmeye çalışılmıştır.

#### 4.2 Sistemin Tanıtımı

Analizi yapılan sistem, iki yüzeyi ince çelik plakla kaplı ortası betonla doldurulmuş ve birbirlerine beton derinliği boyunca ve çelik plakların iç yüzeylerine kaynatılmış ve içiçe geçirilmiş studlarla tutturulmuş, çift cidarlı kompozit (ÇCK) ve basit mesnetli bir kiriş sistemidir.

Bu kirişin analizinde, ilk başta iki noktaya etkiyen sabit statik yük altında 4 farklı kiriş modeli ele alınmıştır daha sonra ise sabit çelik levha kalınlığında farklı beton kalınlıkları için (veya tersi) stud birleşim noktalarındaki optimum dizayn gerilmeleri gözönünde tutularak sisteme etkiyebilecek kuvvetlerin bulunmasına yönelik denklemlerin elde edilmesine çalışılmıştır. Model-1'de daha önceden yapılmış olan teorik ve deneysel çalışmayla<sup>14</sup> analiz sonuçlarını karşılaştırabilmek için aynı boyutlar seçilmiş olup, beton elemanın boyu 1500 mm, eni 200 mm, yüksekliği 150mm; çelik levhanın boyu 1500 mm, eni 200 mm, yüksekliği 8 mm' dir. Kullanılan studların gövde çapı 10 mm, başlık çapı 20 mm ve boyları 150 mm'dir. Malzeme olarak 4 modelde de çelik için BÇ1, beton için BS25 kullanılmıştır, çelik için Elastisite Modülü  $210000\text{N/mm}^2$  Young Modülü 0.3 , beton için ise Elastisite Modülü  $30000\text{N/mm}^2$  Young Modülü 0.2 alınmıştır.

Model-1' de yapılan analizler sonucunda kirişe simetrik etkiyen tekil 135000 N'luk yük sonucunda basınç bölgesinde studların levhaya kaynaklandığı bölgelerde akma dayanımı aşılmış, betonda ise ezilmeler başlamıştır ve sonuçta bu model'in boyutlarının değiştirilmesi ihtiyacı duyulmuştur bu yüzden Model-2, Model 3 ve Model 4 oluşturulmuş ve yapılan analizler sonucu en uygun model tespit edilmiştir. Model 2'de beton elemanın boyu 1500 mm, eni 200 mm, yüksekliği 150mm; çelik levhanın boyu 1500 mm, eni 200 mm, yüksekliği 16 mm olarak alınmış,

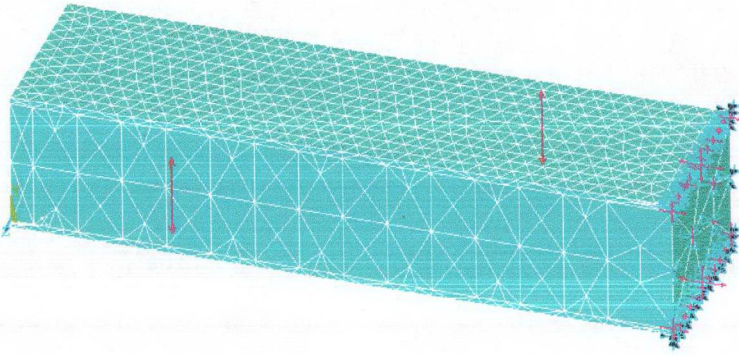
studların boyutunda herhangi bir değişiklik yapılmamıştır. Model 3’de beton elemanın boyu 1500 mm, eni 200 mm, yüksekliği 200 mm; çelik levhanın boyu 1500 mm, eni 200 mm, yüksekliği 8 mm olarak alınmış studların boyutunda herhangi bir değişiklik yapılmamıştır. Model 4’ de beton elemanın boyu 1500 mm, eni 200 mm, yüksekliği 200 mm; çelik levhanın boyu 1500 mm, eni 200 mm, yüksekliği 16 mm olarak alınmış studların boyutunda herhangi bir değişiklik yapılmamıştır.

#### 4.2.1 Model-1

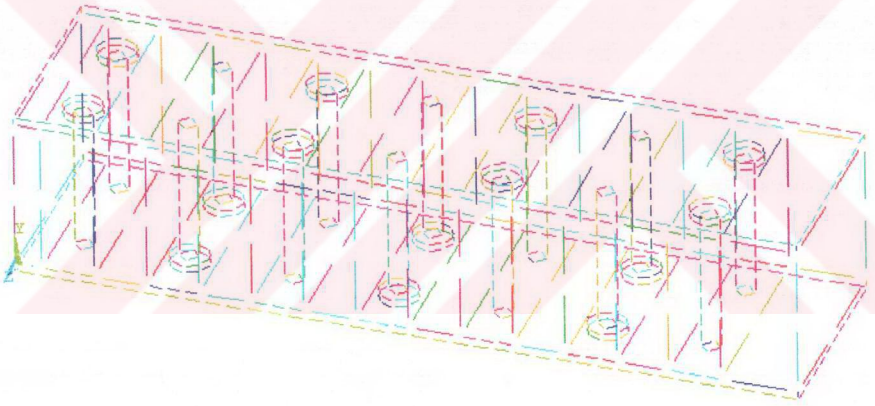
Analizi yapılan sistem, iki yüzeyi ince çelik plakla kaplı ortası betonla doldurulmuş ve birbirlerine beton derinliği boyunca ve çelik plakların iç yüzeylerine kaynatılmış ve içiçe geçirilmiş studlarla tutturulmuş, çift cidarlı kompozit (ÇCK) ve basit mesnetli bir kiriş sistemidir. Bu kirişte beton elemanın boyu 1500 mm, eni 200 mm, yüksekliği 150mm; çelik levhanın boyu 1500 mm, eni 200 mm, yüksekliği 8 mm’ dir. Kullanılan studların çapı gövdede 10 mm, başlıkta 20 mm’ dir.

Studların gövde yüksekliği 143 mm, başlık yüksekliği ise 7 mm’ dir. Malzeme olarak çelik için BÇ1, beton için BS25 kullanılmıştır.

Analiz için bir Sonlu Elemanlar Programı olan ANSYS programı kullanılmıştır. Bu programda modeli oluştururken modelde kullanılan elemanların özellikleri tanıtılmış ve analiz bu elemanların özelliklerine göre yapılmıştır. Burada çelik için Elastisite Modülü  $210000\text{N/mm}^2$  Young Modülü 0.3 , beton için ise Elastisite Modülü  $30000\text{N/mm}^2$  Young Modülü 0.2 olarak alınmıştır. Modele etkiyen iki düşey P yükü mevcuttur. İlk yük  $135000\text{N}$  şiddetinde olup kirişin  $x=575\text{mm}$ ,  $y=158\text{mm}$ ,  $z= -100\text{mm}$  koordinatlarına etkimektedir. İkinci yük ise yine  $135000\text{N}$  şiddetinde olup kirişin  $x=925\text{mm}$ ,  $y=158\text{mm}$ ,  $z= -100\text{mm}$  koordinatlarına etkimektedir. Sistem simetrik olduğundan mühendislik yaklaşımına uygun olarak sistemin sadece sol yarısı incelenmiştir. Şekil 4.1a’ da sistemin mesh’li hali görülmektedir. Şekil 4.1 b’de ise sistemin çizgisel genel görünüşü görülmektedir.

