

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BETONARME ÇERÇEVE SİSTEMLERİN
LİNEER OLMAYAN HESABI VE
DOLGU DUVARLARIN MODELLENMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Onur ÖKTEM**

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

HAZİRAN 2003

**BETONARME ÇERÇEVE SİSTEMLERİN
LİNEER OLMAYAN HESABI VE
DOLGU DUVARLARIN MODELLENMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Onur ÖKTEM
501011126**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 5 Mayıs 2003
Tezin Savunulduğu Tarih : 30 Mayıs 2003**

**Tez Danışmanı : Prof.Dr. Sumru PALA
Diğer Jüri Üyeleri Yar.Doç.Dr. Alper İLKİ (İ.T.Ü.)
Prof.Dr. Tuncer ÇELİK (İ.Ü.)**

HAZİRAN 2003

ÖNSÖZ

Bu çalışmada betonarme çerçeve sistemlerin lineer olmayan davranışları ve dolgu duvarların yapı davranışına etkisi incelenmiştir.

Tez çalışmam süresince bilgi ve düşüncelerinden yararlandığım değerli hocam Prof. Dr. Sumru PALA'ya ve benden yardımlarını eksik etmeyen Yar. Doç. Dr. Alper İLKİ'ye ve Yar. Doç. Dr. Ercan YÜKSEL'e teşekkürlerimi sunarım.

Onur ÖKTEM

MAYIS 2003

İÇİNDEKİLER

ŞEKİL LİSTESİ	v
SEMBOL LİSTESİ	vii
ÖZET	ix
SUMMARY	x
BÖLÜM 1 GİRİŞ	1
1.1 Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımında Sınır Durumlar	1
1.2 Depreme Dayanıklı Yapılarda Aranan Özellikler	2
1.3 Yapı Sistemlerinin Hesap Esasları	4
1.4 Yapı Sistemlerinin Dış Yükler Altındaki Lineer Olmayan Davranışı	5
1.5 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı	7
BÖLÜM 2 BETONARME ÇUBUKLARDA LİNEER OLMAYAN DAVRANIŞIN İNCELENMESİ	9
2.1 Düzlem Çubuklarda İç Kuvvet-Şekildeğiştirme İlişkisi	9
2.2 Temel Varsayımlar	10
2.3 Betonarme Kesitlerde Akma Koşulları	12
2.3.1 Bileşik eğilme Etkisi Altındaki Betonarme Çubuklar	13
2.4 Betonarme Kesitlerde Moment-Eğrilik Bağlantısı	14
2.5 Kuramsal Moment-Eğrilik İlişkisinin Hesaplanması	16
2.6 Betonarme Kesitlerde Moment Eğrilik İlişkisinin Elde Edilmesi için bir Bilgisayar Programı	19
2.6.1 Programın Amacı ve Kapsamı	19
2.6.2 Beton Modeli	19
2.6.3 Çelik Modeli	22
2.7 Betonarme Kesitlerde Lineer Olmayan Davranışın İdealleştirilmesi	24
2.7.1 Moment-Eğrilik İlişkisinin İdealleştirilmesi	24
2.7.2 Normal Kuvvet-Eğilme Momenti Etkileşimlerinin İdealleştirilmesi	26
BÖLÜM 3 DOLGU DUVARLARIN İDEALLEŞTİRİLMESİ	28
3.1 Dolgu Duvarların Yapı Davranışına Etkisi	28
3.2 Dolgu Duvarların Göçme Şekilleri	29
3.3 Dolgu Duvar Modelleri	31
3.3.1 Eşdeğer Sanal Çubuk Modeli	32
3.4 Dolgu Duvar Parametreleri	33

BÖLÜM 4	LİNEER OLMAYAN STATİK ANALİZ	43
4.1	Giriş	43
4.2	Malzeme Özellikleri Bakımından Lineer Olmayan Sistemler	43
4.3	Sayısal Çözümleme	47
4.3.1	Plastik Mafsal Şekildeğiştirme Sınır Durumları	48
4.3.2	Plastik Mafsal Türleri	49
4.3.3	Hesapta İzlenen Yol	51
BÖLÜM 5	BETONARME ÇERÇEVE SİSTEMLER ÜZERİNE LİNEER OLMAYAN ÇÖZÜMLEMELER VE KARŞILAŞTIRMALAR	53
5.1	Tek Katlı Tek Açıklıklı Çerçeve	53
5.1.1	Çıplak Çerçeve	54
5.1.2	Dolgu Duvarlı Çerçeve	58
5.1.3	Sonuçların Karşılaştırılması	61
5.2	İki Katlı Tek Açıklıklı Çerçeve	62
5.2.1	Çıplak Çerçeve	62
5.2.2	Dolgu Duvarlı Çerçeve	67
5.2.3	Sonuçların Karşılaştırılması	69
5.3	İki Katlı İki Açıklıklı Çerçeve	71
5.3.1	Çıplak Çerçeve	71
5.3.2	Dolgu Duvarlı Çerçeve	73
5.3.3	Sonuçların Karşılaştırılması	74
	SONUÇLAR	78
	KAYNAKLAR	81
	ÖZGEÇMİŞ	84

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1.1 : Yük-Yerdeğiştirme İlişkisi	3
Şekil 1.2 : Yük Parametresi – Yerdeğiştirme Bağıntısı	6
Şekil 2.1 : Kesit Tesiri ve Şekildeğiştirmeler	9
Şekil 2.2 : Beton Basınç Lifi Gerilme-Şekildeğiştirme Bağıntısı	11
Şekil 2.3 : Beton Çeliği Gerilme-Şekildeğiştirme Bağıntısı	12
Şekil 2.4 : Bileşik Eğilme Durumu İçin Akma Eğrisi	14
Şekil 2.5 : Eğilme Etkisindeki Kesit Şekildeğiştirmeleri	15
Şekil 2.6 : Lineer ve Lineer Olmayan Şekildeğiştirmeler	16
Şekil 2.7 : Betonarme Kesitlerde Moment-Eğrilik Bağıntısı	17
Şekil 2.8 : BAKE Programı Genel Akış Şeması	20
Şekil 2.9 : Monoton Yükleme Durumu İçin Beton Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi	21
Şekil 2.10 : Monoton Artan Yükleme Durumu için Cer1-kl Kesitin Dış Lifi Beton Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi.	22
Şekil 2.11 : Monoton Artan Yükleme Durumu Altında Çelik Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi	23
Şekil 2.12 : Monoton Artan Yükleme Durumu için Cer1-kl Kesitin Çekme Donatısı Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi	24
Şekil 2.13 : İdealleştirilmiş Moment-Eğrilik Bağıntıları	25
Şekil 2.14 : Monoton Artan Yükleme Durumu için Cer1-kl Kesitin Moment-Eğrilik İlişkisi ve İdealleştirilmesi	26
Şekil 2.15 : Cer1-kl Kesitin İdealleştirilmiş Normal Kuvvet-Eğilme Momenti Karşılıklı Etki Diyagramı	26
Şekil 3.1 : Dolgu Duvarların Göçme Şekilleri	30
Şekil 3.2 : Yatay Yük Etkisi Altında Dolgu Duvarda Oluşan Basınç Bölgesi	33
Şekil 3.3 : Dolgu Duvarı Temsil Eden Eşdeğer Sanal Çubuk	33
Şekil 3.4 : Prizma Testi Dolgu Duvar Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi	36
Şekil 3.5 : Eşdeğer Sanal Çubuk Yük-Şekildeğiştirme İlişkisi için Klingner-Bertero Modeli.	39
Şekil 3.6 : Eşdeğer Sanal Çubuk İdealleştirilmiş Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi	40
Şekil 3.7 : Eşdeğer Sanal Çubuk Kuvvet - Şekildeğiştirme İlişkisi	41
Şekil 4.1 : Plastik Mafsalın Oluşumu	45
Şekil 4.2 : Plastik Mafsal Kuvvet-Şekildeğiştirme İlişkisi	48
Şekil 4.3 : M3 Mafsalı Moment-Dönme İlişkisi	50
Şekil 4.4 : P Mafsalı Normal Kuvvet-Şekildeğiştirme İlişkisi	51
Şekil 5.1 : Çerçeve Geometrisi	54
Şekil 5.2 : Çerçeve Kesit Detayları	55
Şekil 5.3 : Sisteme Etkiyen Düşey ve Yatay Yükler	55

Şekil 5.4	: Sistemde plastik mafsalların oluşması beklenen potansiyel yerler	56
Şekil 5.5	: Kiriş Mafsalları için Moment-Eğrilik Bağlıntıları	56
Şekil 5.6	: Kolon Mafsalları için Karşılıklı Etki Diyagramları	57
Şekil 5.7	: Kuramsal Yük Parametresi-Yerdeğiştirme İlişkisi	58
Şekil 5.8	: Çerçeve Geometrisi	58
Şekil 5.9	: Dolgu Duvarlı Çerçeve Mekanik Modeli	59
Şekil 5.10	: Eşdeğer Sanal Çubuk Basınç Kuvveti – Şekildeğiştirme İlişkisi	60
Şekil 5.11	: Kuramsal Yük Parametresi-Yerdeğiştirme İlişkisi	61
Şekil 5.12	: Deneysel ve Kuramsal Yük Parametresi-Yerdeğiştirme İlişkileri (Çıplak Çerçeve)	61
Şekil 5.13	: Çıplak ve Dolgu Duvarlı Çerçeve Yük Parametresi-Yerdeğiştirme İlişkileri	62
Şekil 5.14	: Çerçeve Geometrisi	64
Şekil 5.15	: Çerçeve Kolon ve Kiriş Kesit Detayları	64
Şekil 5.16	: Sisteme Etkiyen Düşey ve Yatay Yükler	65
Şekil 5.17	: Sistemde plastik mafsalların oluşması beklenen potansiyel yerler	65
Şekil 5.18	: Kiriş Mafsalları için Moment-Eğrilik Bağlıntıları	66
Şekil 5.19	: Kuramsal Yük Parametresi-Yerdeğiştirme İlişkisi	67
Şekil 5.20	: Çerçeve Geometrisi	67
Şekil 5.21	: Dolgu Duvarlı Çerçeve Mekanik Modeli	68
Şekil 5.22	: Eşdeğer Sanal Çubuklar Basınç Kuvveti – Şekildeğiştirme İlişkisi	69
Şekil 5.23	: Dolgu Duvarlı Çerçeve için Yük Parametresi – Yerdeğiştirme İlişkisi	69
Şekil 5.24	: Kuramsal ve Deneysel Yük Parametresi-Yerdeğiştirme İlişkisi (Çıplak Çerçeve)	70
Şekil 5.25	: Çıplak ve Dolgu Duvarlı Çerçeve Yük Parametresi-Yerdeğiştirme İlişkileri	70
Şekil 5.26	: Çerçeve Geometrisi ve Sisteme Etkiyen Dış Yükler	72
Şekil 5.27	: Kolon Kesiti Karşılıklı Etki Diyagramı	72
Şekil 5.28	: Kuramsal Yük Parametresi-Yerdeğiştirme İlişkileri	73
Şekil 5.29	: Kuramsal Yük Parametresi-Yerdeğiştirme İlişkileri	74
Şekil 5.30	: Çıplak ve Dolgu Duvarlı Çerçeve Yük Parametresi-Yerdeğiştirme İlişkileri	74
Şekil 5.31	: Çıplak ve Dolgu Duvarlı Çerçeve Yük Parametresi-Yerdeğiştirme İlişkileri (Sol 2 Bölmenin Dolu Olması Durumu)	75
Şekil 5.32	: Çıplak ve Dolgu Duvarlı Çerçeve Yük Parametresi-Yerdeğiştirme İlişkileri (Sağ2 Bölmenin Dolu Olması Durumu)	76
Şekil 5.33	: Çıplak ve Dolgu Duvarlı Çerçeve Yük Parametresi-Yerdeğiştirme İlişkileri (Üst 2 Bölmenin Dolu Olması Durumu)	76
Şekil 5.34	: Çıplak ve Dolgu Duvarlı Çerçeve Yük Parametresi-Yerdeğiştirme İlişkileri (Alt 2 Bölmenin Dolu Olması Durumu)	77

SEMBOL LİSTESİ

l	:Yapı elemanı boyu, uzunluk
h	: Kesit yüksekliği
d	: Faydalı kesit yüksekliği
A_c	: Beton enkesit alanı
A_s	: Kesitteki toplam donatı alanı
ε	: Şekildeğiştirme
σ	: Gerilme
d_b	: Boyuna donatı çapı
f_{ck}	: Betonun karakteristik basınç dayanımı
f_c	: Beton gerilmesi
f_{co}	: Sarılmamış beton basınç dayanımı
f'_c	: Sarılmamış beton silindir basınç dayanımı
f'_{cc}	: Sarılmış beton basınç dayanımı
f_s	: Beton çeliği gerilmesi
f_y, f_{yk}	: Çelik akma dayanımı
ε_c	: Beton şekildeğiştirmesi
ε_{cc}	: f'_{cc} dayanımına karşı gelen şekildeğiştirme
ε_{co}	: f_{co} dayanımına karşı gelen şekildeğiştirme
ε_{cu}	: Beton en büyük birim kısalması
ε_s	: Çelik şekildeğiştirmesi
ε_{sy}	: Akma durumuna karşılık gelen çelik birim uzaması
ε_{su}	: Kopma durumuna karşılık gelen çelik birim uzama değeri
E_s, E_0	: Beton çeliği elastisite modülü
E_1	: Beton çeliği pekleşme modülü
M_x	: Eğilme momenti
N_y	: Kesitte plastik şekildeğiştirmelerin başladığı normal kuvvet
N	: Eksenel kuvvet
M_y	: Kesitte plastik şekildeğiştirmelerin başladığı moment, eğilme momenti
M_u	: Kesit taşıma gücü momenti
χ	: Kesit eğriliği
χ_y	: Donatıda akmanın başladığı andaki kesit eğrilik
χ_u	: Kesitin taşıma gücüne ulaştığı eğrilik
χ_p	: Kesitte eğrilik bakımından plastik şekildeğiştirme
P_{L1}	: Birinci mertebe limit yük parametresi
P_{L2}	: İkinci mertebe limit yük parametresi
P_{G1}	: Birinci mertebe göçme yükü parametresi
P_{G2}	: İkinci mertebe göçme yükü parametresi
Δ_u	: Sistemdeki göçme anındaki yerdeğiştirme miktarı, eşdeğer sanal çubuk en büyük kısalma değeri
Δ_y	: Sistemdeki lineer yerdeğiştirme miktarı, çubuk eleman için elastik şekildeğiştirme sınırı

Δ, δ	: Yerdeğiştirme
μ	: Sistem süneklik oranı
h'	: Dolgu duvar yüksekliği
l'	: Dolgu duvar genişliği
d, L	: Eşdeğer sanal çubuk uzunluğu
t	: Eşdeğer sanal çubuk kalınlığı, Duvar kalınlığı
F, A	: Eşdeğer sanal çubuk alanı, Alan
w	: Eşdeğer sanal çubuk genişliği
E_m	: Eşdeğer sanal çubuk elastisite modülü, Dolgu duvar elastisite modülü
E_p	: Dolgu duvar basınç dayanımı-şekildeğiştirme durumuna karşı gelen elastisite modülü
E_c	: Kolon elastisite modülü
I_c	: Kolon atalet momenti
h	: Kolonun yüksekliği
θ	: Eşdeğer sanal çubuğun yatayla yaptığı açı
f'_m	: Dolgu duvar prizma basınç dayanımı
ε'_m	: Dolgu duvar basınç dayanımına karşı gelen şekildeğiştirme
$\sigma_{0.33}$	: Dolgu duvar prizma basınç dayanımının %33 üne karşı gelen gerilme
$\sigma_{0.05}$	: Dolgu duvar prizma basınç dayanımının %5 ine karşı gelen gerilme
$\varepsilon_{0.33}$	: $\sigma_{0.33}$ gerilmesine karşı gelen şekildeğiştirme
$\varepsilon_{0.05}$	: $\sigma_{0.05}$ gerilmesine karşı gelen şekildeğiştirme
R	: Eşdeğer sanal çubuk taşıma kapasitesi
R_s	: Dolgu duvarın kayma kırılması durumu için eşdeğer sanal çubuğun basınç yükü taşıma kapasitesi
R_{cd}	: Dolgu duvarın basınç kırılması göçme durumu için eşdeğer sanal çubuk basınç yükü taşıma kapasitesi
τ_o	: Kayma sürtünme gerilmesi
z	: Dolgu duvarın yatayda çerçeveye temas ettiği mesafe , Plastik mafsalsal bölgesinin moment sıfır noktasına olan uzaklık
γ	: Dayanım azaltma katsayısı
l_p	: Plastik mafsalsal genişliği
θ_p	: Plastik mafsalsal dönme kapasitesi
θ_y	: Çubuk elemanda elastik dönme miktarı
θ_u	: Çubuk elemanda elastik ve plastik dönmelerin toplamı

ÖZET

Yüksek lisans tezi olarak sunulan bu çalışmada, betonarme çerçeve sistemlerin dış yükler altındaki yük parametresi – yerdeğiştirme ilişkileri elde edilerek lineer olmayan davranışlarının incelenmesi ve yapılardaki mevcut dolgu duvarların yapı davranışına sistem rijitliği, dayanımı ve sünekliği gibi kavramlar bakımından etkisinin araştırılması amaçlanmıştır.

İncelenen betonarme düzlem çerçeve sistemlerin bir kısmı için deneysel çalışmalar yapılmış olması kuramsal sonuçlarla deneysel sonuçların karşılaştırılmasına ve kuramsal çözümlerin gerçek davranışa ne kadar yakın olduğunun öğrenilmesine olanak sağlamıştır.

Birinci bölümde, yapı sistemlerinin hesap esasları ve dış yükler altındaki lineer olmayan davranışları anlatılmış ve çalışmanın amacı ve kapsamı hakkında bilgi verilmiştir.

İkinci bölümde betonarme çubukların lineer olmayan davranışı incelenmiştir. Betonarme çubuklar için iç kuvvet – şekildeğiştirme bağıntıları hakkında bilgi verilmiştir. Yapı malzemelerinin şekildeğiştirme özellikleri için yapılan varsayımlar, kullanılan malzeme modelleri verilmiştir. Kesitlerde moment – eğrilik bağıntılarının, karşılıklı etki diyagramlarının elde edilmesi ve bu bağıntıların nasıl idealleştirildiği anlatılmıştır.

Üçüncü bölümde dolgu duvarların yapı davranışına etkisi, göçme şekilleri ve yapı çözümlemesinde modellenmesi hakkında bilgi verilmiştir. Dolgu duvarların eşdeğer sanal çubuk modeliyle yapı sisteminde temsil edilmesi anlatılmıştır. Bu modelin uygulanabilmesi için çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen bağıntılara yer verilmiş ve bu çalışmada dolgu duvarların modellenmesi için kullanılan eşdeğer sanal çubuk parametreleri açıklanmıştır.

Dördüncü bölümde yapı sistemlerinin malzeme özellikleri bakımından lineer olmayan davranışlarının incelenmesi için kullanılan plastik mafsallı teorisi hakkında bilgi verilmiştir. Lineer olmayan statik çözümlemede kullanılan plastik mafsallı türleri ve şekildeğiştirme sınır durumları açıklanmış, çözümlemede kullanılan program için hesapta izlenen yol anlatılmıştır.