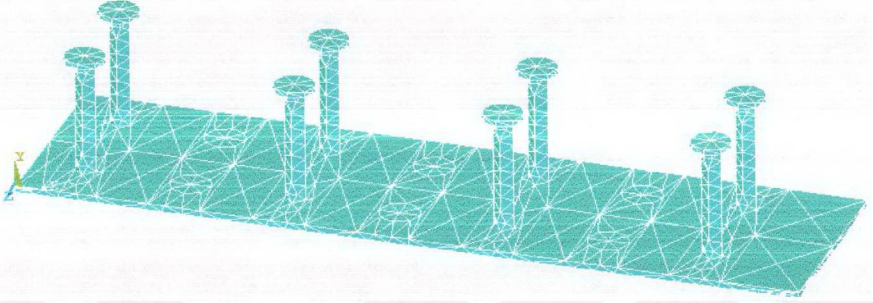


**Şekil 4.1a** Sistemin meshlere ayrılmış genel görünüşü

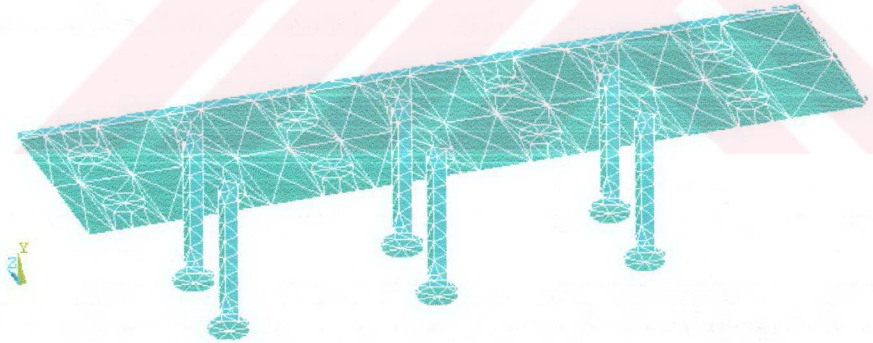


**Şekil 4.1b** Sistemin çizgisel görünümü

Şekil 4.2'de ise levhaya kaynaklı studların levhayla beraber mesh'li hali görülmektedir



Şekil 4.2a Altlevhaya kaynaklı studlar



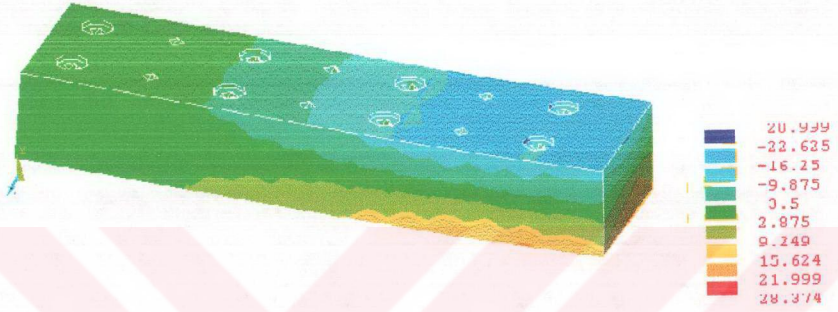
Şekil4.2b Üst levhaya kaynaklı studlar

Sistem meshlere ayrıldıktan ve gerekli yükleme yapıldıktan sonra sistemin çözümü yapılmış ve gerilme değerleri elde edilmiştir. Şekil 4.3 a'da betondaki  $\sigma_x$  gerilme değerleri

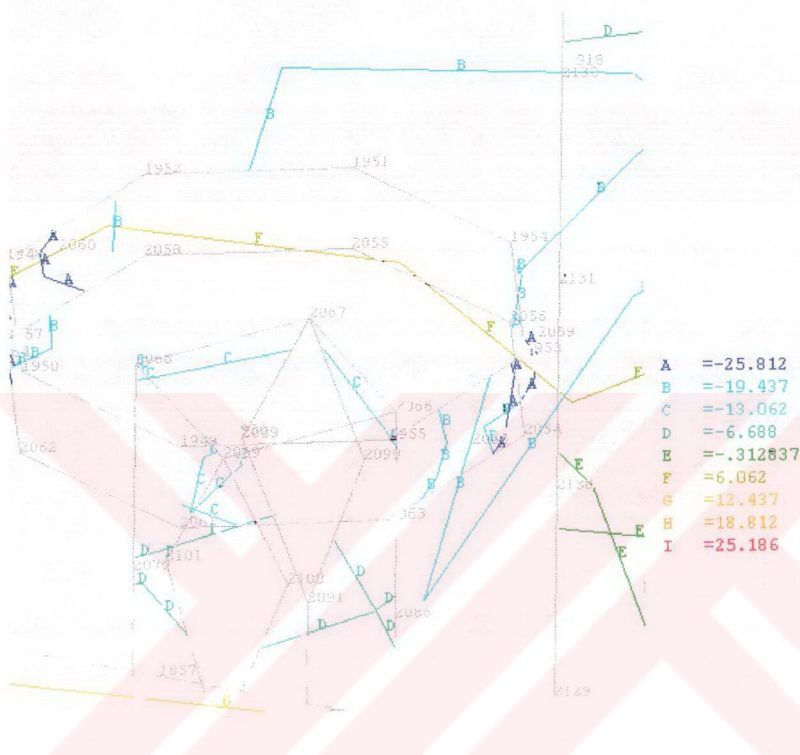


görülmektedir. Şekil 4.3 b'de ise betondaki en büyük  $\sigma_x$  gerilmesi değeri ve yeri gösterilmiştir.

Buradaki değerler MPA (Megapascal) yani  $N/mm^2$  cinsindedir.



Şekil 4.3a Betondaki  $\sigma_x$  gerilme değerlerinin bölgesel olarak dağılımı



**Şekil 4.3b** Betondaki max.  $\sigma_x$  gerilme değerlerinin vektörel olarak görünümü

Burada A ile gösterilen çizgisel doğrultularda betondaki  $\sigma_{max}$  gerilme değerleri 25.812 MPA'dır. Gri ile gösterilen numaralar meshlere ayrılan parçaların nokta numaralarıdır. Kullanılan beton cinsi BS25'de betonun maksimum basınç dayanımı  $\sigma_{max} = 25$  MPA olduğundan beton bu bölgelerde ezilmiştir dolayısıyla buralar kritik bölgelerdir. Buradaki en kritik nokta ise 2057 noktasıdır. Betondaki kritik noktaların gerilmeleri aşağıdaki listede verilmiştir.



\*\*\*\*\* POST1 NODAL STRESS LISTING \*\*\*\*\*

PowerGraphics Is Currently Enabled

LOAD STEP= 1 SUBSTEP= 1

TIME= 1.0000 LOAD CASE= 0

NODAL RESULTS ARE FOR MATERIAL 2

THE FOLLOWING X,Y,Z VALUES ARE IN GLOBAL COORDINATES

NODE	$\sigma_x$	$\sigma_y$	$\sigma_z$	$\tau_{xy}$	$\tau_{yz}$	$\tau_{xz}$
957 -	18.458	-4.8550	-4.2149	-2.9572	-9.2109E-01	-.76127E-01
964	18.108	4.6503	4.2502	-3.2528	-1.13845	.28324
1004	-10.643	-1.8320	1.3444	-1.2065	3.6911	1.0839
1005	-13.565	-1.2482	.44743	-3.1301	3.2633	2.0530
1012	24.317	1.8632	.96066	-2.8388	.84599	-.30505
1045	-17.550	-9.2983	-1.3891	-4.6970	-3.7348	-1.6817
1069	-5.2058	-4.9994	.91086E-01	-2.0785	-5.0721	-4.7951
1930	-20.473	-14.159	-2.7175	-.32641	-3.9217	-.94658
1935	-21.483	-5.5529	-1.0274	-10.112	1.0007	-.55007
1952	-19.529	-1.7582	-.40137	4.0590	1.8005	-.98165
2057	-25.812	-2.5232	-1.1467	-1.6296	1.5974	.28634E-01

MINIMUM VALUES

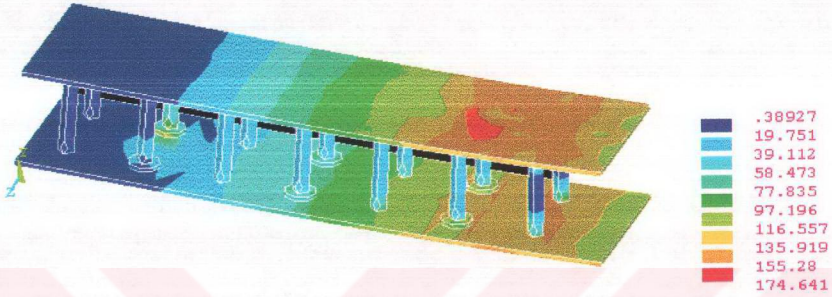
NODE	2057	1930	957	1935	1069	1045
VALUE	-25.812	-14.159	-4.2149	-10.112	-5.0721	-1.6817

MAXIMUM VALUES

NODE	1012	964	964	1952	1004	1005
VALUE	24.317	4.6503	4.2502	4.0590	3.6911	2.0530

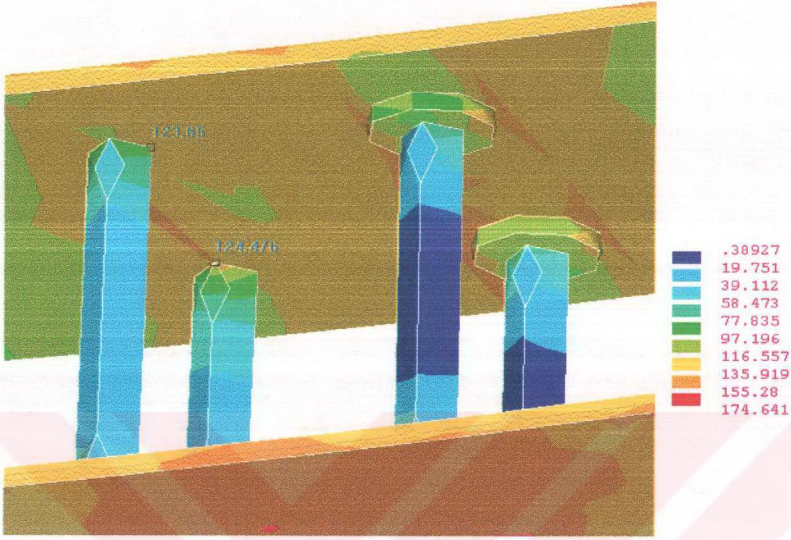
Görüldüğü gibi 2057 noktasındaki  $\sigma_{max} = 25.812$  MPA' dır. ANSYS programı normalde bütün noktadaki gerilmeleri liste halinde gösterir fakat burada sadece kritik noktalar dikkate alınmıştır. Buradaki değerler  $\sigma$  ve  $\tau$  değerleridir. Burada yalnızca beton eleman için gerilme değerleri kontrolü yapılmıştır.

Şekil 4.4 ' de çelik levha ve studlardaki bölgesel Von Mises gerilmeleri gösterilmiştir. Von mises gerilmesi sünek elemanlar için gerilme kontrol kriteridir.



**Şekil 4.4** Von Mises Gerilmelerinin Bölgesel olarak görünümü

Burada en kritik noktalar studların levhaya kaynaklandığı bağlantı noktalarıdır. Şekil 4.5' de basınç bölgesindeki studlardaki Von Mises gerilmeleri gösterilmiştir.

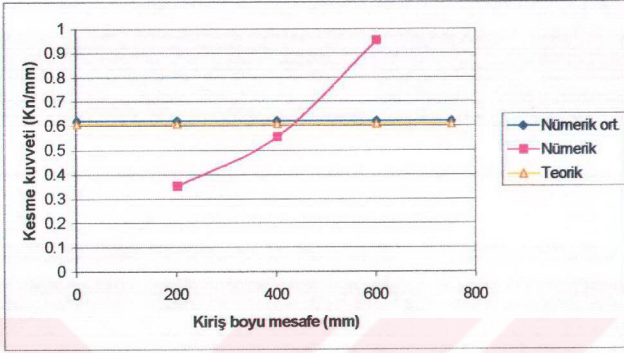


**Şekil 4.5** Kaynaktaki Von Mises gerilmeleri

Şekil 4.4 ' te yüzeysel Von Mises gerilmelerinin en büyük değeri 174.642 MPA ' dır, bu değer maksimum  $\sigma_{max}$  değeri olan 220 MPA değerini aşmadığından çelik levhada akma olmayacaktır. Şekil 4.5 ' te görüldüğü gibi studların levhaya kaynaklandığı yerlerdeki en büyük Von Mises gerilmeleri sırasıyla 123.65 MPA ve 124.476 MPA 'dır. Buralarda maksimum  $\tau_{max}$  değeri olan 110 MPA değeri aşıldığından studlar bu noktalardan bu yük altında kopacaktır.

Dolayısıyla bu çift cidarlı kompozit kiriş bu yük altında bir deformasyona uğrayacaktır. Sonuç olarak bu sistem bu yüke karşı dayanımsızdır.

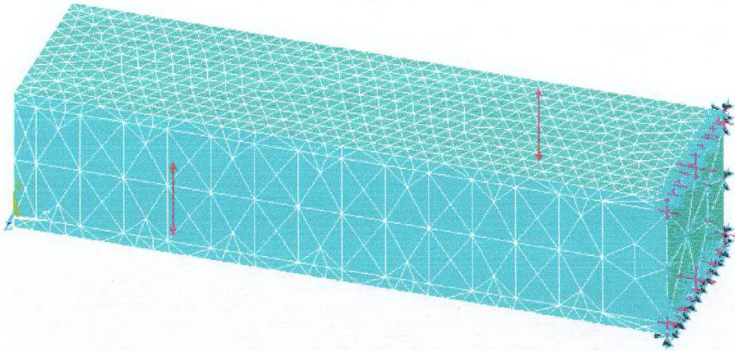
Şekil 4.6 'da üst arayüzdeki kesme kuvvetlerinin teorik ve nümerik değerleri görülmektedir



Şekil 4.6 Kiriş boyunca basınç bölgesindeki arayüz kesme kuvvetleri

#### 4.2.2 Model-2

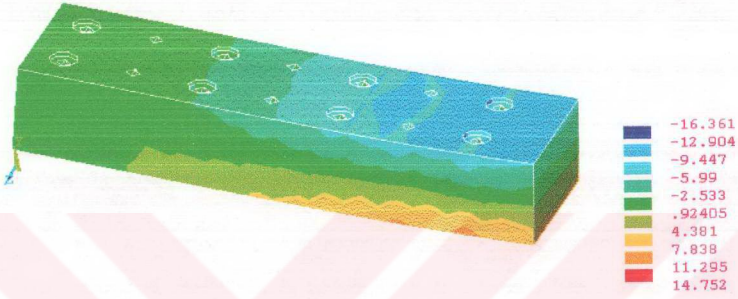
Bu modele etkiyen 135000 N' luk yükün sistem tarafından taşınabilmesi için kesit büyütülmesi yapılmıştır. Bu sistemde levha kalınlığı 16 mm, beton kalınlığı 150 mm, beton ve levha genişlikleri 200 mm ve kiriş boyu 1500 mm ' dir. Studlar aynı ebattadır. Şekil 4.7'de yeni sistem görülmektedir.