Beşinci bölüm sayısal incelemelere ayrılmıştır. Ele alınan betonarme düzlem çerçeveler için lineer olmayan statik çözümlemeyle yatay yük parametresi-yerdeğiştirme ilişkileri elde edilmiştir. Aynı çerçeveler, yapı sisteminde dolgu duvarlar da yer alacak şekilde modellenmiştir. Çıplak çerçeveler için elde edilen sonuçlar dolgu duvarlı örneklerde elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır, dolgu duvarların sistem davranışına etkisi irdelenmiştir. Ayrıca elde edilen kuramsal sonuçlar tekrarlı yatay yükler altında deneysel olarak test edilmiş çerçeve sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır.

SUMMARY

Structures should be adequate enough to provide the required performance criteria in terms of concepts such as stiffness, strength and ductility. These factors should be taken into consideration in the design phase in addition to the fact that an economical design should be achieved. It's possible to make more reliable and realistic design by examining the structure behaviour under external loads till the collapse mechanism occurs. Collapse mechanisms in structures occur by buckling of the system by the second order effects or by reaching the load capacity in the system sections. Frame sections usually reach their ultimate load with deformations exceeding linear – elastic limits, hence structure behaviour in collapse mechanism can be studied more realistically by using non-linear theory.

In this study titled as “ Non-Linear Analysis of Reinforced Concrete Frame Systems and Modelling of Masonry Infill Walls ”, non-linear behaviour of structures in case of material properties is examined. Non-linear static procedure (Pushover Analysis) is applied in the analysis of reinforced concrete frame systems.

Non-linear analysis of the reinforced concrete frame systems consists of two main parts including the bare frame system analysis and following this, the masonry infilled frame system analysis. The infill influence on the behaviour of the system subjected to external loads is examined and load parameter (base shear)-top displacement relations obtained from the bare frame and masonry infilled frame results were compared.

Being tested of the analysed concrete frame systems experimentally under monotonously increasing lateral forces, provided the comparison of the theoretical results by experimental results and investigations of the how realistic the theoretical results are.

The system followed in the study is given below:

- a) Concrete and reinforcing steel properties were assumed such as
 - Concrete compression strength and strain corresponding to this stress.
 - Reinforcement bars yielding strength and strain.
 - Reinforcement bars tensile strength and strain.
- b) The internal force-deformation relationships for reinforced concrete frame elements were evaluated.
- c) For representing the infill wall effects in the frame system equivalent strut model was formed and parameters necessary for the model were evaluated.

- d) Frame systems were analysed by non-linear static procedure and lateral load parameter – top displacement relations were obtained.
- e) Theoretical results were compared with the results obtained from experimental studies.
- f) Theoretical results relating to bare frame and masonry infilled frame systems were compared and the results were interpreted.

The second chapter covers the detailed investigation of non-linear behaviour of reinforced concrete members. Basic assumptions made for reinforced concrete are given below:

- Plane sections remain plane after bending
- Full bond exists between concrete and reinforcing steel
- Tensile strength of concrete is negligible

Moment-curvature relationships and yielding surfaces of reinforced concrete sections were obtained by a computer program. Confinement in concrete is taken into consideration in the concrete model, thus concrete allowable strain value can take higher values than 0,003. The amount, shape, strength, interval of transverse bars determine the confinement quantity in the section. The related confined concrete strength is also increased. In the steel material model there is a linear relation between stress and strain values till yielding strength is reached. After yielding of the reinforcement bar, hardening of the steel is considered in the model by a second line.

The moment – curvature relations were idealized by three linear equation. First part is up to cracking. Then there is a decrease in the section rigidity. Second part ends with the forming of plastic deformations in the sections. At that time the section carries the yielding moment. Usually this limit state is reached by yielding of the tensile reinforcement. At the end of the last part, section reaches the ultimate strength. Axial force-bending moment interaction diagrams were also idealized by lines connecting the points that are located on the diagram.

The bare frames in the structures are filled with brick masonry walls for architectural and functional requirements. Since they are normally considered as architectural elements, their influence is usually ignored in the structural analysis phase. In fact, when the structure is subjected to earthquake loads that interact with the surrounding frame. This interaction has an effect on the system behaviour. Such an interaction may or may not be beneficial for the system behaviour.

Infilled walls affect the structure behaviour in terms of system stiffness, strength and ductility. It's known that infill walls are brittle elements so that they decrease the system ductility till the peak load. They can carry compression forces and increase the lateral load carrying capacity of the system and also increase the initial stiffness of the system.

Behaviour of infilled frame systems have been searched by many researchers. Different approaches by the information gained from experimentally studies and the real earthquake effects on structures were presented. Infill wall properties are based on different properties such as frame element stiffness, length, thickness of the wall, brick masonry and mortar type, their compression strength, etc. Because of the complexity of the problem, the effect of masonry infill walls is often neglected in the design of structures except considering their weight in calculating the estimated earthquake force.

Different failure modes for the masonry-infilled frames were defined. These are :

- 1) The corner crushing mode represents crushing of the infill at least around one of its loaded corners.
- 2) The sliding shear failure represents horizontal sliding of the masonry infill by exceeding the shear stress that the infill can resist.
- 3) The diagonal compression mode represents the diagonal crushing of the infill within its central region.
- 4) The diagonal cracking mode is forming of the cracks in the infill in the diagonal direction connecting two loaded corners. Sometimes it is not a failure mode because the infill can still carry loads after cracking.
- 5) In the frame failure mode, the damage is formed in the frame members before the infill fails. This situation occurs in the frames with weak members and strong infill elements.

As the lateral forces increase acting on an infilled frame system, separation between frame and the infill wall occurs on the tension diagonal and a diagonal compression zone is formed that carries load. In designing phase the compression zone is defined by a equivalent strut, as shown in Figure 1.

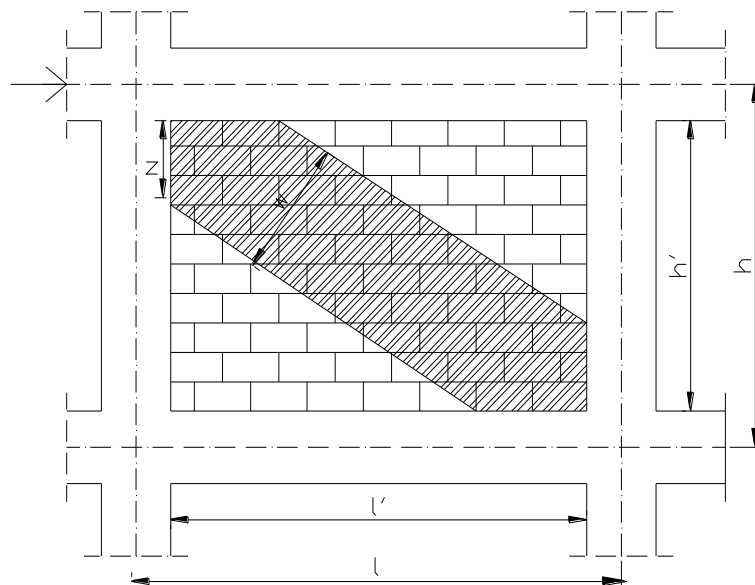


Figure1 Forming of Compression Zone in Infill Frame

The infill thickness (t) is considered as to be the thickness of equivalent strut. The effective width of the equivalent strut (w) is a parametric value and several equations were given for this value. Previous studies indicate that this value depends on relative stiffness of boundary frame and infill, modulus of elasticity of the infill, ratio of infill height to length and thickness of the infill. The modulus of elasticity of the infill can be obtained by the parametric equations depending on the properties of brick members and mortar such as brick compression strength, mortar compression strength, etc. More sufficient way to obtain the modulus of elasticity of the infill is testing the masonry prisms experimentally and evaluating the stress – strain relationships. Load carrying capacity of infill wall is defined by some researchers. For non-linear analysis the internal force-deformation relationship should also be defined for the equivalent strut. The main idea is that the equivalent strut loses its strength after reaching the ultimate load because brick masonry is a brittle material. The only internal force that the strut carries is the axial force in compression. Tensile strength of the equivalent strut is negligible. Force – deformation relationship used for defining the equivalent strut properties is given in Figure 2.

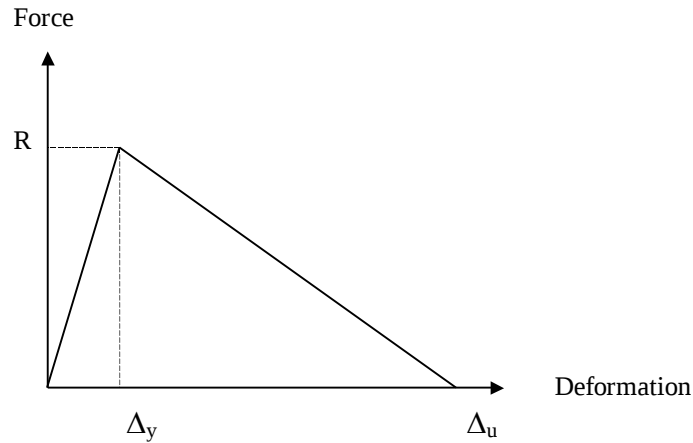


Figure 2 Equivalent Strut Force – Deformation Relationship

- R : Ultimate axial load capacity of the strut (kN)
- Δ_y : Axial deformation of the strut corresponding to ultimate load (m)
- Δ_u : Final axial deformation of the strut (m)

As seen in the figure there is a linear increase in the strut axial load capacity till the ultimate capacity is reached, then the capacity starts to decrease. In this study, ultimate strain of the equivalent strut was taken as 0.01 and Δ_u value was obtained multiplying this strain value by the strut length.

In the analysis phase, a nonlinear static procedure (pushover analysis) based on the plastic hinge hypothesis is applied. Frame systems are analysed under constant vertical loads and monotonous increased lateral forces. Deformation controlled

analysis was used and the system was subjected to monotonous increased lateral forces until it collapses.

Plastic hinge locations were determined on the geometric model and hinge properties were defined. Three kinds of plastic hinge properties were used in the analysis. P hinges were used to determine load-deformation relations for equivalent struts, M3 hinges were used to determine moment – rotation relations for beam and column sections and PMM hinges were used to determine axial force- bending moment interaction surfaces for column sections.

The steps given below were followed throughout the non-linear static analysis procedure.

- Formation of the system geometry.
- Assignment of frame sections.
- Definition of plastic hinge properties.
- Assignment of plastic hinges to the locations on the frame members.
- Definition of the load patterns.
- Definition of pushover cases.
- Solution.

At the end of the analysis, the lateral load parameter – displacement values are obtained for several steps formed by the program and a diagram is given. Plastic hinge locations, their deformation cases, internal forces of the system members can also be obtained for each step.

1. GİRİŞ

1.1 DEPREME DAYANIKLI YAPI TASARIMINDA SINIR DURUMLAR

Yapı sistemlerinin deprem etkisindeki davranışlarının belirlenmesinde iki önemli kavram söz konusudur. Bunlardan birincisi depremden sonra yapıda istenen hasar düzeyi ve can güvenliği seviyesidir. Diğeri ise istenilen bu hasar düzeyi ve can güvenliği seviyesinin ne kadar büyüklükte bir deprem tarafından istendiğidir. Bu iki kavramın birbiriyle etkileşimi karşımıza farklı performans seviyelerini çıkartmaktadır. Bir binanın performans seviyesi, depremden sonraki kabul edilebilir hasara, bina içinde bulunanların can güvenliği ve depremden sonra binanın hizmet verebilmesine bağlı olarak değişir [1,2].

Genel olarak, deprem etkisi altındaki bir yapı sisteminin aşağıda açıklanan sınır durumları karşılaması gerekmektedir [1,2].

a) Kullanılabilirlik sınır durumu

Yapının ömrü boyunca sık olarak meydana gelebilecek küçük şiddetli depremlerden olumsuz bir şekilde etkilenmemesi istenmektedir. Elemanlarda küçük çatlaklar oluşabilse de yapı taşıyıcı sisteminde herhangi bir hasar meydana gelmemelidir. Bu tip depremlerde, yapıda oluşacak şekil ve yerdeğıştirmelerin elastik bölgede kalacak şekilde sınırlandırılmasıyla istenilen koşul sağlanabilmektedir.

b) Hasar kontrolü sınır durumu

Daha az sıklıkta meydana gelebilecek orta şiddetli depremlerde, yapıda büyük çatlaklar, büyük şekildeğıştirmeler gibi bazı hasarların ortaya çıkması doğal karşılanabilmektedir. Böyle bir depremden sonra yapının ekonomik bir düzeyde onarılıp, güçlendirildikten sonra işlevine devam etmesi istenmektedir.

c) Göçme sınır durumu

Yapıda ömrü boyunca karşılaşma olasılığı olmayan veya çok az olan büyük şiddetli deprem yükü altında, sonradan tamir edilemeyecek büyük derecede hasarlar oluşabilir. Oluşan hasarlar ne derece olursa olsun, can kaybının olmaması için yapının tamamen göçmesi önlenmelidir. Bu da yapı elemanlarının sünek davranış gösterecek şekilde boyutlandırılıp beklenen yerlerde plastik şekildeğiştirmelerin oluşmasının sonucunda yapının elastik olmayan yerdeğiştirmeleri yapabilmesiyle sağlanabilmektedir.

1.2 DEPREME DAYANIKLI YAPILARDA ARANAN ÖZELLİKLER

Yapı sistemlerinin deprem yükü etkisi altında istenilen performans seviyelerini sağlayabilmeleri için rijitlik, dayanım, süneklik gibi kavramlar bakımından yeterli düzeyde olmalıdırlar.

Yatay yükler altındaki yapı sistemlerinin yerdeğiştirmeleri yanal rijitliklerine bağlıdır. Yönetmeliklerde sınırlandırılan yerdeğiştirme koşullarının sağlanabilmesi için yapı taşıyıcı elemanların yeteri kadar rijit ve yapı içindeki yerleşimlerinin uygun olması gereklidir.

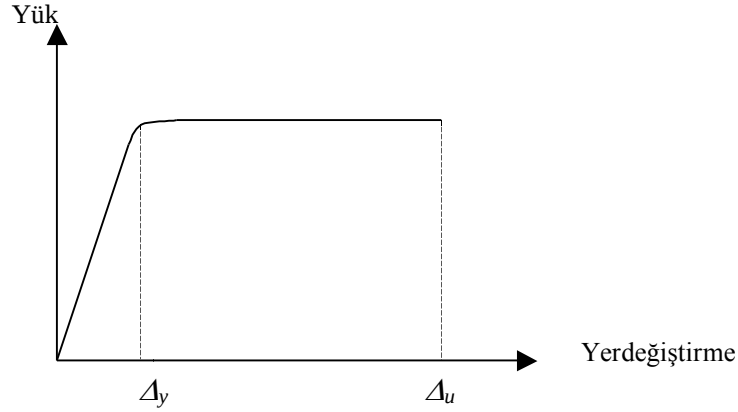
Yapı elemanları, yatay ve düşey yüklerden oluşan kesit zorlarını taşıyabilmeleri için yeteri kadar dayanıma sahip olmalıdır. Yapının göçme yükü yeterince büyük olmalı, bölgesel ve ani göçmelerin meydana gelmemesi sağlanmalıdır. Gerekli dayanımın sağlanabilmesi için kesit hesapları detaylı şekilde yapılmalı ve konstrüktif kurallara uyulmalıdır.

Taşıyıcı sistemin bütününe veya elemanlarının veya kullanılan malzemenin elastik ötesi davranışında şekil ve yerdeğiştirmeler artarken, dayanımının önemli bir kısmını koruma özelliği süneklik olarak isimlendirilir [3].

Yapı göçmeden yeterli miktarda lineer olmayan şekildeğiştirme yapabilmelidir. Bunun sağlanabilmesi için sistem süneklik oranı büyük değerler almalıdır. *Sistem sünekliği oranı* (μ); göçme sırasındaki toplam yerdeğiştirmelerin lineer yerdeğiştirmelere oranı olarak tanımlanır ve (1.1) bağıntısıyla verilir, Şekil 1.1. Sistem süneklik oranı diğer bir çok etken yanında, yapı elemanlarının güç tükenmesi

sırasındaki şekildeğiştirmelerinin elastik şekildeğiştirmelere oranı olarak tarif edilen *kesit sünekliği* ile yakından ilgilidir.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (1.1)$$



Şekil 1.1 Yük-Yerdeğiştirme İlişkisi

Yapılarda tümünden göçmenin engellenebilmesi için, elastik ötesi yerdeğiştirmelerde de yatay yük dayanımının korunması gerekmektedir.

Bir yapı sisteminin elemanlarında kesit sünekliklerinin artması sonucunda sistem süneklik oranı da artmaktadır. Kolon ve kirişlerin birleşim bölgelerinde ve önemli kesitlerde yeteri derecede sünekliğin sağlanmasıyla bu noktalarda oluşacak bölgesel göçmeler engellenir ve artan dış yükler altında yapı elemanlarının diğer bölümlerindeki dayanımlardan yararlanılabilir [4].

Betonarme bir yapı sisteminin süneklik düzeyinin yüksek olabilmesi için;

- Kiriş ve kolonlarda sık etriye kullanarak betonun dayanımının yanı sıra en büyük birim kısalma değerini arttırılmalıdır.
- Donatı çeliği kopma uzaması yönetmeliklerde verilen sınırın altına düşmemelidir.
- Beton ile donatı çeliği arasında iyi aderans sağlanmalıdır.
- Kesitlerdeki çekme donatısı oranı yönetmeliklerde verilen sınır değerin altında olmalıdır.

Kesit sünekliğini etkileyen başlıca etkenler konusuna Bölüm 2.5 de daha kapsamlı olarak değinilmiştir.

1.3 YAPI SİSTEMLERİNİN HESAP ESASLARI

Yapı sistemleri, ömürleri boyunca yapıya etki edebilecek belirli dış kuvvetlere göre tasarlanırlar. Dış etkiler altında, yapıda meydana gelen yerdeğiştirmelerin ve kesit zorlarının belirli değerlerden küçük olması istenir. Örneğin döşemeler ve kirişlerde sehim kontrolü yapılmaktadır. Yönetmeliklere göre göreli kat temeleri sınırlandırılmıştır, kesit taşıma gücünü gösteren karşılıklı etkileşim diyagramları malzeme şekildeğiştirmeleri belirli sınır değerlerde kalacak şekilde hazırlanmıştır.

Yapı sistemleri, narin yapılar ve elastik zemine mesnetlenen sistemler gibi özel durumlar dışında işletme yükleri altında genellikle lineer davranış gösterirler. Dolayısıyla işletme yükleri altında sistem hesapları genellikle lineer teoriye göre yapılmaktadır. Lineer sistem davranışını esas alan analiz yöntemlerinde malzemelerin lineer elastik olduğu ve yerdeğiştirmelerin yeteri kadar küçük olduğu varsayılmaktadır. Kesit hesaplarında, değişik malzeme türleri için gerilme-şekildeğiştirme bağıntılarının doğrusal kaldığı elastik bölgede lineer teori kullanılabileceği gibi, malzemelerin doğrusal olmayan davranışlarını çeşitli kabullerle hesaba yansıtan taşıma gücü hesap yöntemlerinden de yararlanılmaktadır.