Şekil 4.7 Sistemin meshlere ayrılmış genel görünümü



Şekil 4.8 a' da  $\sigma_x$  gerilmelerinin yüzeysel dağılımı görülmektedir. Şekil 4.8 b' de ise betona etkileyen en büyük  $\sigma_x$  gerilmesinin yeri ve değeri gösterilmiştir.



**Şekil 4.8a** Betondaki  $\sigma_x$  gerilmelerinin bölgesel olarak dağılımı



**Şekil 4.8b** Betondaki max.  $\sigma_x$  gerilmelerinin vektörel olarak görünümü

Betonda A ile gösterilen bölgelerde en fazla gerilme değeri  $\sigma_{\max} = 14.632$  MPA olarak bulunmuştur. Burada gerilmenin en fazla olduğu nokta 1048 noktasıdır. Aşağıdaki listede betondaki en büyük gerilme değerleri ve yerleri gösterilmiştir.

\*\*\*\*\* POST1 NODAL STRESS LISTING \*\*\*\*\*

PowerGraphics Is Currently Enabled

LOAD STEP= 1 SUBSTEP= 1

TIME= 1.0000 LOAD CASE= 0

NODAL RESULTS ARE FOR MATERIAL 3

THE FOLLOWING X,Y,Z VALUES ARE IN GLOBAL COORDINATES

NODE	$\sigma_x$	$\sigma_y$	$\sigma_z$	$\tau_{xy}$	$\tau_{yz}$	$\tau_{xz}$
974	-10.620	-1.1914	.33551	2.7175	1.2316	-.55294
975	-8.8008	.44483	1.2358	-.24203	.57527	-.23439
1016	-2.2086	.24275	2.4235	-.13732E-01	1.5333	-.19571
1023	5.1015	-1.6065	-2.3631	.39010E-01	.27600	1.1103
1048	-14.632	-2.3410	-.42193	-.16767	-1.3969	-.57825
2059	12.741	2.0071	.20551	-2.7471	.54458	-.20528
2216	-6.0722	-1.1441	.97645	-2.3456	2.0824	1.2068
2266	-8.8907	-8.4520	-.46942	-6.2707	-3.0060	-1.0520
2269	-4.9260	-6.5993	-.26614	-3.9705	-4.2503	-.98384
3007	-9.0695	1.4314	1.2546	.16464	2.8055	.31416
3017	-11.169	-7.4585	-.51966	-8.0665	1.0925	.73579E-01
3021	-8.9694	-11.666	-.68715	-5.4690	-1.3331	-.38716

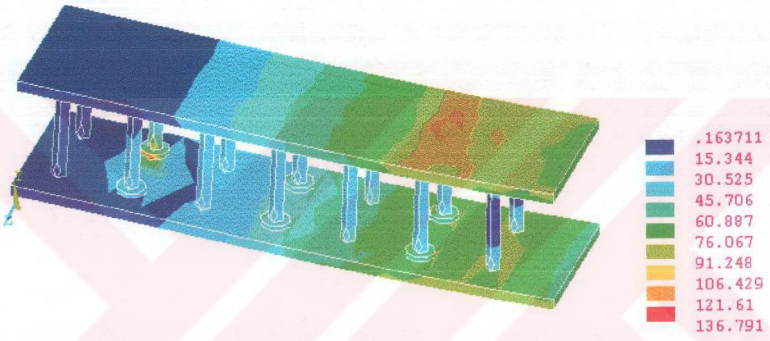
MINIMUM VALUES

NODE 1048	3021	1023	3017	2269	2266
VALUE -14.632	-11.666	-2.3631	-8.0665	-4.2503	-1.0520

MAXIMUM VALUES

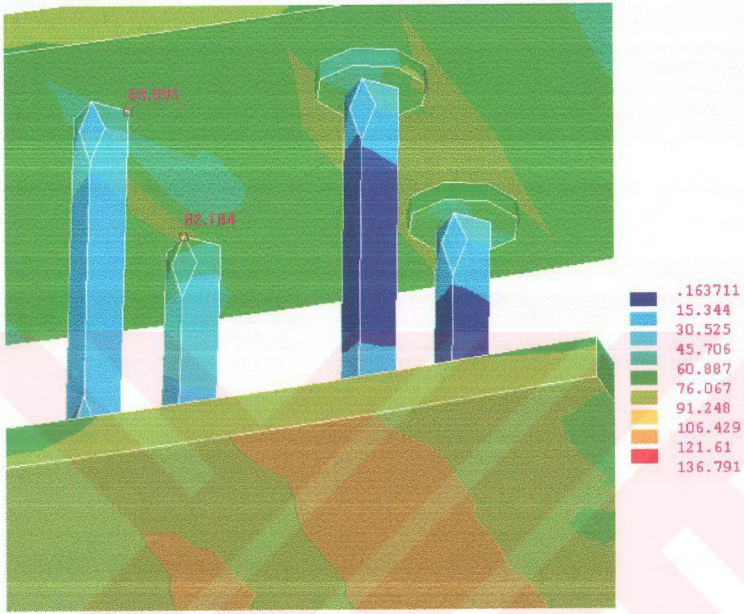
NODE 2059	2059	1016	974	3007	2216
VALUE 12.741	2.0071	2.4235	2.7175	2.8055	1.2068

Şekil 4.9 'da levhada Şekil 4.10' da ise studların levhaya kaynaklandığı yerlerdeki en büyük Von mises gerilmeleri görülmektedir. Studların bağlantı noktalarında elde edilen değerler 69.095 ve 82.184 MPA' dır.



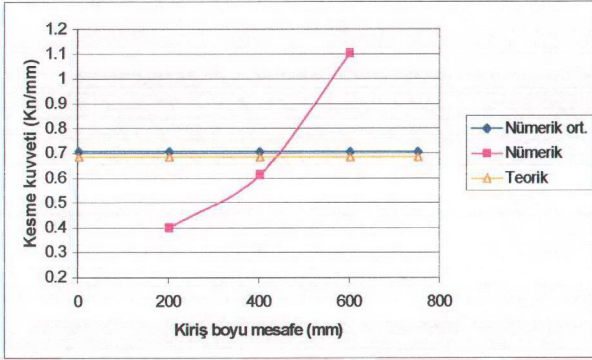
**Şekil 4.9** Von mises gerilmelerinin bölgesel olarak dağılımı





**Şekil 4.10** Kaynaktaki Von Mises gerilmeleri

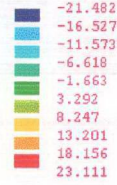
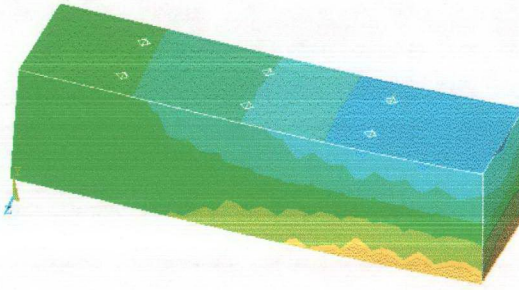
Şekil 4.11' de üst arayüzdeki kesme kuvvetlerinin teorik ve nümerik değerleri karşılaştırılmıştır



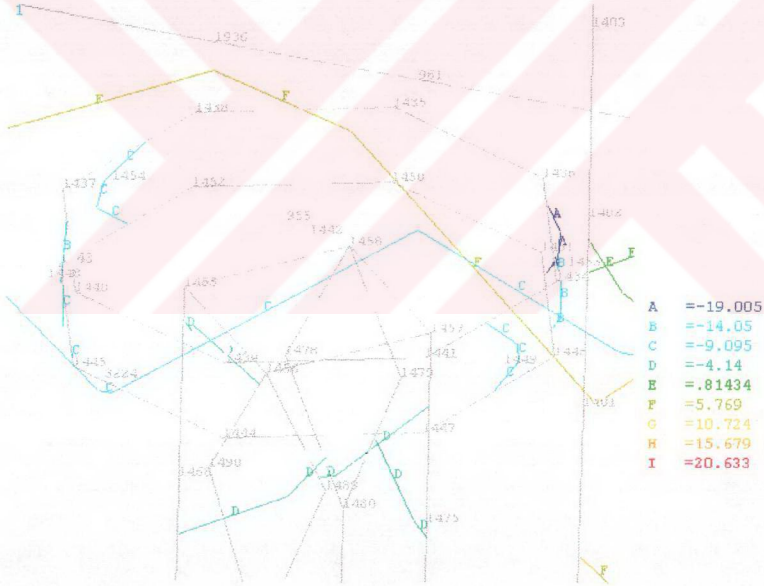
Şekil 4.11 Kiriş boyunca basınç bölgesindeki arayüz kesme kuvvetleri

#### 4.2.3 Model-3

Bu modele etkiyen yük 135000 N .Burada levha kalınlığı 8 mm, beton kalınlığı 200 mm, beton ve levhanın genişlikleri ise 200mm' dir. Studlar aynı ebattadır. Şekil 4.12 a ' da betondaki yüzeysel  $\sigma_x$  gerilmeleri görülmektedir. Şekil 4.12 b ' de ise betondaki en büyük  $\sigma_x$  gerilmesi ve yeri görülmektedir.



**Şekil 4.12a** Betondaki  $\sigma_x$  gerilmelerinin bölgesel olarak dağılımı



**Şekil 4.12b** Betondaki max.  $\sigma_x$  gerilmelerinin vektörel olarak görünümü

En büyük gerilme değeri  $\sigma_{\max} = 19.005 \text{ MPA}$  'dır. A ile gösterilen bölgelerde en büyük gerilmeler oluşmuştur. 1453 noktası en fazla  $\sigma_x$  gerilmesi alan noktadır. Aşağıdaki listede betondaki en büyük gerilme değerleri verilmiştir.

\*\*\*\*\* POST1 NODAL STRESS LISTING \*\*\*\*\*

PowerGraphics Is Currently Enabled

LOAD STEP= 1 SUBSTEP= 1

TIME= 1.0000 LOAD CASE= 0

NODAL RESULTS ARE FOR MATERIAL 3

THE FOLLOWING X,Y,Z VALUES ARE IN GLOBAL COORDINATES

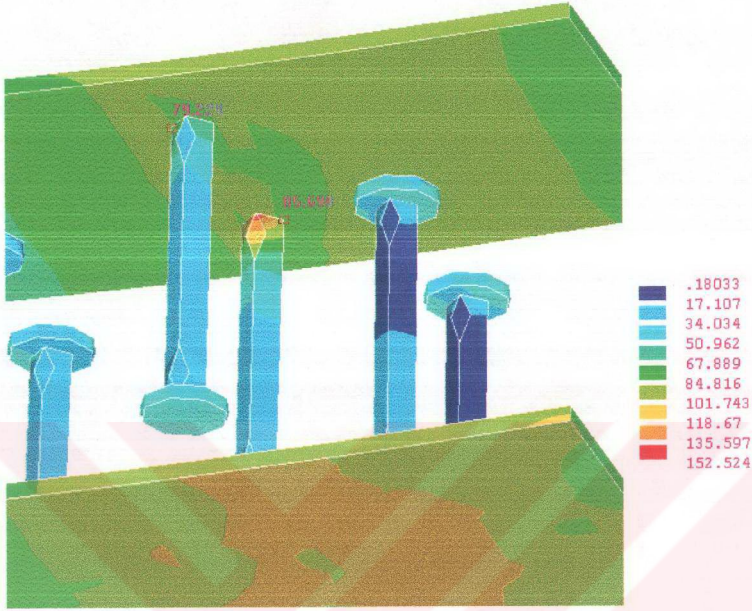
NODE	$\sigma_x$	$\sigma_y$	$\sigma_z$	$\tau_{xy}$	$\tau_{yz}$	$\tau_{xz}$
952	-14.783	-6.4390	-.70908	2.3242	-1.9190	-.22397E-01
973	-12.919	-3.1739	-2.9504	-1.5258	-.19586E-02	.27927E-01
1398	17.174	2.1114	.61487	-1.4309	.16343	-1.6755
1423	13.225	1.1142	-.51074	-.92488	.23002	-1.8172
1453	-19.005	-2.9400	-2.0992	.16156	.72585	2.0812
1778	-4.6428	-4.7421	-.15181	-3.5843	-3.7617	.20602
1784	-10.434	-15.325	-1.1603	-5.1911	-.78984	-.28851
1875	16.722	2.6903	3.1562	-2.3597	.10507	2.3657
1927	-14.653	-8.0024	-2.0288	-3.2009	3.1605	.51920E-01
1935*	-14.936	-8.2198	-.96630	-9.9617	1.1347	.27286

MINIMUM VALUES

NODE	1453	1784	973	1935	1778	1423
VALUE	-19.005	-15.325	-2.9504	-9.9617	-3.7617	-1.8172

MAXIMUM VALUES

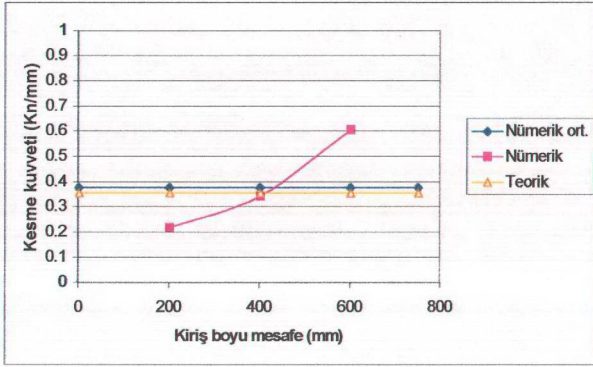
NODE	1398	977	1875	952	1927	1875
VALUE	17.174	3.4676	3.1562	2.3242	3.1605	2.3657



**Şekil 4.13** Kaynaktaki Von Mises gerilmeleri

Şekil 4.13'ten de görüldüğü gibi studların levhaya kaynaklandığı yerlerdeki en büyük Von Mises gerilmeleri sırasıyla 79.229 MPA ve 85.698 MPA'dır. Aşağıdaki şekilde üst arayüzdeki kesme kuvvetlerinin teorik ve nümerik olarak karşılaştırılması verilmiştir.