Günümüzde lineer teoriye dayanan hesap yöntemlerinde yapı sistemlerinin lineer olmayan davranışı çeşitli şekillerle gözönüne alınmaya çalışılmaktadır. Örneğin lineer olmayan şekildeğiştirmeler sonucu yapı elemanlarında oluşan kesit tesirleri, yeniden dağılım prensibi ile göz önüne alınmaktadır. İkinci mertebe etkileri hesaba katmak için moment büyütme yönteminden ve burkulma katsayılarından yararlanılmaktadır.

Dış etkiler artarak, belirli bir değere ulaştığı an yapı sistemleri göçerler. Göçme;

- Kesitlerin taşıma kapasitelerine ulaşarak kırıılması,
- Sistemdeki yerdeğiştirmelerin büyük boyutlara ulaşması,
- Sistemin burkulması

şeklinde olabilir. Yapı sistemleri, her ne kadar dış yüklerin belirli oranlarda büyütülerek elde edilen yüklere göre tasarlansa da bazı yapılarda güvenlik açısından sistemin göçme yükünün bulunması istenmektedir. Göçme kesitlerde büyük çatlaklar, kırılmalar, yapı elemanlarında büyük yerdeğiştirmeler veya yapı sisteminin burkulması şeklinde olacağı için göçme sırasında yapının, malzeme veya geometri değişimi bakımından lineer davranış göstermediğini söyleyebiliriz. Dolayısıyla göçme yükünün bulunmasında yapı sistemleri lineer olmayan teoriye göre hesap edilmelidir. Yapı malzemelerinin lineer elastik sınır ötesindeki taşıma kapasitesini göz önüne almak ve yeteri kadar küçük olmayan yerdeğiştirmelerin denge denklemleri ve gerekli olduğu takdirde geometrik uygunluk koşullarına etkisini hesaba katmak suretiyle yapı sistemlerinin dış yükler altındaki davranışlarını daha da yakından incelemek ve bunun sonucunda daha gerçekçi ve ekonomik tasarım yapmak mümkündür.

1.4 YAPI SİSTEMLERİNİN DIŞ YÜKLER ALTINDAKİ LİNEER OLMAYAN DAVRANIŞI

Bir yapı sisteminin dış yükler altındaki hesabı sonucunda elde edilen kesit zorları, şekildeğiştirmeler ve yerdeğiştirmelerin sağlanması gereken üç koşul vardır:

- 1) Bünye bağıntıları (iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntıları)
- 2) Denge denklemleri
- 3) Geometrik uygunluk koşulları

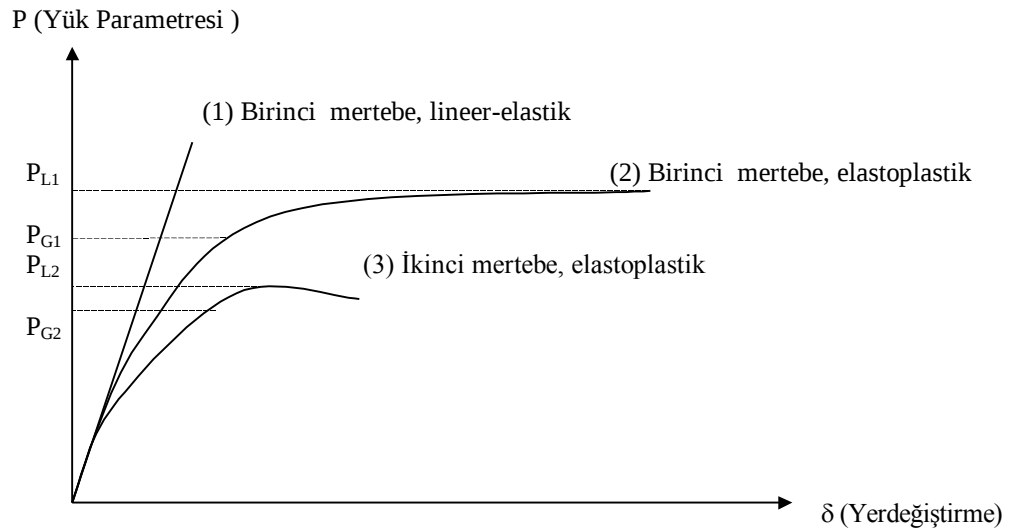
Bir yapı sisteminin dış yükler altındaki lineer olmayan davranışı iki nedene dayanmaktadır:

- i) Yapı malzemelerinin lineer-elastik davranış göstermemelerinden dolayı gerilme-şekildeğiştirme bağıntılarının lineer olmaması.
- ii) Artan yük seviyeleri için yerdeğiştirmelerin küçük olmaması (geometri değişimleri) nedeniyle denge denklemlerinin ve bazı durumlarda geometrik uygunluk koşullarının lineer olmaması.

Malzemelerin lineer olmayan davranışının göz önüne alındığı teoriye *elastoplastik teori*, geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisinin hesaba katıldığı teoriye *ikinci mertebe teorisi*, lineer olmayan her iki etkinin de birlikte göz önüne alındığı teoriye de *ikinci mertebe elastoplastik teori* denilmektedir [5].

Yapı analizinde, bir yapı sistemine etkiyen kuvvetler, yük parametresi adı verilen bir P parametresi ile orantılı olarak değişmektedir. Her dış kuvvete ait orantı sabitleri sırasıyla $p_1, p_2, \dots, p_i, \dots, p_n$ ise sisteme etkiyen yükler $P_1=P.p_1, P_2=P.p_2, \dots, P_i=P.p_i, \dots, P_n=P.p_n$ olarak ifade edilebilir. Yüklemenin şiddetini tanımlayan P parametresidir.

Düşey ve yatay yükler etkisindeki bir yapı sisteminin artan yük parametreleri için, lineer ve lineer olmayan teorilere göre yapılan hesabında elde edilen yük parametresi-yerdeğiştirme bağıntıları Şekil 1.2 de şematik olarak verilmiştir.



Şekil 1.2 Yük Parametresi – Yerdeğiştirme Bağıntısı

Malzemenin sınırsız lineer-elastik davrandığı yapı sistemlerinin yük parametresi-yerdeğiştirme ilişkisi (1) doğrusuyla temsil edilebilir. Bu durumda yük parametresi-yerdeğiştirme arasında da lineer bir bağıntı ortaya çıkar.

Malzeme bakımından lineer olmayan yapı sistemlerinin yük parametresi-yerdeğiştirme ilişkisi (2) eğrisiyle verilmiştir. Yük parametresi arttıkça kesitlerde plastik şekildeğiştirmeler başlamaktadır ve kesitlerdeki artan şekildeğiştirmelere karşılık kesit tesirleri daha yavaş artmaktadır. Bunun sonucunda sistemde artan

yerdeşiştirmelere karşılık yk parametresinin artışında bir azalma gözükmektedir ve ilerleyen yerdeşiştirme durumlarında yük parametresi bir limit yüke yakınsamaktadır. Sistemin taşıma gücünün sona erdiği bu yük parametresine *birinci mertebe limit yk* (P_{L1}) denilmektedir.

Lineerliği bozan iki etkininde göz önüne alındığı ikinci mertebe elastoplastik teoriye göre hesap edilen yük parametresi-yerdeşiştirme bağıntısı (3) eğrisiyle verilmiştir. Bu bağıntı kesitlerde lineer elastik sınır aşılıncaya kadar (2) eğrisini izlemektedir. Daha sonra kesitlerde oluşan plastik şekildeğiştirmeler nedeniyle yerdeşiştirmeler daha hızlı artmaktadır. Dış yükler P_{L2} değerine ulaşınca meydana gelen plastik mafsallar nedeniyle rijitliği azalan sistemin burkulma yükü dış yük parametresinin altına düşer. Yük parametresi-şekildeğiştirme bağıntısında artan yerdeşiştirmelere azalan yk parametrelerinin gelmeye başladığı bu seviyeye *ikinci mertebe limit yk* denilmektedir.

Bazı durumlarda yapı sistemine etkiyen dış yükler limit yüke erişmeden önce yapı elemanlarında meydana gelen büyük plastik şekildeğiştirmeler, yerdeşiştirmeler, büyük şatlak ve kırılmalar gibi etkenler sistemin göçmesine neden olabilir. Yapı sistemlerinin göçme güvenliklerinin belirlenmesinde limit yüklerin yanında, çoğu kez limit yüklerden daha küçük değerlerde olan göçme yükleri (P_{G1} , P_{G2}) de hesaplanmalıdır.

1.5 ÇALIşMANIN AMACI VE KAPSAMI

Yapı sistemleri deprem yükü altında istenilen performans seviyelerini sağlayabilmeleri için rijitlik, dayanım, süneklik gibi kavramlar bakımından yeterli düzeyde olmalıdırlar. Yapı sistemlerinin göçme durumuna kadar artan dış yükler altındaki davranışlarını yakından inceleyerek daha gerçekçi ve güvenilir hesap yapmak mümkündür. Yapı sistemlerinde göçme; sistemin burkulması ya da sistemde kesitlerin elastik sınır ötesi şekildeğiştirmeler yaparak taşıma kapasitelerine ulaşması şeklinde olduğu için lineer olmayan teori ile yapı sistemlerinin göçme durumundaki davranışları daha yakından incelenebilmektedir.

Bu çalışmada, yapı sistemlerinin malzeme özellikleri bakımından lineer olmayan davranışı incelenmiştir. Çalışma kapsamında ele alınan betonarme ereve sistemler

lineer olmayan statik analiz (pushover analiz) ile çözümlenmiştir. Kullanılan analiz yöntemi plastik mafsal hipotezine dayanmaktadır.

Çözümlenen betonarme çerçeve sistemlerin, çıplak çerçeve ve dolgu duvarlı olmak üzere iki ana bölüme ayrılmış olması, dolgu duvarların sistem rijitliği, dayanımı, sünekliği gibi kavramlar bakımından yapı davranışına etkisinin irdelenmesine olanak sağlamıştır.

Bu çalışmada ele alınan örnekler, üzerinde deneysel çalışmalar yapılmış betonarme çerçevelerdir. Deneysel çalışmaya uygun olacak şekilde, yapı sistemlerinin sabit düşey yükler altında artan yatay yük parametreleri için yük - yerdeğiştirme bağıntıları elde edilmiştir. Elde edilen kuramsal sonuçlar deneysel sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

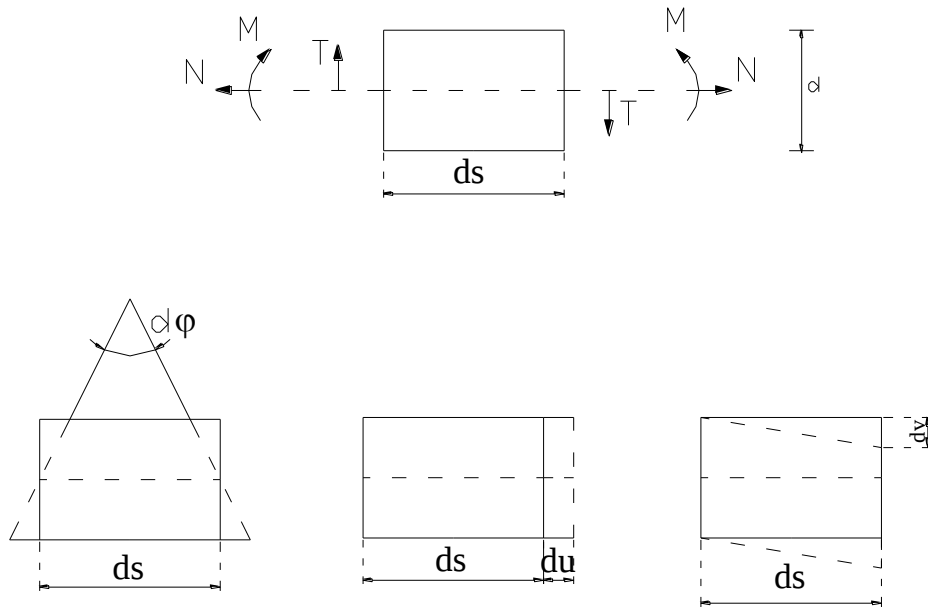
Çalışmada izlenen yol aşağıda açıklanmıştır:

- a) Yapı malzemeleri özelliklerinin kabulü.
- b) Malzeme özelliklerinin kullanılmasıyla betonarme çubuk elemanlar için gerekli iç kuvvet – şekildeğiştirme bağıntılarının elde edilmesi.
- c) Dolgu duvarları temsil eden eşdeğer sanal çubuk modelinin oluşturulması ve model için gerekli parametrelerin elde edilmesi.
- d) Yapı sistemlerinin lineer olmayan statik analiz (pushover analiz) ile çözümlenmesi ve yatay yük parametresi – yerdeğiştirme bağıntılarının elde edilmesi.
- e) Kuramsal olarak elde edilen sonuçların deneysel sonuçlarla karşılaştırılması ve yorumlanması.
- f) Çıplak çerçeve ve dolgu duvarlı çerçelere ait kuramsal sonuçların karşılaştırılması ve yorumlanması.

2. BETONARME ÇUBUKLARDA LİNEER OLMAYAN DAVRANIŞIN İNCELENMESİ

2.1 DÜZLEM ÇUBUKLARDA İÇ KUVVET - ŞEKİLDEĞİŞTİRME İLİŞKİSİ

Düzlemi içindeki kuvvetlerin etkisi altında bulunan düzlem çubuk sistemlerde; M eğilme momenti, N normal kuvvet ve T kesme kuvveti kesit tesirleri oluşmaktadır. ds birim uzunluğundaki bir çubuk elemanın bir yüzünün diğer yüzüne göre rölatif yerdeğiştirmelerinin kesit tesirleri doğrultularındaki bileşenleri bu elemanın şekildeğiştirmeleridir. M doğrultusundaki yerdeğiştirme dönme ($d\phi$), N doğrultusundaki yerdeğiştirme uzama (du), T doğrultusundaki yerdeğiştirme kayma (dv) olarak adlandırılır [6], Şekil 2.1.



Şekil 2.1 Kesit Tesiri ve Şekildeğiştirmeler

$d\phi / ds = \chi$ birim dönme (eğrilik) , $du / ds = \varepsilon$ birim boy değişimi, $dv / ds = \gamma$ birim kayma olarak adlandırılmaktadırlar.

Düzlem çubuklarda kesit tesirleri ile şekildeğiştirmeler arasındaki ilişkiler (2.1) bağıntısıyla verilmiştir. Bu bağıntılardaki F_1 , F_2 , F_3 kesit tesirlerine bağılı fonksiyonları, t ve Δt kesite etkiyen üniform ve farklı sıcaklık değışmelerini, d kesit yüksekliğini ve α_t sıcaklık genleşme katsayısını göstermektedir.

$$\begin{aligned}\chi &= \frac{d\varphi}{ds} = F_1(M, N, T) + \frac{\alpha_t \Delta t}{d} \\ \varepsilon &= \frac{du}{ds} = F_2(M, N, T) + \alpha_t t \\ \gamma &= \frac{dv}{ds} = F_3(M, N, T)\end{aligned}\tag{2.1}$$

Kayma şekildeğiştirmeleri, eğılme ve uzama şekildeğiştirmelerinin yanında terk edilir ve kesme kuvvetinin birim dönme ve birim boy değıştirmeye etkisi ihmal edilirse, üniform ve farklı sıcaklık değışimleri de hesaba katılmazsa (2.1) bağıntısındaki ifadeler;

$$\begin{aligned}\chi &= \frac{d\varphi}{ds} = F_1(M, N) \\ \varepsilon &= \frac{du}{ds} = F_2(M, N) \\ \gamma &= \frac{dv}{ds} = 0\end{aligned}\tag{2.2}$$

şeklini alır.

2.2 TEMEL VARSAYIMLAR

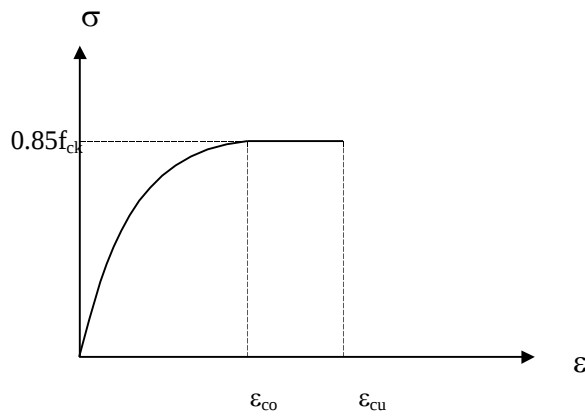
Eğılme momenti ve eksenel kuvvet etkisindeki betonarme kesitlerde şekildeğiştirme ilişkilerinin belirlenmesinde aşağıdaki varsayımlar yapılmaktadır.

- 1) Düzlem kesitler, şekildeğiştirmeden sonra da düzlem kalırlar (Bernoulli hipotezi).

2) Beton ve donatı çeliği arasında tam aderans vardır. Tarafsız eksene eşit uzaklıktaki beton elemanı ile donatı çeliği eşit miktarda şekil değiştirme yapmaktadır.

3) Betonun çekme dayanımı çok küçük olduğu için hesaba katılmamaktadır ya da kesit çatladıktan sonra betonun çekme dayanımı terk edilmektedir.

Genel olarak donatı çeliği ve betonun gerilme-şekil değiştirme bağıntısı için yapılan kabuller Şekil 2.2 ve Şekil 2.3 de gösterilmiştir.



Şekil 2.2 Beton İçin Gerilme-Şekil Değiştirme İlişkisi

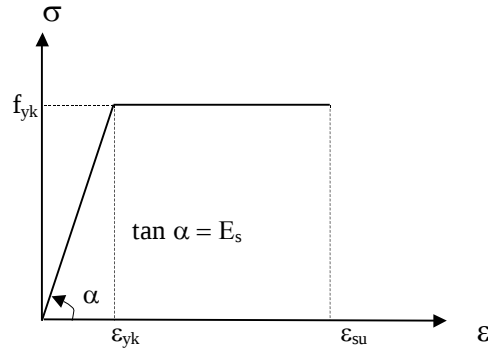
Beton gerilme-şekil değiştirme ilişkisinde;

f_{ck} : betonun karakteristik basınç dayanımını,

ϵ_{co} : betonda plastik şekil değiştirmelerin başlamasına karşı gelen birim kısalmayı

ϵ_{cu} : betonda izin verilen en büyük birim kısalmayı

göstermektedir. Betonda, $\epsilon_{co} = 0.002$ birim kısalma değerine ulaşılmasıyla artan şekil değiştirme durumlarına $0.85f_{ck}$ gerilmesinin karşı geldiği kabul edilir. Betonda birim kısaltmaların $\epsilon_{cu} = 0.003 - 0.004$ sınır değerine ulaşmasıyla betonun ezilerek taşıma gücünü kaybettiği varsayılmaktadır. TS500 [7] de bu değer 0.003 olarak alınmıştır. Sargı donatısı ile sarılmış betonda ϵ_{cu} değeri daha büyük değerler alabilir.



Şekil 2.3 Donatı Çeliği Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi

Beton çeliği gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinde;

E_s : Donatı çeliği elastisite modülünü,

f_{yk} : Donatı çeliği akma gerilmesini,

ϵ_{sy} : Akma durumuna karşılık gelen birim uzamayı

ϵ_{su} : Kopma durumuna karşılık gelen çelik birim uzama değerini

göstermektedir. Bu ilişkide çeliğin pekleşmesi ihmal edilmiştir. Donatı çeliğinin en büyük uzaması olan ϵ_{su} değeri için TS 500 [7] de bir sınırlama yoktur. Genel olarak ϵ_{su} değeri için 0.01 değeri önerilmektedir.