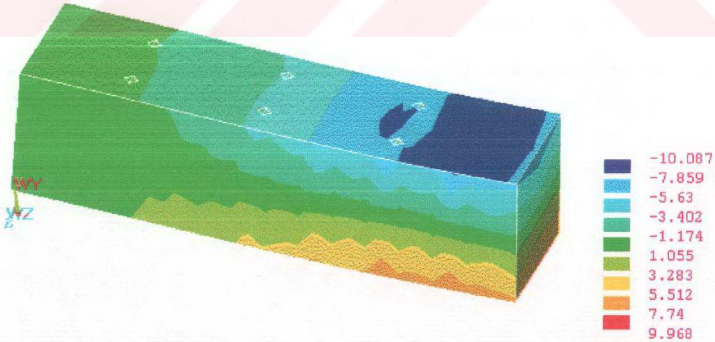




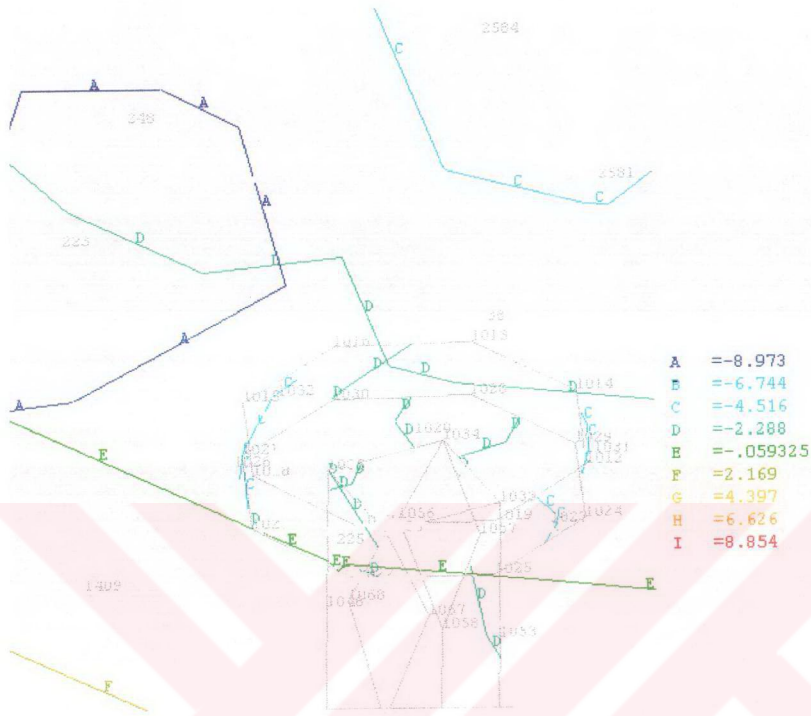
Şekil 4.14 Kiriş boyunca basınç bölgesindeki arayüz kesme kuvvetleri

#### 4.2.4 Model-4

Bu modele etkileyen yük 13500 N. Çelik levha kalınlığı 16 mm, beton kalınlığı 200 mm, beton ve levha genişliği 200 mm ' dir. Studlar aynı ebattadır. Şekil 4.15 a' da betonadaki  $\sigma_x$  değerlerinin bölgesel olarak dağılımı verilmiştir. Şekil 4.15 b' de ise en büyük  $\sigma_x$  gerilmesi ve yeri gösterilmiştir.



Şekil 4.15a Betondaki  $\sigma_x$  gerilmelerinin bölgesel olarak görünümü



**Şekil 4.15b** Betondaki max.  $\sigma_x$  gerilmelerinin vektörel olarak görünümü

En büyük gerilme değeri  $\sigma_{\max} = 8.973 \text{ MPa}$  'dır. A ile gösterilen bölgelerde en büyük gerilmeler oluşmuştur. 223 noktası en fazla  $\sigma_x$  gerilmesi alan noktadır. Aşağıdaki listede betondaki en büyük gerilmeler ve değerleri verilmiştir.

\*\*\*\*\* POST1 NODAL STRESS LISTING \*\*\*\*\*

PowerGraphics Is Currently Enabled

LOAD STEP= 1 SUBSTEP= 1

TIME= 1.0000 LOAD CASE= 0

NODAL RESULTS ARE FOR MATERIAL 2

THE FOLLOWING X,Y,Z VALUES ARE IN GLOBAL COORDINATES

NODE	$\sigma_x$	$\sigma_y$	$\sigma_z$	$\sigma_{xy}$	$\sigma_{yz}$	$\sigma_{xz}$
49	-7.6455	-1.8614	-1.6613	-7.0945	.30699E-02	-.12181E-01
56	6.8602	1.3868	1.4100	-.52363	.58556E-02	-.11970E-01
223	-8.973	-4.1299	-.25440	2.0517	.20336	-.91979E-01
238	-7.3293	-9.9083	-.68663	1.2367	.54295	.17344
245	-8.6664	-6.0061	-.24548	2.0661	-1.5424	.21622
1130	8.6474	.23384	-.29813	-.49870E-01	.24527	.26054E-01
1258	-2.2891	.17793E-01	.90280	-2.5524	-.13578	1.2191
1261	.39115	1.2440	1.6781	-2.5826	-.25545	1.1152
1373	-4.9213	-6.5994	-.97745E-01	-2.4486	2.8706	.41004
2196	-6.1930	-9.6361	-.56756	-2.2825	-3.4463	-.20276E-01
2202	-7.9533	-4.0414	.26746	-6.9522	1.4723	.32190
2213	5.6952	-.42585	-.49520	-1.2493	-.69020	-1.0477

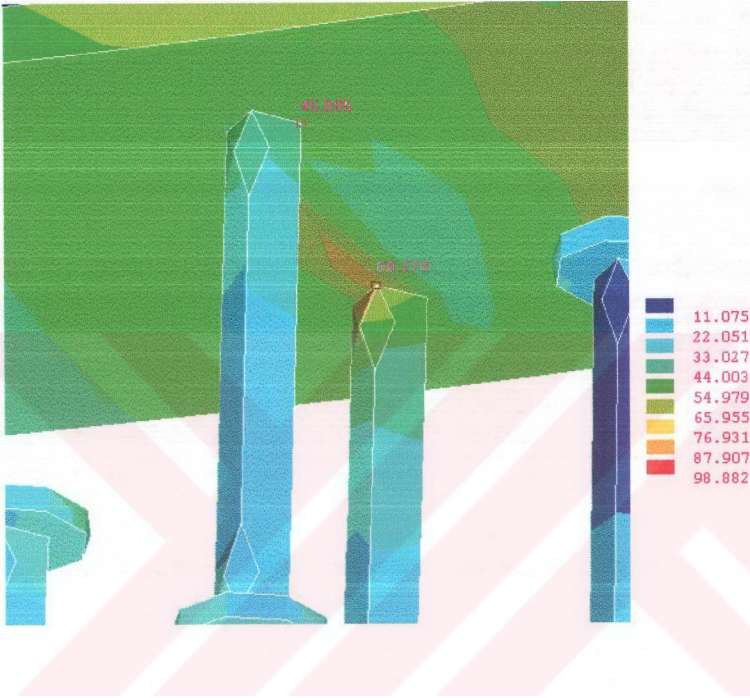
MINIMUM VALUES

NODE	223	238	49	2202	2196	2213
VALUE	-8.973	-9.9083	-1.6613	-6.9522	-3.4463	-1.0477

MAXIMUM VALUES

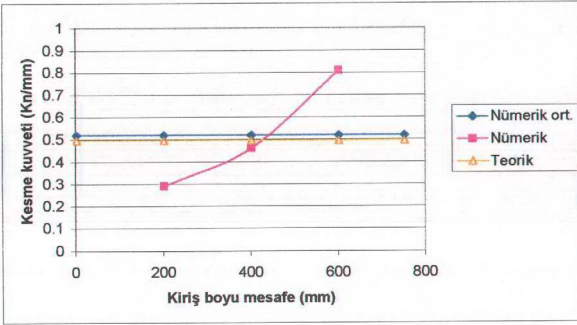
NODE	1130	56	1261	245	1373	1258
VALUE	8.6474	1.3868	1.6781	2.0661	2.8706	1.2191





**Şekil 4.16** Kaynaktaki Von Mises gerilmeleri

Şekil 4.16'dan da görüldüğü gibi studların levhaya kaynaklandığı yerlerdeki en büyük Von Mises gerilmeleri sırasıyla 45.085 MPA ve 60.279 MPA'dır. Aşağıdaki şekilde üst arayüzdeki kesme kuvvetlerinin teorik ve nümerik olarak karşılaştırılması verilmiştir.