Bu çalışmada betonarme kesitlerin kesit tesiri-şekildeğiştirme bağıntılarının elde edilmesinde kullanılan BAKE02 programı beton ve çelik modelleri Bölüm 2.6.2 ve 2.6.3 de verilmiştir.

2.3 BETONARME KESİTLERDE AKMA KOŞULLARI

Dış yükler altındaki yapı sistemlerinde yüklerin artması neticesinde kesit tesirlerinin de artarak belirli sınır değerlere erişmesi halinde; akma, kırılma veya büyük şekildeğiştirmeler nedeniyle kesitlerin taşıma gücü sona erer. Bir kesitin taşıyabileceği kesit zorları (M, N, T) bileşkesinin en büyük değerini gösteren bu durum kırılma olarak adlandırılır [8].

Betonarme kesitlerde, kesitin taşıma gücünü ifade eden bağıntıya kırılma şartı denilmektedir ve genel olarak;

$$K(M, N, T) = 0 \quad (2.3)$$

şeklinde yazılabilir. Kayma şekildeğiştirmeleri, eğilme ve uzama şekildeğiştirmelerinin yanında ihmal edilirse kırılma şartı (2.4) bağıntısıyla verilir.

$$K(M, N) = 0 \quad (2.4)$$

Eğik eğilme etkisi altındaki betonarme kesit için (2.4) bağıntısı,

$$K(M_x, M_y, N) = 0 \quad (2.5)$$

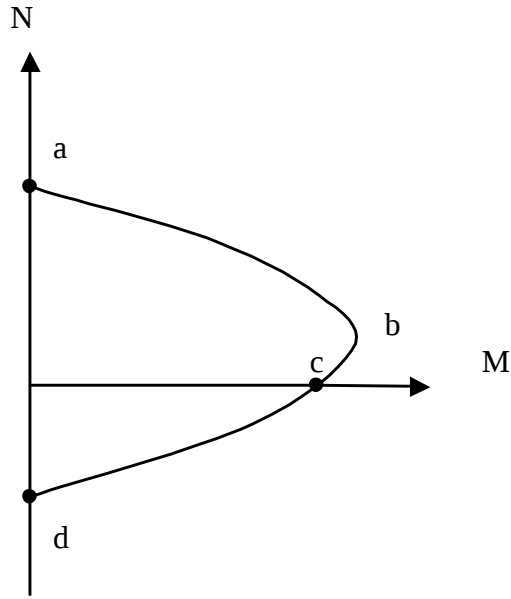
şeklinde yazılabilir. Bu bağıntıda M_x ve M_y kesite iki yönde etkiyen eğilme momentlerini, N normal kuvveti göstermektedir. Güç tükenmesine karşılık gelen çeşitli kesit şekildeğiştirme durumları için (M_x, M_y, N) değerleri bulunabilir. Lineer olmayan bir fonksiyon olan bu bağıntının eksen takımına taşınması sonucu kırılma yüzeyleri elde edilir. Güç tükenmesi durumuna karşılık gelen bu yüzeyin içinde kalan noktalara karşılık gelen kesit zorları takımını kesit taşıyabilmektedir, yüzeyin üzerinde yer alan noktalara karşılık gelen kesit zorları takımı için kesit sınır değerdedir ve yüzeyin dışında yer alan durumları kesit taşıyamamaktadır.

2.3.1 Bileşik Eğilme Etkisi Altındaki Betonarme Kesitler

M_x eğilme momenti ve N eksenel kuvvetten oluşan bileşik eğilme etkisi altındaki betonarme bir kesitte kırılma koşulu,

$$K(M_x, N) = 0 \quad (2.6)$$

şeklindedir. Bu bağıntı dik koordinat sistemine taşındığı zaman kapalı bir eğri elde edilir, Şekil 2.4.



Şekil 2.4 Bileşik Eğilme Durumu İçin Akma Eğrisi

Bu eğri M_x ve N kesit tesirlerinin çeşitli değerlerine karşılık gelen güç tükenmesi durumlarını temsil eder. a noktası eksenel basınç durumuna karşı gelen noktadır ve bu durumda betonarme kesitin taşıdığı basınç kuvveti,

$$N = 0.85 f_{ck} A_c + f_{yk} A_s \quad (2.7)$$

bağıntısıyla hesaplanabilmektedir. d noktası eksenel çekme durumuna karşı gelen noktadır ve bu durumda betonarme kesitin taşıdığı çekme kuvveti,

$$N = f_{yk} A_s \quad (2.8)$$

bağıntısıyla hesaplanabilmektedir. A_c beton enkesit alanını, A_s ise kesitteki toplam donatı alanını göstermektedir. c noktası basit eğilme durumuna, b noktası da kesitin en büyük moment taşıma gücüne sahip olduğu duruma karşı gelmektedir.

2.4 BETONARME KESİTLERDE MOMENT-EĞRİLİK BAĞINTISI

Normal boyutlardaki yapı elemanlarında oluşan deformasyonların çoğu, eğilmeden dolayı meydana gelen şekildeğıştirmeler sonucu ortaya çıkmaktadır. Bu sebeple

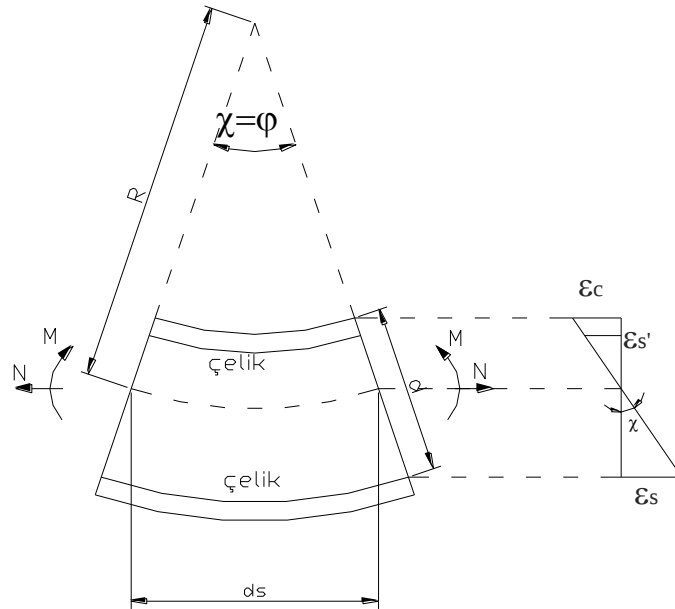
eğilme etkisindeki yapı elemanlarının dış yük-şekildeğiştirme özellikleri genellikle kesitlerin moment-eğrilik ilişkisine bağlıdır [6].

Yapı sistemlerinin malzeme özellikleri bakımından lineer hesap yöntemleriyle çözümlenmesinde, yapı elemanlarının rijitlikleri farklı yük seviyeleri için değişmemektedir. Kesit tesirleri ile kesit rijitlikleri arasında lineer bir bağıntının olduğu kabul edildiği için, yapı sistemi yük parametresi ile kesit zorları ve aynı zamanda sistem deplasmanları arasında lineer bir bağıntı vardır.

Eğilme momenti etkisindeki kesitlerde, eğilme momenti ve kesit rijitliği arasındaki bağıntı,

$$EI = \frac{M}{\chi} \quad (2.9)$$

ifadesiyle verilmektedir. Bu bağıntıda EI kesit eğilme rijitliği, χ kesit eğrilidir. Eğrilik birim uzunluktaki elemandaki dönme olarak tanımlanmaktadır [6], Şekil 2.5.



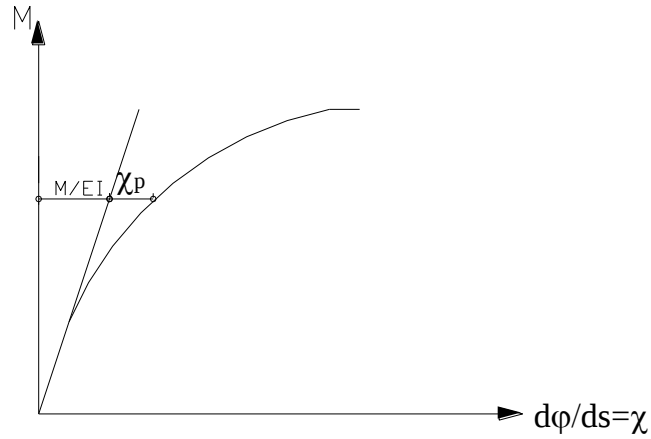
Şekil 2.5 Eğilme Etkisindeki Kesit Şekildeğiştirmeleri

Eğilme momenti etkisindeki kesitlerde, moment ve eğrilik arasındaki başlangıçtaki lineer olan bağıntı kesit zorları artıkça bozulmaktadır. Lineer olmayan hesapta,

eğilme momenti etkisi altındaki kesitlerin lineer olmayan davranışını hesaba yansıtan moment-eğrilik bağıntıları kullanılmaktadır. Sabit eksenel yük altında kesit eğriliği,

$$\chi = \frac{d\varphi}{ds} = \frac{M}{EI} + \chi_p \quad (2.10)$$

ifadesiyle verilmektedir. M/EI ifadesi lineer şekildeğiştirmeleri, χ_p terimi lineer olmayan şekildeğiştirmeleri temsil etmektedir, Şekil 2.6.



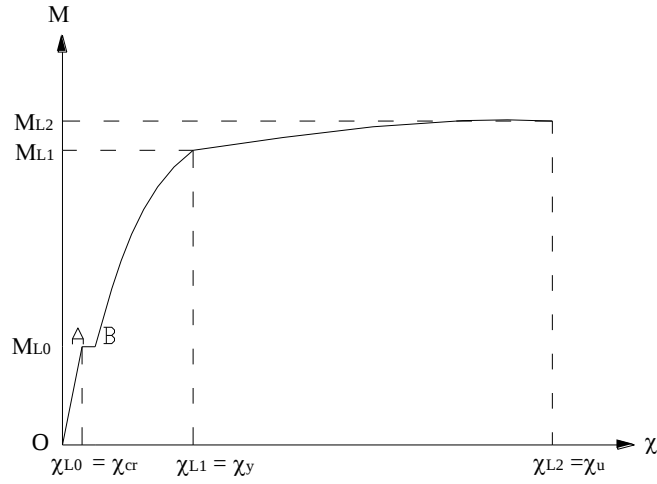
Şekil 2.6 Lineer ve Lineer Olmayan Şekildeğiştirmeler

2.5 KURAMSAL MOMENT-EĞRİLİK İLİŞKİSİ

Sabit eksenel kuvvet altında artan eğilme momenti ile zorlanan betonarme çubuk elemanların moment-eğrilik ilişkisi 3 ayrı bölümden oluşmaktadır [8], Şekil 2.7.

$(M_{cr} - \chi_{cr})$ betonarme kesitin çekme gerilmesi alan dış lifindeki çatlakların başladığı durumdur. Bu bölgede oluşan çekme gerilmesinin, beton çekme dayanımına (f_{ctk}) eşit olması kesitte çatlakların başladığını göstermektedir. Bu bölgeye kadar eğilme momenti ve kesit eğriliği arasındaki oran kesitin eğilme rijitliğine (EI) eşittir. I kesitin tümüne ait olan atalet momentidir. Kesitte çekme bölgesinde çatlamların başlamasına sebep olan moment M_{L0} momentidir. Bu noktadan sonra betonun çekme gerilmesi almadığı kabul edilir.

Başlangıçtan itibaren betonun çekme gerilmesi aldığı ihmal edilirse, moment-eğrilik bağıntısı OB eğrisini izleyecektir.



Şekil 2.7 Betonarme Kesitlerde Moment-Eğrilik Bağıntısı

$(M_y - \chi_y)$ sınır durumu kesitte plastik şekildeğıştirmelerin başladığı noktadır ve M_y kesit akma momenti olarak kabul edilir. Çekme donatısında plastik şekildeğıştirmelerin başlamasına karşı gelir. Plastik şekildeğıştirmelerin çelikte akma gerilmesine ulaşılmasıyla başladığı kabul edilebilir.

$(M_u - \chi_u)$ sınır durumu kesitin taşıma gücüne ulaştığı kabul edilen sınır durumudur. Bu durumdaki kesitin taşıdığı M_{L2} momenti kesitin taşıma gücünü göstermektedir. Bu duruma beton en dış basınç lifindeki birim kısalmanın ϵ_{cu} sınır değerine ulaşarak betonun ezilmesiyle ya da çekme donatısındaki şekildeğıştirmenin ϵ_{su} değerine ulaşarak çekme donatısının izin verilen en büyük şekildeğıştirmeyi yapmasıyla ulaşılır.

Beton basınç bölgesinin ezilmesiyle meydana gelen kırılmaya *gevrek kırılma* durumu denilmektedir. Yapı elemanlarında taşıma kapasitelerine yaklaşıldıkça oluşan deformasyonların gözlenip, duruma göre önlem alınabilmesi için gevrek kırılma istenmeyen bir durumdur. Bunun için yönetmeliklerde kesitlerin çekme bölgelerindeki donatı oranları, kesitte beton basınç bölgesinin ezilmesiyle çekme donatısının kopmasının aynı ana denk gelen dengeli donatı oranı dediğimiz orandan belirli bir miktar küçük kalacak şekilde sınırlandırılmıştır.

Artan kesit zorları altında beton basınç bölgesinde ezilme olmadan, çekme donatısının akma şekildeğıştirmesine ulaşip belirli bir süre aktıktan sonra kesitin

kırılması istenmektedir. Bu şekilde kesitin göçmesi *sünek kırılma* olarak adlandırılmaktadır.

Gerçekte yapı çeliğinin kopma şekildeğiştirmesi büyük oranlara çıksa da, yapı sistemlerinin tasarımında büyük şekildeğiştirmelerin önlenebilmesi için kesitlerin boyutlandırılmasında kullanılan çeliğın en büyük şekildeğiştirmesi gerçek kopma değeriinden daha küçük bir değeri alınarak sınırlandırılmıştır. Böylece, bir bakıma kesitlerin dönme kapasitesi kontrol altına alınmış olur.

Kesitte kırılma sırasındaki toplam şekildeğiştirmenin lineer şekildeğiştirmelere oranı kesit sünekliğı olarak tanımlanmaktadır. Eğilme sünekliğı bakımından betonarme bir kesitin sünekliğı,

$$M_x = \frac{\chi_u}{\chi_y} \quad (2.11)$$

ifadesiyle verilir. χ_y çekme donatısının akma şekildeğiştirmesine ulaştığı andaki kesit eğriliğini, χ_u kesitin kopma durumunda erişebileceğı eğriliğı göstermektedir [9].

Kesit sünekliğini etkileyen başlıca faktörler aşağıda belirtilmiştir.

- a) Çekme donatısı oranının artması kesit taşıma gücünü ve χ_y değeriini artırmaktadır fakat χ_u değeri azaldığı için bu durumda kesit sünekliğı azalmaktadır.
- b) Çekme donatısı akma gerilmesinin artmasıyla χ_y değeri artar, χ_u azalır ve kesit sünekliğı azalır.
- c) Basınç donatısı oranının artmasıyla χ_y değeri azalır, χ_u artar ve kesit sünekliğı artar.
- d) Beton dayanımının artmasıyla veya betonarme elemanda sargı donatısı oranının artmasıyla χ_y değeri azalır, χ_u artar ve kesit sünekliğı artmış olur.
- e) Kesitteki eksenel kuvvetin artması genellikle kesit sünekliğini azaltmaktadır.

2.6 BETONARME KESİTLERDE MOMENT-EĞRİLİK İLİŞKİSİNİN ELDE EDİLMESİ İÇİN BİR BİLGİSAYAR PROGRAMI

Bu bölümde İlki [10] tarafından geliştirilmiş olan BAKE02 programı kısaca anlatılacaktır. Bu program ile tek eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki betonarme kesitlerin moment-eğrilik ilişkileri elde edilebilmektedir.

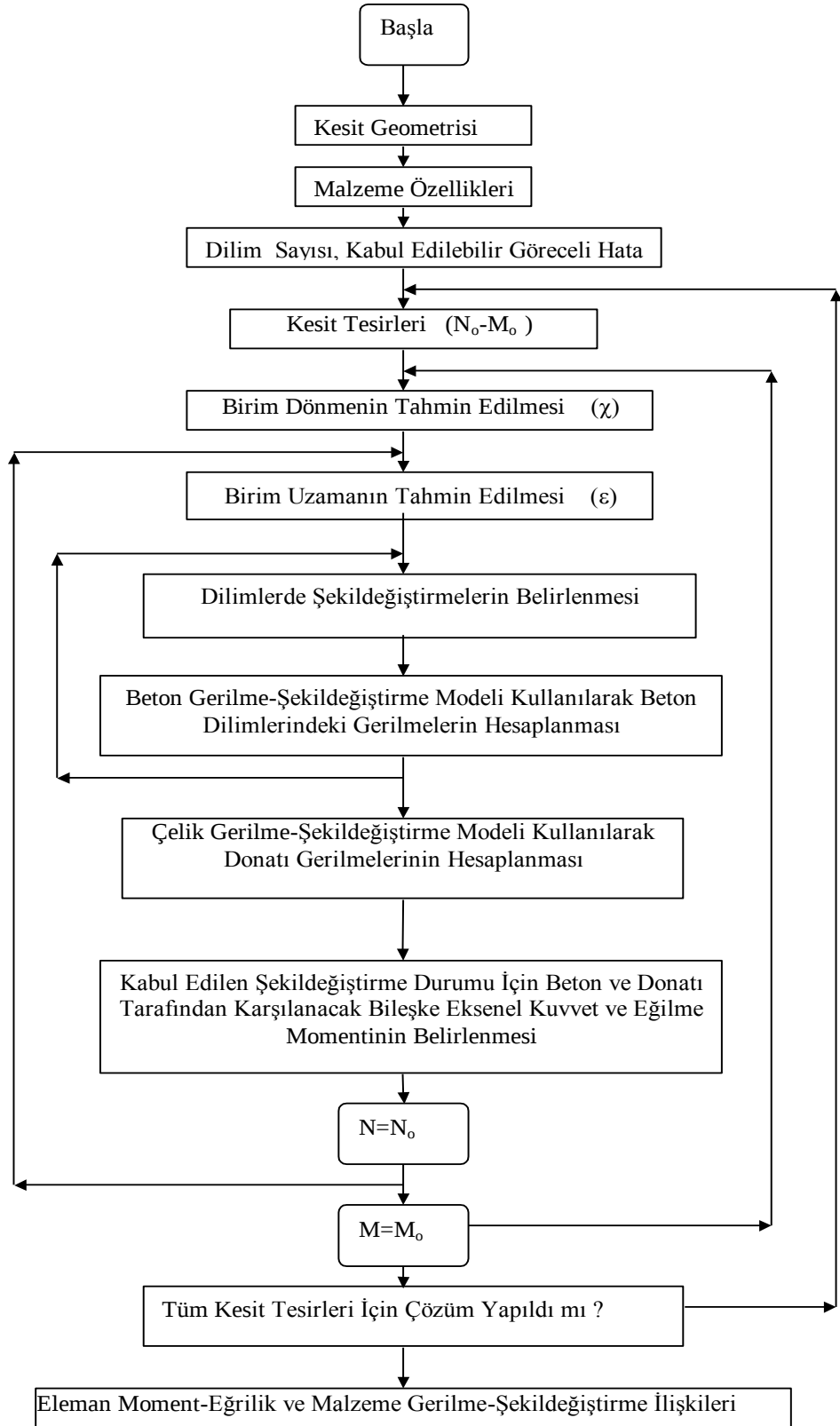
Programın genel akış şeması Şekil 2.8 de verilmiştir. Monoton artan yükleme durumu için program tarafından kullanılan beton ve çelik malzeme modelleri kısaca Bölüm 2.6.2 ve Bölüm 2.6.3 de anlatılmıştır.

2.6.1 BAKE02 Programı ve Kapsamı

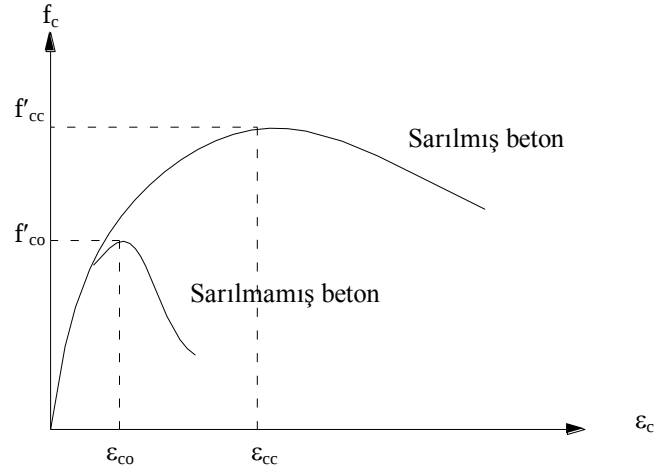
BAKE02 programı eksenel kuvvet ve yön değiştiren eğilme momentleri etkisindeki kesitlerin lif yaklaşımı yöntemiyle istenilen sayıda kesit dilimi kullanarak moment-eğrilik ilişkisini hesaplamaktadır. Program Fortran dilinde yazılmıştır. Program aracılığıyla kesitte, herhangi bir eksenel kuvvet ve eğilme momenti etkisinde herhangi bir beton basınç lifi gerilme ve birim kısalma değerleri, üst ve alt donatı gerilme-şekil değiştirme ilişkileri ve kesit eğrilik değerleri elde edilebilmektedir.

2.6.2 Beton Modeli

BAKE02 programında, yön değiştiren tekrarlı yükler altında sarılmış beton gerilme-şekildeğiştirme bağıntısı için Mander [11] tarafından önerilen analitik model kullanılmıştır. Monoton artan yükleme durumu için sarılmış beton gerilme-şekildeğiştirme bağıntısı Şekil 2.9 da verilmiştir.



Şekil 2.8 BAKE Programı Genel Akış Şeması



Şekil 2.9 Monoton Artan Yükleme Durumu İçin Beton Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi

Bu bağıntıda f'_{co} sarılmamış betonun basınç dayanımıdır. ϵ_{co} değeri sarılmamış beton gerilme-şekildeğiştirme bağıntısında f'_{co} değerine karşı gelen şekildeğiştirmedir. Benzer şekilde f'_{cc} sarılmış betonun basınç dayanımıdır. ϵ_{cc} değeri sarılmış beton gerilme-şekildeğiştirme bağıntısında f'_{cc} değerine karşılık gelen şekildeğiştirmedir.

Modellemede,

- $f'_{co} = 0.85 f_{ck}$
- $\epsilon_{co} = 0.002$

olarak kullanılmıştır.

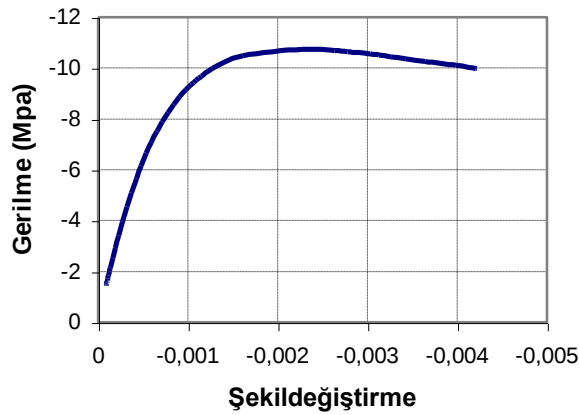
f'_{co} ve ϵ_{co} değerleri, önerilen analitik modelde sarılmış beton için verilen bağıntılarda kullanılarak f'_{cc} ve ϵ_{cc} değerleri elde edilmektedir. Bu bağıntılarda;

- enine donatı akma dayanımı
- enine donatı tipi, etriye kolu sayısı
- enine donatı çapı ve aralığı
- enine donatının kesit dış yüzüne olan mesafesi
- boyuna donatılar arasındaki mesafeler

gibi özellikler hesaba katılmaktadır.

Önerilen analitik modelde verilen bağıntılarda f'_{co} , f'_{cc} , ϵ_{cc} , ϵ_{co} değerleri kullanılarak, sarılmış beton gerilme-şekildeğiştirme bağıntısında herhangi bir andaki f_c beton gerilmesi ve buna karşılık gelen ϵ_c şekildeğiştirmesi elde edilmektedir.

Şekil 2.10 da, monoton artan yükleme durumunda çalışmanın kapsamı içinde yer alan betonarme kesitlerden biri olan (iki katlı tek açıklıklı çerçeve kolon kesiti) Cer1-kl kesiti için beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi verilmiştir. Kesitin özellikleri Bölüm 5.2.1de verilmiştir.



Şekil 2.10 Monoton Artan Yükleme Durumu için Cer1-kl Kesitin Dış Lif Beton Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi.

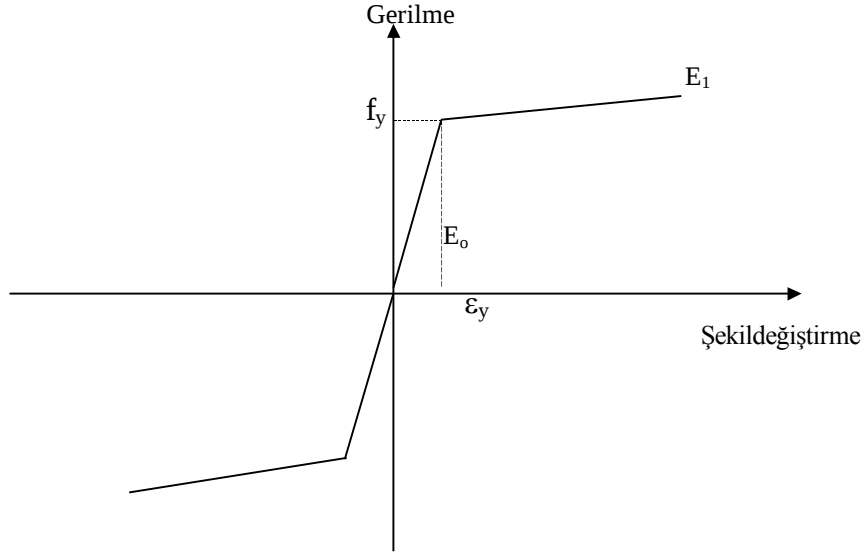
2.6.3 Çelik Modeli

Sünek davranış gösterecek şekilde boyutlandırılan betonarme kesitlerde, donatı çeliğinin davranışı kesitteki şekildeğiştirmeleri büyük ölçüde etkilemektedir. Çelik malzeme modelinde, verilen donatının yapmasına izin verilen en büyük şekildeğiştirme değeri ve bu değere karşı gelen gerilme olan çelik kopma gerilmesi, kesitin taşıma gücünü ve sünekliğini büyük ölçüde etkilemektedir.

BAKE02 programında, donatı gerilme-şekildeğiştirme bağıntısı için Menegotto ve Pinto [12] tarafından önerilen analitik model kullanılmıştır. Model tekrarlı yükleme durumlarında kullanılabilmekte ve çeliğin pekleşmesini göz önüne almaktadır.

Monoton artan yükleme durumunda, en büyük şekildeğiştirmesi sınırlandırılan donatı çeliğinin davranışı oldukça basittir. Çekme ve basınç gerilmeleri altında davranışın

aynı olduğu kabulü yapılmıştır. İki doğrudan olduğu kabul edilen çelik gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi Şekil 2.11 de şematik olarak verilmiştir.



Şekil 2.11 Monoton Artan Yükleme Durumu Altında Çelik Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi

Akma seviyesine kadar gerilme-şekildeğiştirme arasındaki lineer olan ilişki (2.12) bağıntısı ile verilir.

$$f_s = E_o \varepsilon_s \quad (2.12)$$

ε_s ve f_s değerleri herhangi bir andaki çelik donatının şekildeğiştirme ve gerilme değerleridir. E_o çelik elastisite modülüdür ve bu çalışmada,

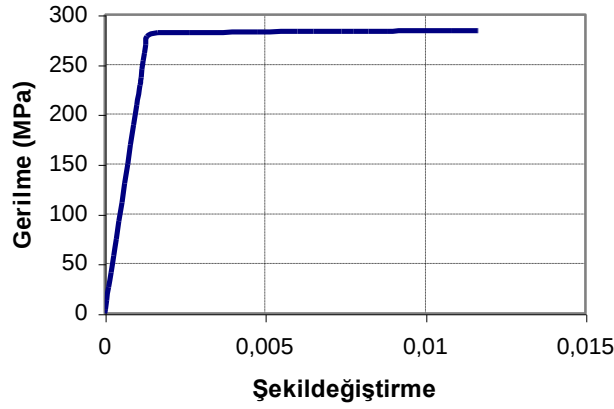
$$E_o = 210000 \text{ Mpa}$$

olarak alınmıştır.

Akma seviyesinden sonra gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi (2.13) bağıntısıyla belirlenir. E_1 çelik pekleşme modülü, f_y çelik akma dayanımıdır.

$$f_s = f_y + (\varepsilon_s - \varepsilon_y) E_1 \quad (2.13)$$

Şekil 2.12 de monoton artan yükleme durumu için Cer1-kl kesitin çekme donatısı gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi verilmiştir.



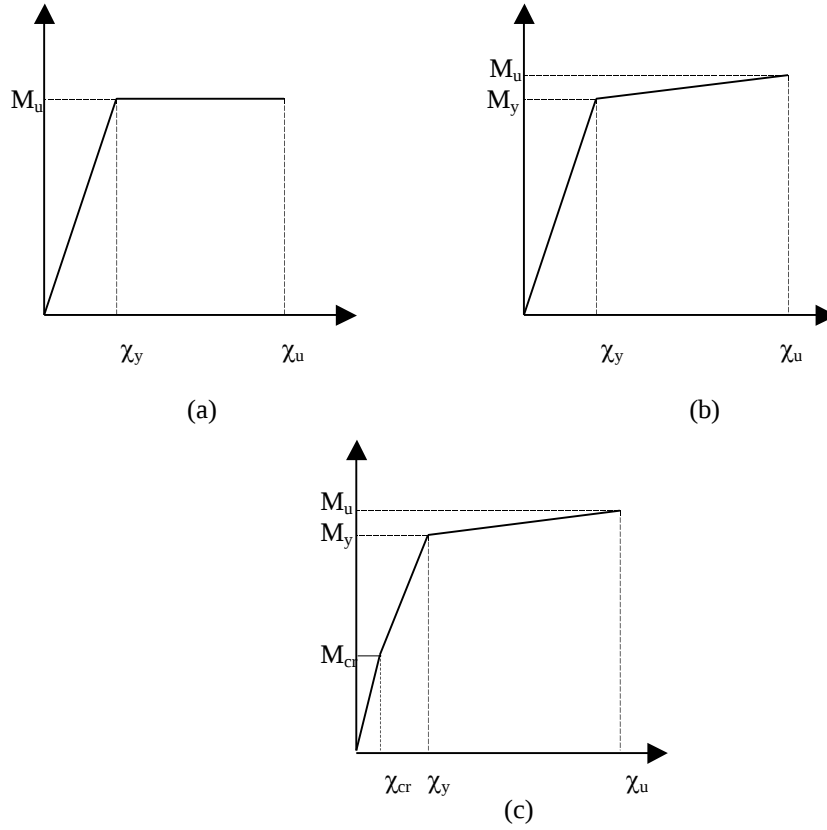
Şekil 2.12 Monoton Artan Yükleme Durumu için Cer1-kl Kesitin Çekme Donatısı Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi.

2.7 BETONARME KESİTLERİN DAVRANIŞININ İDEALLEŞTİRİLMESİ

2.7.1 Moment-Eğrilik İlişkisinin İdealleştirilmesi

Sünek davranış gösteren betonarme kesitlerin sabit eksenel kuvvet altındaki moment-eğrilik ilişkileri genellikle üç şekilde idealleştirilmektedir, Şekil 2.13.

- Şekil 2.13.a da verilen idealleştirmede, moment ve eğrilik arasındaki ilişki akma durumuna kadar lineerdir. Kesitte plastik şekildeğiştirmeler başladığı an taşıma kapasitesine ulaşılmıştır. Bu noktadan sonra artan şekildeğiştirme durumlarında kesit aynı momenti (M_u) taşımaya devam eder. Kesitte eğilme şekildeğiştirmesinin χ_u kopma şekildeğiştirmesine eşit olduğu an kesit taşıma gücünü kaybeder ve bu noktadan sonra eğilme momenti taşımaz.
- Şekil 2.13.b ve 2.13.c de verilen idealleştirmelerde, ilk duruma benzer şekilde şekildeğiştirmelerin χ_y değerine ulaştığı an kesitte plastik şekildeğiştirmeler başlamaktadır fakat kesit henüz taşıma kapasitesine ulaşmamıştır. Kesit taşıma gücünü kaybedinceye kadar moment ve şekildeğiştirme değerleri artar. Eğilme momentinin şekildeğiştirmelere göre daha az arttığı akmadan sonraki durumda kesit plastik mafsallık özelliği göstermektedir ve şekildeğiştirmenin χ_u değerine ulaşmasıyla kesit taşıma gücünü kaybetmektedir.

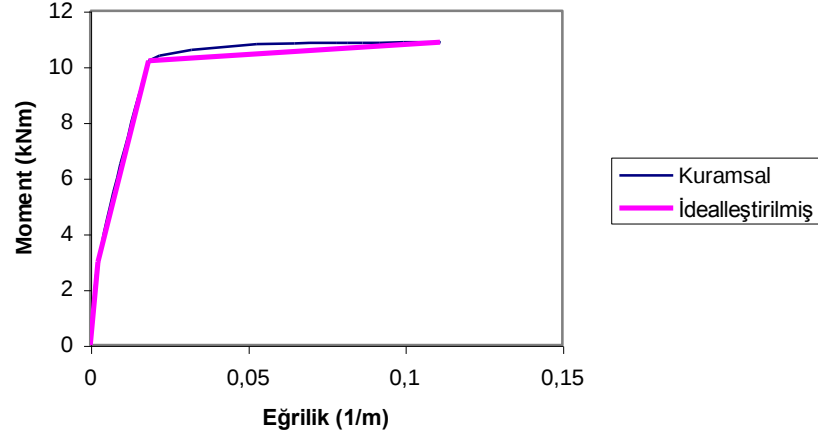


Şekil 2.13 İdealleştirilmiş Moment-Eğrilik Bağlılıları

- Şekil 2.13.c de verilen idealleştirmede, 2.13.b de verilen idealleştirmeden farklı olarak lineer şekil değiştirilmelerin temsil edildiği kısım bir doğru yerine iki doğruyla ifade edilmektedir ve bu şekilde gerçek moment-eğrilik ilişkisine daha çok yaklaşılmaktadır. Lineer bölgedeki eğimin azalması iki şekilde olmaktadır. Artan eğilme momentiyle birlikte beton çekme bölgesindeki gerilmelerin beton çekme dayanımına ulaşmasıyla, beton çekme bölgesindeki dayanımını kaybetmektedir ve kesitin rijitliğinde azalma olmaktadır. Eksenel basınç kuvveti etkisindeki kesitlerde, başlangıçta eğilme momentinin küçük olmasından dolayı tüm kesitteki beton lifleri basınç gerilmesi taşımaktadır. Kesitte eğilme momenti arttıkça kesitin çekme bölgesinde daha önceden basınç gerilmesi taşıyan lifler devre dışı kalmaktadır. Eğimin değiştiği bu nokta (M_{cr} - χ_{cr}) moment-eğrilik çiftiyle belirtilmektedir.

Bu çalışmada, plastik mafsal teorisine göre yapılan lineer olmayan statik çözümlemelerde kullanılan kesit moment-eğrilik ilişkileri Şekil 2.13.c deki

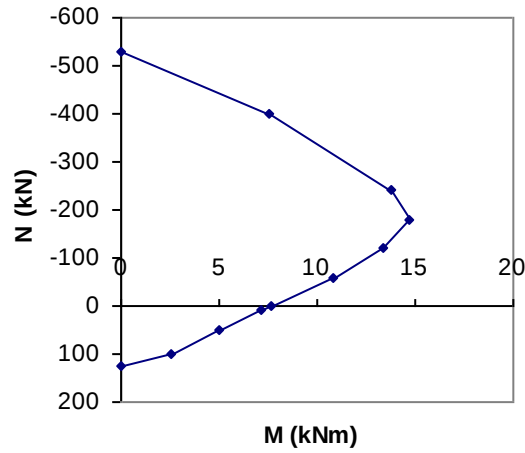
idealleştirmeye benzer şekilde üç doğruyla idealleştirilmiştir. Şekil 2.14 de Cer1-kl kesitin moment-eğrilik ilişkisinin idealleştirilmesi gösterilmiştir.



Şekil 2.14 Monoton Artan Yükleme Durumu için Cer1-kl Kesitin Moment-Eğrilik İlişkisi ve İdealleştirilmesi

2.7.2 Normal Kuvvet-Eğilme Momenti Etkileşimlerinin İdealleştirilmesi

Bu çalışmada kullanılan normal kuvvet-eğilme momenti etkileşim diyagramları, kesitte taşıma gücünü yansıtan normal kuvvet-eğilme momenti çiftinin çeşitli denge durumlarına karşı gelen noktaların doğrusal olarak birleştirilmesiyle oluşan 10 parçalı lineer doğru ile idealleştirilmiştir.



Şekil 2.15 Çer1-kl Kesitin İdealleştirilmiş Normal Kuvvet - Eğilme Momenti Karşılıklı Etki Diyagramı

Şekil 2.15 de Çer1-kl kesitine ait olan idealleştirilmiş normal kuvvet-eğilme momenti karşılıklı etki diyagramı verilmiştir. Çeşitli denge durumlarına karşı gelen normal kuvvet-eğilme momenti çiftleri BAKE02 programı ile elde edilmiştir.

3. BÖLME DUVARLARIN MODELLENMESİ

Çoğunlukla mimari sorunların çözümlenmesi amacı ile kullanılan dolgu duvarlar, gevrek malzemeden yapılmış ikincil yapı elemanları olarak ele alınırlar. Yapı sistemlerinin analizi aşamasında, dolgu duvarların genellikle taşıyıcı özelliklerinin olmadığı düşünülür ve depreme karşı tasarımda sadece kütle olarak göz önüne alınırlar.