**Şekil 4.17** Kiriş boyunca basınç bölgesindeki arayüz kesme kuvvetleri

Aşağıdaki listede kritik noktaların koordinatları verilmiştir.

NODE	X(mm)	Y(mm)	Z(mm)
49	750.00	200.00	-100.00
56	750.00	.00000	-100.00
223	625.00	200.00	-100.00
238	575.00	200.00	-100.00
245	600.00	200.00	-150.00
952	600.00	200.00	-150.00
957	750.00	150.00	-100.00
964	750.00	.69524E-15	-100.00
973	750.00	200.00	-100.00

NODE	X	Y	Z
974	635.86	150.00	-64.142
975	650.00	150.00	-30.000
1004	554.64	139.34	-41.143
1005	545.26	139.36	-41.192
1012	570.00	-78747E-14	-50.000
1016	650.06	118.30	-60.000
1023	645.36	10.655	-41.142
1045	560.00	150.00	-150.00
1048	631.52	146.50	-157.65
1069	549.94	125.30	-140.00
1130	665.36	.39742E-14	-52.813
1258	450.00	150.00	-170.00
1261	435.86	150.00	-164.14
1373	550.00	200.00	-60.000
1398	640.00	17.875	-150.00
1423	645.36	10.655	-141.14
1453	668.48	146.50	-57.654
1778	550.06	175.30	-160.00
1784	550.00	200.00	-140.00

NODE	X	Y	Z
1875	568.48	53.500	-42.346
1927	565.36	200.00	-52.813
1930	565.49	150.00	-147.48
1935	542.84	150.00	-86.180
1952	635.86	150.00	-64.142
2057	630.00	143.00	-50.000
2059	570.00	.46603E-13	-50.000
2196	565.49	200.00	-147.48
2202	542.84	200.00	-86.180
2213	564.14	50.000	-164.14
2216	545.26	139.36	-41.192
2269	554.64	139.34	-141.14
3007	558.33	150.00	.35061E-13
3017	542.84	150.00	-86.180
3021	557.41	150.00	-114.27

## BÖLÜM 5

### 5 SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRMELER

Yapılan bu çalışmada farklı çift cidarlı kompozit kiriş (ÇCK) modellerinde gerilme analizleri yapılmıştır. Modeller ANSYS sonlu eleman programıyla modellenmiş ve çelik ve betondan oluşan iki farklı malzemenin kendi malzeme özellikleri gözönüne alınarak analizler yapılmıştır. ÇCK sistemlerin dizayn esası olan studlardaki öncül göçme kuralına uygun seçilen sistem üzerinde yapılan analizler sonucunda, studların levha plaklara kaynaklandığı bağlantı noktalarındaki kopmaların, kirişin göçmesi yönünde öncül bir neden olduğu görülmüştür. Sonuçta farklı yüklerin etkidiği ÇCK sistemde studların levha plaklara kaynaklandığı bağlantı noktalarındaki emniyet gerilmesinin aşılmaması ve sistemin etkiyen yükü taşıması için gerekli beton derinliği ve levha kalınlıklarının bulunmasına yönelik denklemler elde edilmiştir.

Kirişe iki noktadan simetrik olarak etkiyen statik toplam yük 135 kN olması durumu için, 4 farklı model üzerinde yapılan analiz sonucunda beton, çelik levha ve stud bağlantı noktalarında oluşan maksimum gerilme oranları aşağıdaki tabloda verilmiştir.

	Beton $d_c$ =... mm Çelik $t_s$ =... mm	Beton $\sigma_{max} / \sigma_{em}$	Çelik Levha $\sigma_{max} / \sigma_{em}$	Stud Bağl. $\tau_{max} / \tau_{em}$
Model - 1	150 8	1.032	0.794	1.132
Model - 2	150 16	0.585	0.622	0.747
Model - 3	200 8	0.760	0.693	0.779
Model - 4	200 16	0.359	0.449	0.548

**Tablo 5.1** P = 135 kN'luk yük etkiyen 4 farklı model için beton, çelik levha ve bağlantıda oluşan maksimum gerilme oranları.

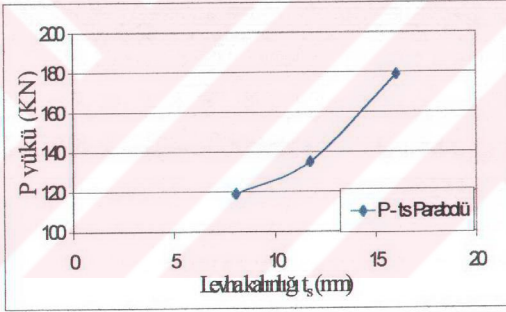


Yukardaki 4 modele ait analiz sonuçlarında görülmüştür ki, beton derinliği aynı tutulup, levha kalınlığı %100 arttırıldığında betondaki  $\sigma_{\max}$  gerilmesi %43.3 azalmakta, çelikteki  $\sigma_{\max}$  gerilmesi %21.7,  $\tau_{\max}$  gerilmesi ise %34.0 oranında azalmaktadır. Ara yüz kesme kuvvetleri ise %12 oranında artmaktadır.

Levha kalınlığı aynı tutulup, beton kalınlığı %33 arttırıldığında betondaki  $\sigma_{\max}$  gerilmesi %26.4 azalmakta çelik levhadaki  $\sigma_{\max}$  gerilmesi %12.7 azalmakta,  $\tau_{\max}$  gerilmesi ise %31.2 azalmaktadır. Arayüz kesme kuvvetleri ise %41.4 azalmaktadır

Levha kalınlığı %100, beton kalınlığı %33 arttırıldığında betondaki  $\sigma_{\max}$  gerilmesi %65.2 azalmakta, çelik levhadaki  $\sigma_{\max}$  gerilmesi %43.4 azalmakta,  $\tau_{\max}$  gerilmesi ise %51.6 azalmaktadır. Arayüz kesme kuvvetleri ise %18 azalmaktadır.

Ayrıca studların dizaynı, ÇCK sistemlerin dizayn esası olması nedeni ile studlarda öncül göçme başlaması durumunda yük ile beton derinliği ve yine yük ile çelik levha kalınlıkları arasındaki bağıntıların parabolik olduğu aşağıdaki şekillerde gösterilmiştir.