Dolgu duvarların yapı davranışına etkisi bir çok araştırmacı tarafından incelenmiş ve deprem etkisindeki yapının davranışına yatay rijitlikler ve yatay yük taşıma kapasitesi bakımından yardımcı oldukları görülmüştür. Ancak bu etki; dolgu duvarların çevresindeki kolon ve kirişlere olan bağlantısı, içerdiği boşluklar, üstünde bulunan sıva ve kaplama malzemeleri gibi bir çok değişkene bağlıdır. Bu nedenlerle dolgu duvarların gerçekçi bir şekilde modellenmesi kolay olmamaktadır.

Bu bölümde dolgu duvarların yapı davranışına etkisi, dolgu duvarlı çerçevelerin göçme şekilleri, dolgu duvarların yapı analizinde modellenmesi ve modellemede kullanılan parametreler hakkında bilgi verilecektir.

3.1 DOLGU DUVARLARIN YAPI DAVRANIŞINA ETKİSİ

Deprem yükü etkisi altındaki yapı sistemlerinde, dolgu duvar çerçeve etkileşimini göz önüne almamak tasarımcıyı her zaman güvenli tarafta bırakmayabilir. Dolgu duvarların çerçevelerle etkileşimi yapının yatay yükler altındaki davranışını olumlu ya da olumsuz yönde etkileyebilmektedir. Dolgu duvarlar;

- Taşıma gücü,
- Sistem rijitliği,
- Sistem sünekliği

gibi başlıca kavramlar bakımından yapı sistemlerinin davranışını olumlu ve/veya olumsuz yönde etkilemektedir.

Dolgu duvarlar yapının yatay rijitliğini arttırarak, yatay deplasmanları küçültmekte ve yapıda oluşabilecek ikinci mertebe etkileri azaltmaktadır. Dolgu duvarlar yapı sisteminin rijitliği arttırdığı için, sistemin periyodu azalmakta ve dolayısı ile deprem sırasındaki dinamik davranışı değişmektedir. Ayrıca dolgu duvarlar yapının enerji yutma kapasitesini de arttırmaktadır.

3.2 DOLGU DUVARLARIN GÖÇME ŞEKİLLERİ

Genellikle gevrek malzemeden yapılan dolgu duvarları çevrelerinde yer alan betonarme çerçeveler kadar esnek değildir. Bu nedenle depremin başlangıcından bir süre sonra çevrelerindeki çerçevenin hareketine uyum gösteremeyen duvarda büyük çatlaklar ve hasarlar meydana gelmekte ve duvarlar göçmektedir.

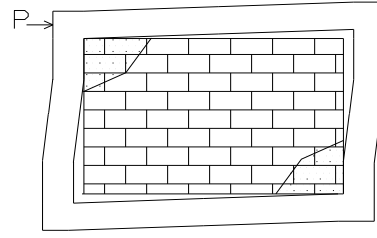
Bu hasarlar ve göçme şekilleri dolgu duvar ve çerçevenin özelliklerine göre değişmektedir. Yapılan deneysel çalışmalar ve gerçek deprem yükü etkisinde kalmış yapılardaki gözlemler sonucu, dolgu duvarlar için tanımlanan farklı göçme şekilleri aşağıda verilmiştir, Şekil 3.1.

Köşe Kırılması

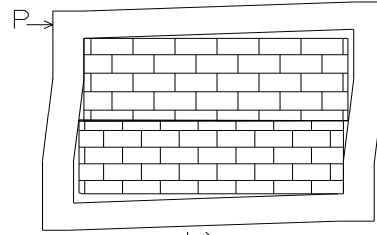
Köşe kırılması, dolgu duvarın yüklü olan en az bir köşesinin kırılması şeklinde ortaya çıkmaktadır. Genellikle, güçlü elemanlı ancak zayıf birleşimli çerçevelerle çevrelenmiş zayıf elemanlarla oluşturulmuş dolgu duvarlı sistemlerde meydana gelmektedir, Şekil 3.1.a.

Kayma Kırılması

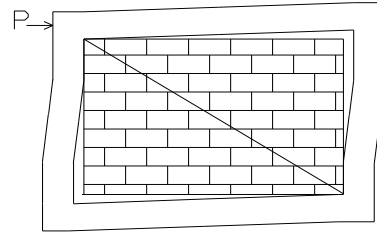
Dolgu duvarın kendi içinde yatay şekilde kaymasıyla oluşmaktadır. Dolgu duvarda kullanılan harç tabakasının kayma gerilmelerine karşı dayanımını kaybetmesi sonucunda kayma kırılması meydana gelmektedir. Bu şekil kırılma kuvvetli çerçeve, zayıf harç tabakası kullanılan dolgu duvarlı sistemlerde ortaya çıkmaktadır, Şekil 3.1.b.



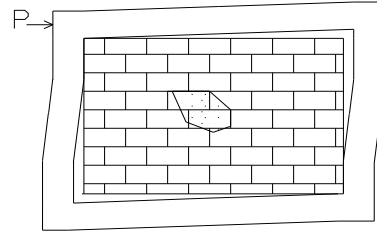
a)



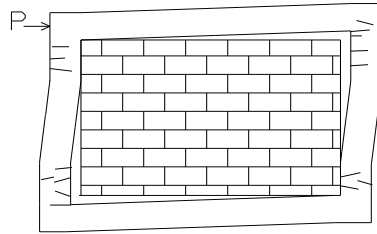
b)



c)



d)



e)

Şekil 3.1 Dolgu Duvarların Göçme Şekilleri

Çapraz Çatlama

Dolgu duvarın yüklü iki köşesi doğrultusunda çatlamların başlamasına çapraz çatlama denmektedir. Genellikle zayıf çerçeve ya da zayıf düğüm noktalarına sahip olan çerçevelerin daha rijit dolgu duvarlarla doldurulması sonucunda oluşmaktadır, Şekil 3.1.c.

Çapraz Kırılma

Duvarın basınç bölgesindeki çaprazda dolgu duvarın orta bölgesinin kırılması şeklinde ortaya çıkar. Bu tip göçme, rölatif olarak daha narin olan duvarın düzlem dışı burkulmasıyla meydana gelmektedir, Şekil 3.1.d.

Çerçeve göçmesi

Dolgu duvarda önemli bir hasar olmadan çerçevede plastik mafsalların oluşması durumunda karşılaşılan göçme şeklidir. Rijit dolgu duvarla doldurulmuş zayıf çerçeve sistemlerde bu tip göçme meydana gelebilmektedir, Şekil 3.1.e.

Yatay yük etkisindeki dolgu duvarlı çerçevelerde, çerçeve ve dolgu duvar birleşiminin harç tabakasıyla rijit bir şekilde yapıldığı durumlarda çerçevede plastik mafsallar oluşmadan genellikle ilk hasar dolgu duvarlarda oluşmaktadır. Dolgu duvarların orta bölgesinden göçmesi, narin duvarlarda duvarın düzlem içi yüklemekten dolayı düzlem dışı burkulma yaparak göçmesiyle oluştuğu için çok nadir görülmektedir. Çapraz çatlama bir göçme şekli olarak yorumlanmamalıdır, çünkü dolgu duvarda çatlamlar başladıktan sonra duvar daha fazla yük taşıyabilmektedir [13].

3.3 DOLGU DUVAR MODELLERİ

Dolgu duvarların yatay yükler altındaki davranışı ve çerçeve sistemlere etkileri bir çok araştırmacı tarafından incelenmiştir. Araştırmalar sonucunda çeşitli modelleme türleri ve formülasyonlar sunulmuştur.

Dolgu duvarların modellenmesinde iki temel yöntem kullanılmaktadır. Bunlardan birincisi dolgu duvarın sonlu elemanlar kullanılarak mikro modellemesi, diğeri ise dolgu duvarın bir bütün yapı elemanı olarak hesaba yansıtıldığı makro modellemedir.

Modellemede dolgu duvarın çerçeve sistemine etkisinin doğru şekilde yansıtılabilmesi için uygulamada :

- Dolgu duvarı oluşturan tuğla elemanlar arasında boşluklar olmamalı, bu elemanlar birbirine harç vasıtasıyla kenetlenmelidir.
- Yük aktarımının tam yapılabilmesi için çerçeve sistem ile dolgu duvar birbirine iyi bir şekilde bağlanmalıdır.

Bu çalışmada dolgu duvarların modellenmesinde, dolgu duvar özelliklerinin eşdeğer sanal çubukla idealleştiren bir makro modelleme kullanılmıştır. Kullanılan model Bölüm 3.3.1 de anlatılmış, duvar parametreleri Bölüm 3.4 de verilmiştir.

3.3.1 Eşdeğer Sanal Çubuk Modeli

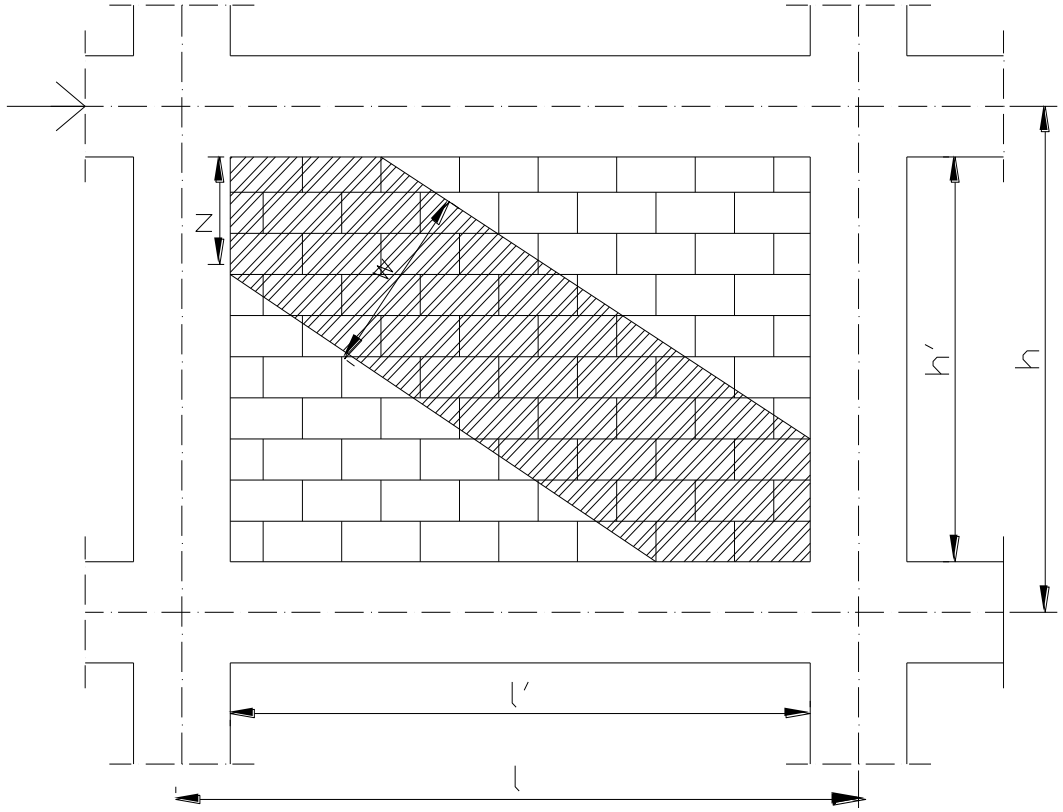
Çerçeve sistem ve dolgu duvar etkileşiminde yatay yük seviyesinin düşük değerleri için, betonarme çerçeve ve dolgu duvar birlikte hareket etmektedirler. Sistemde yatay deformasyonlar arttıkça, çerçeve eğilme modunda hareket etmek isterken dolgu duvar buna engel olmaktadır. Artan yükler altında çerçeve ve dolgu duvar birleşiminde açılmalar meydana gelmektedir. Bu açılmalar ilk başta çekme çaprazındaki karşılıklı iki köşe civarında başlamakta ve yük seviyesi arttıkça genişlemektedir. Dolgu duvarda basınç kuvvetlerinin etkin olduğu çapraz bir basınç bölgesinin oluştuğu gözlenmektedir. Bu bölge Şekil 3.2 de taralı alan ile gösterilmiştir.

z : Dolgu duvarın yatayda çerçeveye temas ettiği mesafeyi,

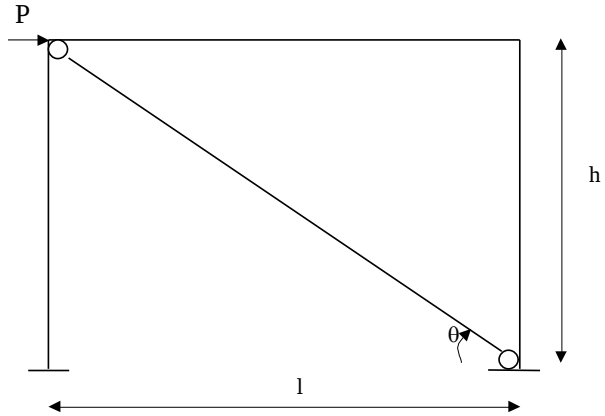
w : Çapraz basınç bölgesinin genişliğini

belirtmektedir.

Basınç yükü taşıyan bu bölge, dış yükler etkisindeki çerçeve sistemlerin lineer olmayan statik çözümlenmesinde bir eşdeğer sanal çubuk ile temsil edilmiştir. Bu çalışmada dolgu duvarların çerçeve sistemlerin davranışına etkisi iki ucu mafsallı çapraz eşdeğer sanal çubuklarla temsil edilmeye çalışılmıştır, Şekil 3.3.



Şekil 3.2 Yatay Yük Etkisi Altında Dolgu Duvarda Oluşan Basınç Bölgesi



Şekil 3.3 Dolgu Duvarı Temsil Eden Eşdeğer Sanal Çubuk

3.4 DOLGU DUVAR PARAMETRELERİ

Modelleme için eşdeğer sanal çubuğun özelliklerinin dolgu duvar davranışını iyi bir şekilde yansıtacak şekilde belirlenmesi gerekmektedir. Yapı sistemlerinin analizinde

eşdeğer sanal çubuğun tanımlanması için gerekli olan parametreler aşağıda verilmiştir:

d : Eşdeğer sanal çubuk uzunluğu

t : Eşdeğer sanal çubuk kalınlığı

w : Eşdeğer sanal çubuk genişliği

E_m : Eşdeğer sanal çubuk elastisite modülü

R : Eşdeğer sanal çubuk taşıma kapasitesi

h dolgu duvar çerçeve yüksekliği, l dolgu duvar çerçeve genişliği olmak üzere eşdeğer sanal çubuğun uzunluğu,

$$d = \sqrt{h^2 + l^2} \quad (3.1)$$

bağıntısıyla hesaplanabilir. Eşdeğer sanal çubuk alanı,

$$F = t.w \quad (3.2)$$

bağıntısıyla hesaplanabilmektedir. Dolgu duvar kalınlığı olan t değeri eşdeğer sanal çubuk kalınlığı olarak kabul edilmektedir. Eşdeğer sanal çubuğun genişliği olan w değeri çapraz basınç bölgesinin genişliğini belirtmektedir ve parametrik ifadelere bağlı olarak hesaplanmaktadır.

Dolgu duvarı temsil eden eşdeğer sanal çubukların mekanik özellikleri farklı araştırmacılar tarafından incelenmiştir.

Mainstone[14], eşdeğer sanal çubuğun genişliğini (3.3) bağıntısında ' λh ' parametresine bağlı olarak ifade etmiştir. λ değeri (3.4) bağıntısında verilmiştir.

$$w = 0,175.(\lambda h)^{-0.4}.\sqrt{h'^2 + l'^2} \quad (3.3)$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m.t.\sin 2\theta}{4.E_c.I_c.h'}} \quad (3.4)$$

Bu bağıntılarda,

h' : dolgu duvar yüksekliğine,

l' : dolgu duvar genişliğine,

t : dolgu duvar kalınlığına,

θ : eşdeğer sanal çubuğun yatayla yaptığı açıya,

E_m : eşdeğer sanal çubuk elastisite modülüne,

E_c : kolon elastisite modülüne,

I_c : kolon atalet momentine,

h : Kolonun yüksekliğine

karşı gelmektedir. h' , l' , h ifadeleri Şekil 3.2 de; θ ifadesi Şekil 3.3 de gösterilmiştir. (3.4) ve (3.5) bağıntılarına göre eşdeğer sanal çubuk genişliği kolon rijitliği, dolgu duvar yüksekliği ile doğru; dolgu duvar genişliği, kalınlığı ve elastisite modülü ile ters orantılıdır.

Paulay ve Priestley[15], eşdeğer sanal çubuk genişliği için dolgu duvarı temsilen rijit bir değer verecek şekilde

$$w = 0.25d \quad (3.5)$$

bağıntısının kullanılabileceğini belirtmişlerdir. Eşdeğer sanal çubuk uzunluğu olan d ifadesi (3.1) bağıntısında verilmiştir.

Dolgu duvar davranışının çerçeve sistemlere etkisinde, duvarın rijitliğini etkileyen dolgu duvar elastisite modülünün önemi büyüktür. Dolgu duvar homojen bir eleman olmadığı için çeşitli (yatay, düşey, çapraz) yönlerdeki elastisite modülü birbirinden farklı olacaktır. Dolgu duvarların eşdeğer sanal çubuk ile modellenmesinde, eşdeğer sanal çubuk elastisite modülü olarak dolgu duvarın eşdeğer sanal çubuk doğrultusundaki (yatay eksen ile θ açısı yapacak şekilde) elastisite modülü alınmalıdır.

Tuğla elemanlardan oluşmuş dolgu duvar elastisite modülü;

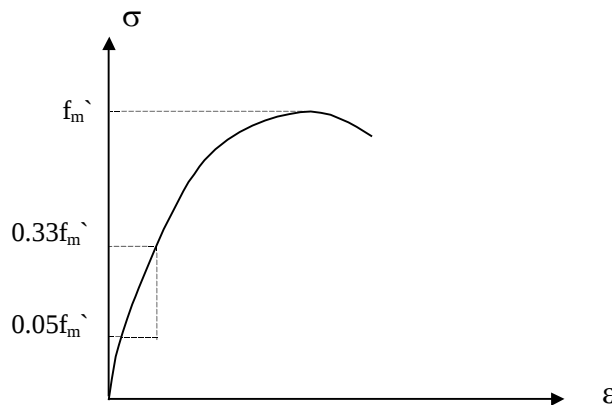
- tuğla basınç dayanımına,
- tuğla yüksekliğine,
- harç tabakası basınç dayanımına,

- harç tabakası yüksekliğine

bağlı olarak değişmektedir. Ayrıca dolgu duvar elastisite modülü sıvalı ve sıvasız duvarlar için farklı değerler almaktadır ve sıva kalınlığı da dolgu duvar elastisite modülünü değiştirmektedir.

Dolgu duvar elastisite modülünü belirleyebilmek için yapılan bazı kuramsal ve deneysel çalışmaların sonuçları aşağıda verilmiştir,

- Kuramsal olarak yapılan çalışmalarda dolgu duvar elastisite modülü genellikle dolgu duvar prizma basınç dayanımının (f'_m) bir fonksiyonu olarak ifade edilmektedir.
- Deneysel olarak yapılan çalışmalarda, prizma duvar elemanının artan yükler altında yük-yerdeğiştirme bağıntısı elde edilmekte ve bu bağıntıdan gerilme-şekildeğiştirme ilişkisine geçilmektedir. Gerilme-şekildeğiştirme eğrisinin eğiminden dolgu duvar elastisite modülü elde edilmektedir.
- ACI530-95 [16] yönetmeliğine göre dolgu duvar prizma testinden elde edilen gerilme-şekildeğiştirme bağıntısında en büyük gerilme değeri olan dolgu duvar prizma basınç dayanımının (f'_m) %33 ve %5 lik değerine karşılık gelen iki nokta arasındaki doğrunun eğimi dolgu duvar elastisite modülü olarak kabul edilmektedir, Şekil 3.4 ve dolgu duvar elastisite modülü (3.6) bağıntısıyla hesaplanabilmektedir.



Şekil 3.4 Prizma Testi Dolgu Duvar Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi

$$E_m = \frac{\sigma_{0.33} - \sigma_{0.05}}{\varepsilon_{0.33} - \varepsilon_{0.05}} \quad (3.6)$$

Bu bağıntıda; $\varepsilon_{0.33}$ duvar prizma basınç dayanımının %33 ü olan $\sigma_{0.33}$ gerilmesine karşı gelen şekildeğiştirme, $\varepsilon_{0.05}$ duvar basınç dayanımının %5 i olan $\sigma_{0.05}$ gerilmesine karşı gelen şekildeğiştirmedir.

- Madan ve diğerleri [17], dolgu duvar gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi için (3.7) bağıntısının kullanılabileceğini önermişlerdir. Bu bağıntıda yer alan r parametresi (3.8) bağıntısıyla verilmiştir. E_m değeri dolgu duvar başlangıç elastisite modülüdür. f_m değeri herhangi bir ε_m şekildeğiştirmesine karşı gelen basınç gerilmesidir. ε'_m değeri dolgu duvar basınç dayanımına karşı gelen şekildeğiştirmedir.

$$f_m = \frac{f'_m \cdot \varepsilon_m \cdot r}{r - 1 + \varepsilon'_m} \quad (3.7)$$

$$r = \frac{E_m}{E_m - \frac{f'_m}{\varepsilon'_m}} \quad (3.8)$$

Dolgu duvarı temsil eden eşdeğer sanal çubuk taşıma kapasitesi için dolgu duvarın göçme şekillerine göre farklı bağıntılar önerilmiştir;

- Paulay ve Priestley [15], dolgu duvarın kayma kırılması durumu için eşdeğer sanal çubuğun basınç yükü taşıma kapasitesinin (R_s), kayma sürtünme gerilmesi (τ_o) ve dolgu duvarın yükseklik/genişlik oranına bağlı olacağını belirtmişler ve bu kırılma şekli için eşdeğer sanal çubuk basınç kapasitesini (3.9) bağıntısıyla vermişlerdir. Bu bağıntıdaki kayma sürtünme gerilmesi (τ_o) değeri için (3.10) bağıntısı önerilmiştir.

$$R_s = \frac{\tau_o}{1 - 0.3(h/l)} \cdot d.t \quad (3.9)$$

$$\tau_o = 0.03 f'_m \quad (3.10)$$

Dolgu duvarın basınç kırılması göçme durumu için eşdeğer sanal çubuk basınç yükü taşıma kapasitesi (R_{cd}), (3.11) bağıntısıyla verilmiştir [15]. Bu bağıntıda z dolgu duvarla çerçevenin yatayda temas ettiği mesafeyi belirtmektedir ve (3.12) ifadesiyle hesaplanabilmektedir.

$$R_{cd} = \frac{2}{3} . z . t . f'_m . \sec \theta \quad (3.11)$$

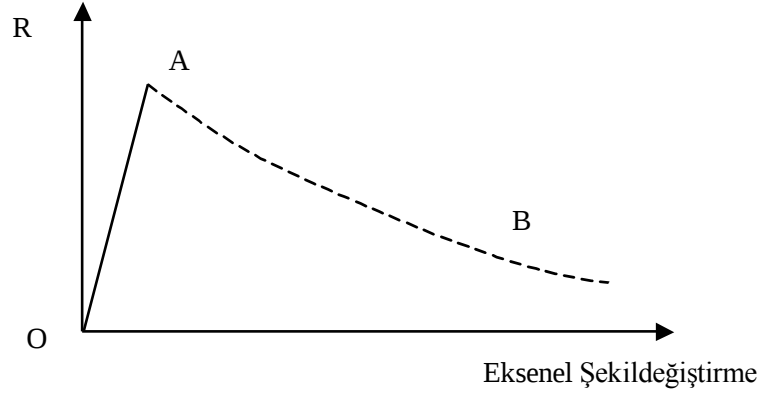
$$z = \frac{\Pi}{2} . \sqrt[4]{\frac{4 . E_c . I_c . h'}{E_m . t . \sin 2\theta}} \quad (3.12)$$

Bu çalışmada yapı sistemlerinin çözümlenmesinde deplasman kontrollü lineer olmayan statik analiz kullanıldığı için bölme duvarları temsil eden eşdeğer sanal çubukların kapasiteleri şekildeğiştirmelere bağlı olarak verilmiştir. Eşdeğer sanal çubuk iki ucu mafsallı olacak şekilde tanımlandığı için sadece eksenel yük taşımaktadır ve bu çubuğun normal kuvvet-uzama bağıntısının tanımlanmasıyla yük-şekildeğiştirme ilişkisi belirtilmiştir.

Klingner ve Bertero [18], eşdeğer sanal çubuk normal kuvvet-uzama bağıntısının, tekrarlı yükler altında yapılan deneysel gözlemlere göre üç koşula uyması gerektiğini belirtmişlerdir :

- Başlangıç rijitliği ve yük kapasitesi
- Eşdeğer sanal çubukta uzamaların artmasıyla yük kapasitesinin azalması
- Tekrar yükleme durumunda azalan rijitlik

Eşdeğer sanal çubuk eksenel yük-şekildeğiştirme bağıntısı için önerilen modelin basınç bölgesine ait zarf eğrisi Şekil 3.5 de verilmiştir.



Şekil 3.5 Eşdeğer Sanal Çubuk Yük-Şekildeğiştirme İlişkisi için Klingner-Bertero Modeli.

Yük-şekildeğiştirme ilişkisi iki bölümden oluşmaktadır:

1) Elastik yükleme doğrusu (OA)

$$R = \frac{E.A}{L} . \Delta L \quad (3.13)$$

2) Zarf eğrisi (AB)

$$R = A . f'_m . e^{\gamma . \Delta L} \quad (3.14)$$

bağıntılarıyla ifade edilmektedir. Bu bağıntılarda;

E : eşdeğer sanal çubuk elastisite modülünü,

A : eşdeğer sanal çubuk alanını,

L : eşdeğer sanal çubuk uzunluğunu,

ΔL : eşdeğer sanal çubuk uzama miktarı,

γ : dayanım azaltma katsayısını

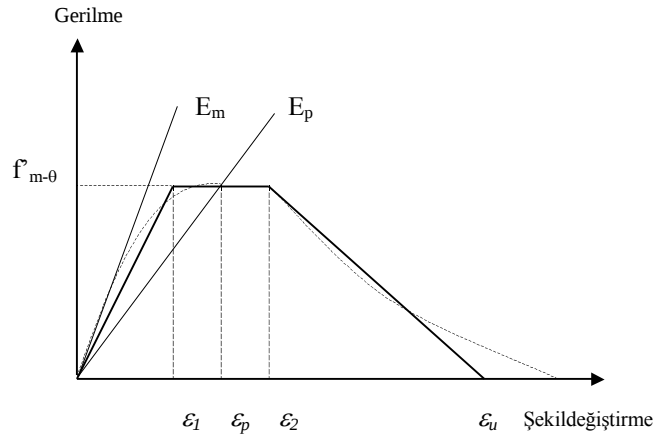
göstermektedir.

Normal kuvvet-şekildeğiştirme ilişkisinde A noktasına kadar eşdeğer sanal çubuğun basınç kuvveti taşıma kapasitesi lineer olarak artmaktadır. Tekrarlı yüklemeler

altında artan kısalma değerleri için çubuğun rijitliğinde ve basınç yükü taşıma kapasitesinde azalma gözlenmektedir. Tekrar eden her çevrimde elde edilen yük kapasiteleri birleştirildiği zaman AB eğrisiyle ifade edilmiş olan zarf eğrisi elde edilmektedir.

Tuğla yapı elemanından yapılmış dolgu duvarın çekme gerilmelerine karşı fazla dayanımı olmadığı için eşdeğer sanal çubuğun eksenel çekme yük kapasitesi küçük değerler almaktadır ve Şekil 3.5 de gösterilmemiştir.

El-Dakhkhni ve diğerleri [13], eşdeğer sanal çubuk normal kuvvet-kısalma bağıntısı için dolgu duvarın eşdeğer sanal çubuk doğrultusundaki basınç gerilmesi-şekildeğiştirme ilişkisinden yararlanılabileceğini belirtmişlerdir ve gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi için Şekil 3.6 da gösterilen üç doğrudan oluşmuş idealleştirmeyi önermişlerdir.



Şekil 3.6 Eşdeğer Sanal Çubuk İdealleştirilmiş Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi

$f_{m-\theta}$: dolgu duvarın eşdeğer sanal çubuk doğrultusundaki basınç dayanımını,

ϵ_p : $f_{m-\theta}$ basınç dayanımına karşılık gelen şekildeğiştirmeyi

$\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_u$: üç doğrunun başlangıç-bitiş noktalarına karşı gelen şekildeğiştirme sınır değerlerini,

E_m, E_p : eşdeğer sanal çubuk başlangıç ve tepe noktası elastisite modüllerini

göstermektedir. $\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_u$ değerleri için sırasıyla (3.15), (3.16), (3.17) bağıntıları önerilmiştir.

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_p - 0.001 \quad (3.15)$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_p + 0.001 \quad (3.16)$$

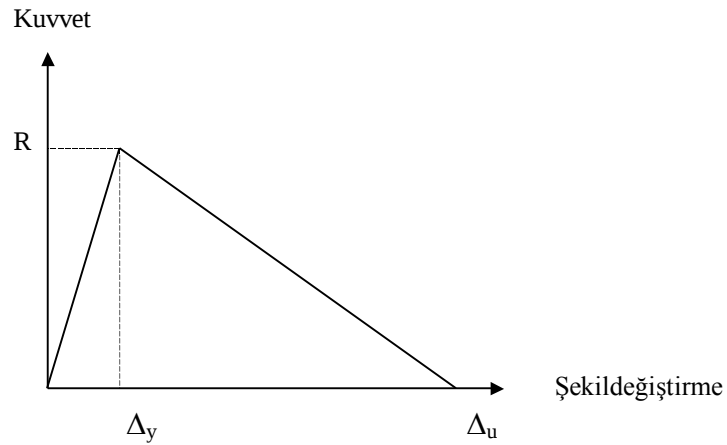
$$\varepsilon_u = 0.01 \quad (3.17)$$

Saneinejad ve Hobbs [19],

$$E_p = 0.5E_m \quad (3.18)$$

bağıntısını önermişlerdir. Her eşdeğer sanal çubuk için ε_1 , ε_2 , ε_u değerlerinin çubuk boyuyla, $f_{m-\theta}$ değerinin çubuk alanıyla çarpılmasıyla eşdeğer sanal çubuk için üç doğruyla ifade edilen normal yük-kısalma bağıntısı elde edilmektedir.

Bu çalışmada, eşdeğer sanal çubuk basınç yükü – şekildeğiştirme ilişkisi için Şekil 3.7 de verilen model kullanılmıştır.



Şekil 3.7 Eşdeğer Sanal Çubuk Kuvvet - Şekildeğiştirme İlişkisi

R : Eşdeğer sanal çubuk basınç yükü taşıma kapasitesini,

Δ_y : Taşıma kapasitesine karşı gelen şekildeğiştirmeyi (kısalma),

Δ_u : Eşdeğer sanal çubuğun şekildeğiştirme sınırını (kısalma)

göstermektedir. Çubuk taşıma kapasitesine ulaşınca kadar basınç yükü ve kısalma arasında

$$R = \frac{A.E}{L} . \Delta L \quad (3.19)$$

ilişkisi vardır. R değeri (3.11) ve (3.12) bağıntılarından elde edilmektedir. Eşdeğer sanal çubuk genişliklerinin elde edilmesinde (3.3) ve (3.4) bağıntıları, çubuk alanları için de (3.2) bağıntısı kullanılmıştır. Bu bağıntılarda kullanılan dolgu duvar prizma basınç dayanımı (f'_m) ve dolgu duvar elastisite modülü (E_m) parametreleri için

$$E_m = 6000 N / mm^2$$

$$f'_m = 2 N / mm^2$$

değerleri kullanılmıştır. Eşdeğer sanal çubuk sınır birim kısalma değeri olarak

$$\varepsilon_u = 0.01$$

ifadesi kullanılmıştır ve çubukta en büyük kısalma değeri

$$\Delta_u = 0.01d \quad (3.20)$$

bağıntısıyla hesaplanmıştır. d çubuk boyunu göstermektedir. Çubuk taşıma kapasitesine eriştikten sonra Δ_u kısalmasına ulaşınca kadar taşıdığı kuvvet lineer olarak azalmaktadır.

4. LİNEER OLMAYAN STATİK ANALİZ

4.1 GİRİŞ

Düşey ve yatay yükler etkisindeki bir betonarme yapı sisteminin dış etkiler altındaki davranışının lineer olmaması genel olarak iki nedenden ileri gelmektedir:

- i) Malzemenin lineer-elastik olmaması nedeniyle iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntılarının (bünye denklemlerinin) lineer olmaması.
- ii) Artan yük seviyeleri için yerdeğiştirmelerin küçük olmaması (geometri değişimleri) nedeniyle denge denklemlerinin ve bazı durumlarda geometrik uygunluk koşullarının lineer olmaması.

Bu çalışmada betonarme çerçeve sistemlerin malzeme özellikleri bakımından lineer olmayan davranışı incelenmiştir.

4.2 MALZEME ÖZELLİKLERİ BAKIMINDAN LİNEER OLMAYAN SİSTEMLER

Yapı sistemlerinin malzeme özellikleri bakımından lineer olmayan hesap yöntemleriyle çözümlenmesinde lineer olmayan şekildeğiştirmelerin; sistem üzerinde yayılı veya yığılı olduğu kabulü yapılmaktadır.

Lineer olmayan malzemeden yapılmış sistemlerde artan yükler altında iç kuvvetler de artarak bazı kesitlerde lineer-elastik sınırı aşmakta ve bu kesitler civarında plastik şekildeğiştirmeler meydana gelmektedir. Yeterli süneklik özelliği gösteren yapı sistemlerinde plastik şekildeğiştirmelerin *plastik mafsal* adı verilen belli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde ise sistemin lineer-elastik davrandığı varsayılabilir. Bu varsayımların göz önüne alındığı teoriye *plastik mafsal teorisi* denilmektedir.

Artan yük parametreleri için oluşan plastik mafsallar nedeniyle sistemin rijitliği azalmakta ve yerdeğiştirmeler büyümektedir.Yük parametresinin bir sınır değere ulaşmasıyla, oluşan plastik mafsallar sebebiyle sistemin tümü veya bir bölümü mekanizma durumuna gelir ve sistemin taşıma gücü sona erer.

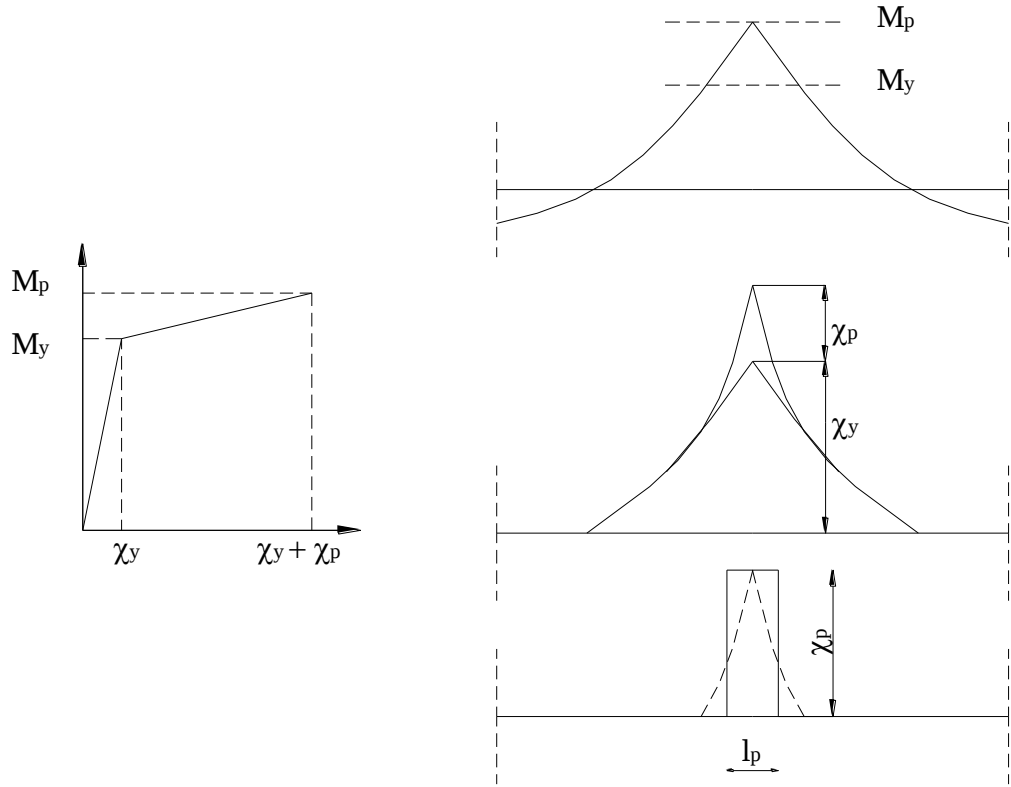
Çerçeve sistemlerde plastik mafsallar kolon kiriş birleşim bölgelerinde, kiriş açıklıkları ortasında, kiriş veya kolonda tekil yüklerin etkidiğı yerlerde, zemin kat kolonlarının temele bağlandığı noktalar gibi kesit zorlarının büyük olduğu kesitlerde oluşmaktadır.

- Kiriş Mekanizması
- Kat Mekanizması
- Birleşik Mekanizma

Çerçeve sistemlerde oluşan genel mekanizma türleridir. Kiriş mekanizması yapı sistemi için genellikle kısmi mekanizma oluşturmaktadır. Kolon uçlarında meydana gelen plastik mafsallar sonucu oluşan kat mekanizması ise katın tam göçmesine neden olmaktadır.

Yönetmeliklerde yapı sistemlerinin boyutlandırılmasında zayıf kiriş–güçlü kolon prensibi esas alınmaktadır. Kolon taşıma kapasitelerinin kiriş taşıma kapasitelerinden daha fazla olmasıyla artan yatay yükler altında yapıda oluşabilecek plastik mafsalların ilk önce kirişlerde ortaya çıkması sağlanmaya çalışılmaktadır. Böylece kat mekanizmalarının oluşumu engellenerek katın tüm göçmesi önlenmeye çalışılmaktadır.