Şekil 5.1  $d_c=150$  mm için yük-levha kalınlığı eğrisi

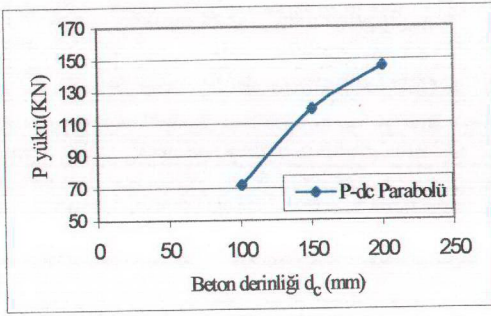
Yukarda görüldüğü gibi beton derinliği  $d_c=150$  mm için yük-levha kalınlığı arasındaki bağıntı;

$$P = 0.74 t_s^2 - 10.22 t_s + 153.53$$

P = Etkiyen yük

$t_s$  = Levha kalınlığı

olarak bulunmuştur.



**Şekil 5.2**  $t_s = 8$  mm için yük-beton derinliği eğrisi

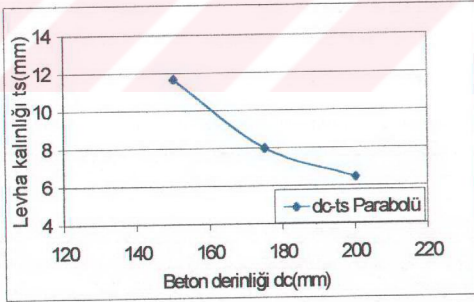
Yukarıda görüldüğü gibi çelik levha kalınlığı  $t_s = 8$  mm için yük-beton derinliği arasındaki bağıntı;

$$P = -0.004 d_c^2 + 1.94 d_c - 82$$

P = Etkiyen kuvvet

$d_c$  = Beton derinliği

olarak bulunmuştur.



**Şekil 5.3**  $P=135$  KN için levha kalınlığı-beton derinliği eğrisi

Yukarıda görüldüğü gibi  $P=135$  KN için levha kalınlığı-beton derinliği arasındaki bağıntı;

$$t_s = 0.0017 d_c^2 - 0.7014 d_c + 78.462$$

$t_s$ =levha kalınlığı

$d_c$ =beton derinliği

olarak bulunmuştur.

Bu sonuçlar ve elde edilen denklemler tam etkileşim teorisine göre bulunmuş olup, ilerde yapılabilecek olan, ara yüzlerdeki kaymayı dikkate alan kısmi etkileşim ve yorulma teorilerine dayalı, deneysel sonuçlara daha yakın, nümerik analiz çalışmalarına bir ön çalışma olmuştur.



## KAYNAKLAR

1. Tomlinson M, Chapman M, Wright H D, Tomlinson A. and Jefferson A. Shelcomposite construction for shallow draft immersed tube tunnels, ICE International Conference on Immersed Tube Tunnel Techniques, Manchester, UK, 1989, pp 209-220.
2. Oduyemi T O S and Wright H D. An experimental investigation into the behaviour of double skin sandwich beams, J. Construct. Steel Research, 14, 1989, pp 197-220.
3. Wright H D, Oduyemi T O S and Evans H R. The experimental behaviour of double skin composite elements, J. Construction Steel Research, 19, 1991, pp 97-110.
4. Wright H D, Oduyemi T O S and Evans H R. The design of double skin composite elements, J. Construction Steel Research, 19, 1991, pp 111-132.
5. Wright H D and Oduyemi T O S. Partial interaction analysis of double skin composite beams, J. Construction Steel Research, 19, 1991, pp 253-283.
6. Wright H D, Oduyemi T O S and Narayanan R. Double skin composite compression elements, Proceeding of the International Conference on Steel and Aluminium Structures, Singapore, 22-24 May 1991, pp 179-188.
7. Narayanan R, Wright H D, Francis R W and Evans H R. Double-skin composite construction for submerged tube tunnels, Steel Construction Today, 1, 1987, pp 185-189.
8. Narayanan R, Wright H D, Evans H R and Francis R W. Load tests on double skin composite girders, Proceedings of the Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete, American Society of Civil Engineers, New York, 1988, pp 498-510.
9. Narayanan R, Lee I L, Roberts T M, Evans H R, Edwards D N and Helou A J. Studies on steel-concrete-steel sandwich construction for submerge tube tunnels, "Options for Tunnelling" Conference 1993, International Congress, Amsterdam, April 1993, pp 193-202.
10. Narayanan R and Roberts T M. Double skin composite construction for submerge tube tunnels, Composite Construction in Steel and Concrete II, ASCE, New York, 1993, pp 351-365.

11. Narayanan R, Roberts T M and Naji F J. Design guide for steel-concrete-steel sandwich construction: Vol 1: General principals and rules for basic elements. The Steel Construction Institute, Ascot, UK, 1994.
12. Narayanan R, Bowerman H G, Naji F J, Roberts T M and Helou A J. Application Guide-lines for Steel-Concrete-Steel Sandwich Construction, 1: Immersed Tube Tunnels, Technical Report, SCI Publication 132, 1996.
13. Edwards D N. Experimental and theoretical studies of double skin composite construction for immersed tube tunnels, PhD Thesis, University of Wales College of Cardiff, 1990, pp 27-139.
14. Doğan O. Fatigue of welded stud shear connectors in double skin composite construction, Phd Thesis, University of Wales College of Cardiff, 1997, pp 0-57
15. Ersoy U. Reinforced Concrete, Middle East Technical University, Ankara, 1994.
16. Swamy R N. New Reinforced Concrete, Concrete Technology and Design, Vol. 2, Surrey University Press, 1984.
17. Hannant D J. Fibre Cements and Fibre Concretes, John Wiley & Sons, Chichester, New York, Brisbane, Toronto, 1978.
18. Reibaldi G G. Dimensional stability of CFRP for space structures. Composite Design for Space Applications Workshop, ESTEC Noordwijk, 1985.
19. Caughey R A and Scott W B. A particular method to design of I-Beams hunched in concrete, *Engng.*, 7, No. 8, 1929, pp 275-93.
20. Knowles P R. Composite Steel and Concrete Construction, Butterworths, London, 1973.
21. Johnson R P. Composite Structures of Steel and Concrete, Vol. 1. Beams, Columns, Frames and Applications in Building, Crosby Lockwood Staples, 1975.
22. Yam L C P. Design of Composite Steel-Concrete Structures, Surrey University, 1981.
23. Mainstone R J and Menzies J B. Shear connectors in Steel-Concrete Composite Beams for Bridges. Part 1: Static and Fatigue Tests on Push-Out Specimens, Part 2. Fatigue tests on beams. *Concrete*. (In press.)
24. Siess C P, Viest I M and Newmark N M. Studies of Slab Beam Highway Bridges, Part 3: Small scale test of shear connectors and composite T-beams. Univ. of Illinois, *Eng. Exp. Sta. Bull.* 396, 1952.
25. British Standards Institution. The Structural use Concrete, Part 1 1985: BS 8110.

26. BS 5400: Steel concrete and composite bridges: Part 10: Code of Practice for Fatigue, British Standard Institution, 1980.
  27. BS 5950 Part .1, The Structural use of Steelwork in Building, Design in Composite Construction, Code of Practice for Design of Composite Beams. British Standards Institution. London, 1990.
  28. BS 5400: Steel concrete and composite bridges: Part 5: Design of composite bridges. British Standard Institution, 1979.
  29. Desai,C.S. and J.F.Abel. : Introduction to the Finite Element Method. Van Nostrand Riehold Co. New York, 1972
  30. Gallagher, Richard H.: Finite Element Analysis Fundamentals. Prentice- Hall (1975)
  31. Huebner, Kenneth H.: The Finite Element Method for Engineers. Wiley- Interscience, John Wiley H.Sons (1975)
- 