Çubuk yapı elemanlarında eğilme momentinin kesit akma momentini aştığı durumlarda, elastik olmayan eğilme deformasyonlarının kesitte I_p plastik mafsalları genişliği boyunca yayılı olduğu kabulü yapılmaktadır. Şekil 4.1 de sırasıyla çubuk elemandaki moment diyagramı, plastik eğilme şekildeğiştirmeleri ve plastik şekildeğiştirmelerin idealleştirilmesi gösterilmiştir.



Şekil 4.1 Plastik Mafsalın Oluşumu

Plastik mafsal genişliğini için yapılan deneysel ve kuramsal çalışmalar sonucunda yaklaşık bağıntılar önerilmiştir.

Park ve Paulay [6], plastik bölge uzunluğunun

$$l_p = 0.08l + 0.022d_b f_y \quad (4.1)$$

bağıntısı ile hesaplanabileceğini, kolon ve kirişlerde bu değer için yaklaşık olarak

$$l_p \cong 0.5h \quad (4.2)$$

bağıntısının kullanılabileceğini belirtmişlerdir. Bu bağıntılarda;

- l : yapı elemanı boyunu (m),
- d_b : boyuna donatı çapını (m),
- f_y : boyuna donatı akma gerilmesi (MP_a),

h : kesit yüksekliğini
göstermektedir.

ATC40 yönetmeliğine göre [1], plastik mafsalsal genişliği için

$$l_p \cong 0.5h$$

bağıntısı kabul edilebilir bir değerdir.

Mattock [20], plastik mafsalsal genişliği için

$$l_p = 0.5d + 0.05z \quad (4.3)$$

ifadesini önermiştir. Bu bağıntıda,

d : faydalı enkesit yüksekliğini,

z : plastik mafsalsal bölgesinin moment sıfır noktasına olan uzaklığı

göstermektedir.

Eğrilik, yapı elemanının birim boydaki dönmesi olarak tanımlanmaktadır ve bir çubuk elemandaki dönme deformasyonu, eleman boyunca kesit eğimlerinin integrali alınarak hesaplanabilir. Çubuk eleman üzerindeki herhangi bir A ve B noktaları arasındaki dönme,

$$\theta_{AB} = \int_A^B \chi dx \quad (4.4)$$

bağıntısıyla hesaplanabilir. Kesit taşıma gücüne ulaştığı zaman plastik mafsaldaki toplam dönme

$$\theta_u = \theta_y + \theta_p \quad (4.5)$$

bağıntısıyla verilmektedir. θ_y plastik mafsalda M_y akma momentine ulaşıldığı andaki kesit dönmesidir, θ_p ise plastik şekildeğiştirmelerden dolayı plastik mafsalda oluşan

dönme miktarıdır. Plastik mafsallara göre plastik şekil değiştirmeler sadece plastik mafsallarda toplandığı için θ_p değeri,

$$\theta_p = (\chi_u - \chi_y) I_p \quad (4.6)$$

bağıntısıyla verilmektedir [6,1].

4.3 SAYISAL ÇÖZÜMLEME

Bu çalışmada ele alınan örneklerin sayısal çözümlemesi SAP2000 Bilgisayar programının lineer olmayan statik analiz (pushover analiz) uygulaması kullanılarak yapılmıştır. Lineer olmayan statik analiz ATC40[1] ve FEMA273[2] yönetmelikleri esaslarına dayanmaktadır.

Sayısal analizde göçme yükü,

- a) Orantılı olarak artan düşey ve yatay yükler
- b) Sabit düşey yükler altında artan yatay yükler

için hesaplanabilmektedir. Sisteme etkiyen düşey yüklerin belirli olması halinde, büyük ölçüde denge denklemlerine bağlı olan normal kuvvetlerin tahmin edilebilmesi ve rüzgar ve deprem etkilerini temsil eden yatay yüklerin düşey yüklere oranla daha çok değiştiği göz önünde tutularak, bu çalışmada ikinci yol uygulanmıştır.

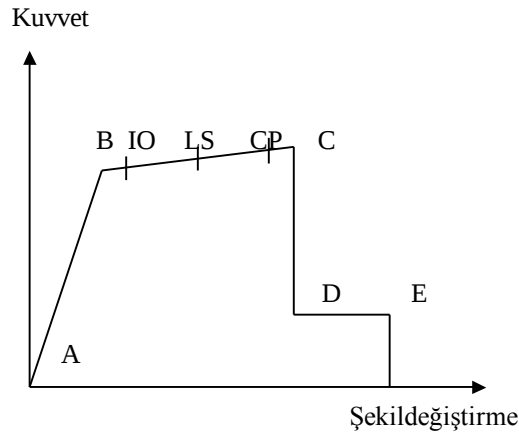
Lineer olmayan statik analiz monoton artan yükler altında deplasman kontrollü ya da kuvvet kontrollü yapılabilmektedir. İstenilen yük parametresi ya da deplasman değeri sisteme bir kontrol noktasıyla iletilmektedir. Kontrol noktası olarak yapı sisteminde kotu yüksek olan bir noktanın seçilmesi uygundur. Bu çalışmada, yatay yükler için hedeflenen deplasman değerine kadar yük parametresi artacak şekilde deplasman kontrollü analiz kullanılmıştır. Lineer olmayan analiz plastik şekil değiştirmelerin, plastik mafsallarda toplanması prensibine dayanmaktadır. Belirli bir yük parametresinden sonra sistemde yeteri kadar plastik mafsalların oluşmasıyla sistem mekanizma durumuna gelmekte ve bu noktadan sonra yük parametresi-yerdeğiştirme bağıntısında artan yerdeğiştirme değerlerine karşılık azalan yük parametreleri karşı

gelmektedir. Bu durumda sistemin yatay yük taşıma kapasitesine ulaştığı anlaşılmaktadır.

Sistemde ilk plastik mafsall oluşuncaya kadar sistem lineer-elastik davranış göstermektedir. Oluşan her plastik mafsall ya da plastik mafsallardaki değişen şekildegıştirme sınır durumları (B, IO, LS, CP, C, D, E) için program tarafından adımlar oluşturulmaktadır. Bu sınır durumlar aşağıda açıklanmıştır.

4.3.1 Plastik Mafsall Şekildegıştirme Sınır Durumları

Lineer olmayan analiz için ATC40[1] ve FEMA273[2] yönetmelikleri tarafından önerilen plastik mafsall şekildegıştirme özellikleri Şekil 4.2 de verilmiştir.



Şekil 4.2 Plastik Mafsall Kuvvet-Şekildegıştirme İlişkisi

Şekil 4.2 de verilen ilişkiye göre;

- AB noktaları arasında kesit lineer davranış göstermektedir.
- B noktası plastik şekildegıştirmelerin başladığı noktadır.
- C noktası kesit taşıma gücünü belirtmektedir.
- D noktasından sonra artan şekildegıştirme durumları için kesit taşıma kapasitesi küçük değerler almaktadır.
- E noktasından sonra kesit taşıma gücünü tamamen kaybetmektedir.

Kesit taşıma gücüne erişinceye kadar plastik şekildegıştirme durumları için IO, LS, CP seviyeler tanımlanmıştır.

- *IO (Immediate Occupancy)* : Hemen kullanılabilirlik sınır durumunu göstermektedir. Bu durumda yapı sistemi taşıyıcı elemanlarında herhangi bir hasarın oluşmaması beklenmektedir.
- *LS (Life Safety)* : Can güvenliği sınır durumunu göstermektedir. Yapı sistemi taşıyıcı elemanlarında hasarlar oluşabilmektedir, fakat bu hasarların yapının göçmemesini sağlayacak ve tamir edilebilir boyutlarda olması istenmektedir.
- *CP(Collapse Prevention)* : Göçme sınır durumunu göstermektedir. Yapıda elemanlarında büyük hasarlar oluşabilmekte ve yapı sisteminde kısmi göçmelerle karşılaşabilmektedir fakat bu durumda taşıyıcı sistemin ayakta kalması ve can kaybının olmaması ya da çok az olması istenmektedir. Yapının tamir edilmesi ekonomik bakımdan uygun olmayabilmektedir.

Çözüm sonrasında oluşturulan her adım için plastik mafsalların şekildeğiştirme seviyeleri elde edilebilmektedir.

B, IO, LS, CP, C, D, E şekildeğiştirme seviyeleri için kesit özelliklerine göre değerler önerilmiştir. Sünek davranış gösteren betonarme kesitlerde, kesit taşıma gücünü belirten C seviyesi için $1.1 M_y$, D seviyesi için $0.2 M_y$ değerleri önerilmektedir [1,2].

4.3.2 Plastik Mafsal Türleri

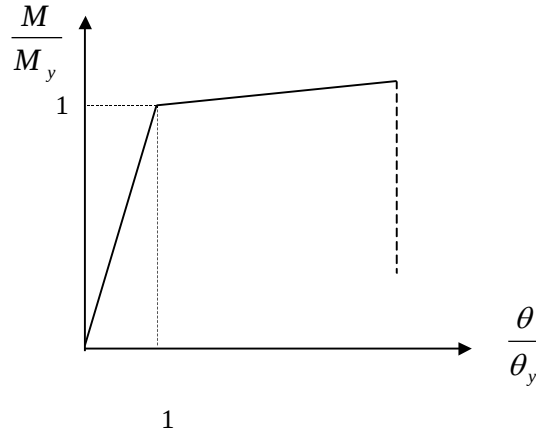
Bu çalışmada betonarme çubuk elemanların lineer olmayan davranışı üç çeşit plastik mafsal kullanılarak göz önüne alınmıştır

M3 Mafsalı

M3 mafsalı betonarme çubuklarda eğilme momenti ve dönme arasındaki ilişkiyi yansıtmaktadır. Sabit eksenel kuvvet ve tek eksenli eğilme etkisi altındaki kesitlerin lineer olmayan davranışını tanımlamak için kullanılmaktadır.

Şekil 4.3 de gösterilen M3 plastik mafsalı moment-dönme ilişkisinde momentler kesitte plastik şekildeğiştirmelerin başladığı M_y momentine göre, dönme değerleri ise kesitte plastik şekildeğiştirmelerin başladığı θ_y dönmesine göre normalize edilmiş

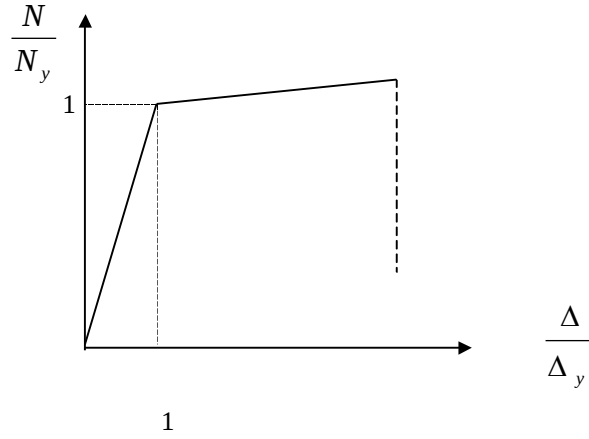
şekilde ifade edilmektedir. Kesitte plastik şekildeğiştirmelerin başladığı duruma (1,1) koordinatları karşı gelmektedir.



Şekil 4.3 M3 Mafsalı Moment-Dönme İlişkisi

P Mafsalı

Sadece eksenel yük etkisi altındaki çubuk elemanlarda normal kuvvet-şekildeğiştirme ilişkisinin tanımlanması için P mafsalı kullanılmaktadır. Bu çalışmada dolgu duvarları temsil eden eşdeğer sanal çubukların lineer olmayan davranışının temsil edilmesi için kullanılmıştır. Dolgu duvarlar, sistemde artan yatay yerdeğiştirmeler altında çeşitli şekillerde göçerek devre dışı kalmaktadır. Eşdeğer sanal çubuk bu davranışı yansıtabilmesi için belirli bir kısalma değerinden sonra taşıma kapasitesinde azalma olacak şekilde modellenmiştir. Şekil 4.6 da gösterilen normal kuvvet-şekildeğiştirme ilişkisinde eşdeğer sanal çubukta sadece basınç kuvveti olduğu için şekildeğiştirmeleri çubuğun Δ kısalması ifade etmektedir. Normal kuvvetler plastik şekildeğiştirmelerin başladığı N_y normal kuvvetine göre, kısalma değerleri plastik şekildeğiştirmelerin başladığı Δ_y değerine göre normalize edilmiştir.



Şekil 4.4 P Mafsalı Normal Kuvvet-Şekildeğiştirme İlişkisi

PMM Mafsalı

Bileşik veya eğik eğilme etkisi altındaki betonarme çubuklarda eğilme momenti-normal kuvvet arasındaki etkileşiminin tanımlanması için PMM mafsalı kullanılmaktadır. Kesite ait elde edilen akma yüzeyi eğrilerinin idealleştirilmiş şekli mafsal özelliklerinde girilmektedir. İdealleştirilmiş normal kuvvet-eğilme momenti etkileşimi Bölüm 2.5 de anlatılmıştır ve Şekil 2.15 de PMM mafsalı için tanımlanan bir etkileşim diyagramı verilmiştir. Program tarafından yük parametresinin değerleri için kesitte normal kuvvet-eğilme momenti değerleri bulunarak, tanımlanan etkileşim bağıntılarından kesit taşıma gücü kontrol edilmektedir.

4.3.3 Hesapta İzlenen Yol

SAP2000 Bilgisayar programı ile yapılan lineer olmayan statik analizde izlenen yol aşağıda belirtilmiştir.

- Yapı elemanlarının oluşturulması
- Kesit özelliklerinin girilmesi
- Plastik mafsal özelliklerinin tanımlanması
- Plastik mafsalların yapı elemanlarına atanması
- Yüklerin girilmesi
 - Düşey yüklerin tanıtılması
 - Yük artımı için birim yatay yüklerin tanıtılması

- Lineer olmayan analizin tanımlanması
 - Kontrol noktasının belirlenmesi
 - Analiz çeşidinin belirlenmesi
 - Yük katsayılarının belirlenmesi
- Çözüm

Çözüm sonrasında her adım için

- Oluşan plastik mafsalların yerleri,
- Plastik mafsallarda şekildeğiştirme seviyeleri,
- Yapı elemanlarında oluşan kesit zorları,
- Sistem yük parametresi-deplasman değerleri

elde edilebilmektedir.

5. BETONARNE ÇERÇEVE SİSTEMLER ÜZERİNE LİNEER OLMAYAN ÇÖZÜMLEMELER VE KARŞILAŞTIRMALAR

Bu bölümde betonarme yapı sistemlerinin lineer olmayan davranışının incelenmesi ve yatay yük parametresi-yerdeğiştirme ilişkilerinin elde edilmesi için lineer olmayan statik analiz ile yapılan çözümlemeler ve çözüm sonrasında elde edilen yük parametresi-yerdeğiştirme bağıntıları karşılaştırmalı olarak verilmiştir. Çözümlemesi yapılan her model çıplak çerçeve ve dolgu duvarlı olmak üzere iki farklı biçimde ele alınmıştır.

Bölüm 5.1 ve 5.2 de deneysel olarak incelenmiş betonarme düzlem çerçeveler ele alınmıştır, böylece elde edilen kuramsal sonuçların deneysel sonuçlarla karşılaştırma olanağı elde edilmiştir. Bölüm 5.3 de betonarme düzlem bir çerçevenin kuramsal çözümlemesi yapılmıştır.

SAP2000 Bilgisayar programı ile yapılan lineer olmayan statik analizde tanımlanan PMM mafsalları için normal kuvvet-eğilme momenti karşılıklı etkileşim diyagramları, M3 mafsalları için moment-eğrilik ilişkileri verilmiştir. Bu ilişkiler Bölüm 2.7 de anlatıldığı şekilde idealleştirilmiştir. Bu bölümde dolgu duvarları temsil eden eşdeğer sanal çubuklarda tanımlanan P mafsalları için idealleştirilmiş normal kuvvet-şekildeğiştirme ilişkileri verilmiştir. Bu çalışmada kullanılan eşdeğer sanal çubuk parametreleri Bölüm 3.4 de verilmiştir.

5.1 TEK KATLI TEK AÇIKLIKLI DÜZLEM ÇERÇEVE

Daha önceki yıllarda İTÜ Yapı ve Deprem Laboratuvarı'nda deneysel çalışması yapılmış tek katlı tek açıklı betonarme çerçevenin çıplak ve dolgu duvarlı olmak üzere kuramsal çözümlemeleri yapılmıştır. Bölüm 5.1.3 de deneysel ve kuramsal sonuçlar ile çıplak çerçeve ve dolgu duvarlı çerçeve kuramsal sonuçları ayrı ayrı karşılaştırılmıştır.

Kuramsal çalışma için;

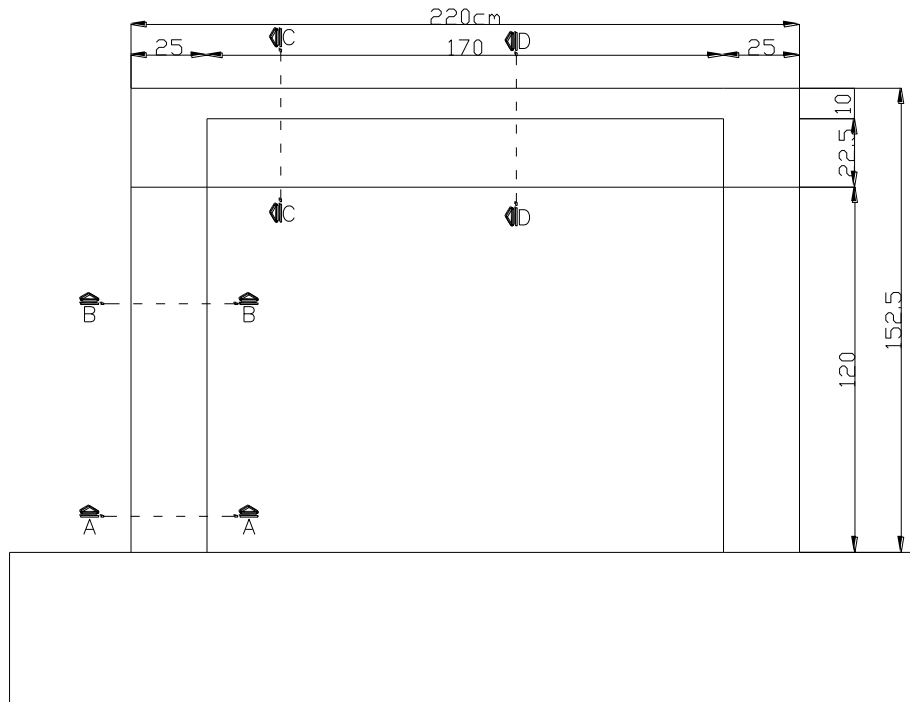
- Beton basınç dayanımı, $f_{co} = 13.94 N / mm^2$
- Beton elastisite modülü, $E_c = 12000 N / mm^2$
- Donatı çeliği akma dayanımı, $f_y = 300 N / mm^2$
- Donatı çeliği elastisite modülü, $E_0 = 210000 N / mm^2$
- Donatı çeliği pekleşme elastisite modülü, $E_1 = 210 N / mm^2$

değerleri kullanılmıştır. Bu dayanım değerleri İTÜ Yapı ve Deprem Laboratuvarı'nda yapılan deneylerden elde edilmiştir [4]. Kolon ve kiriş plastik mafsallık genişlikleri için,

$$l_p = 0.5h$$

bağıntısı kullanılmıştır. h kesit yüksekliğini göstermektedir.

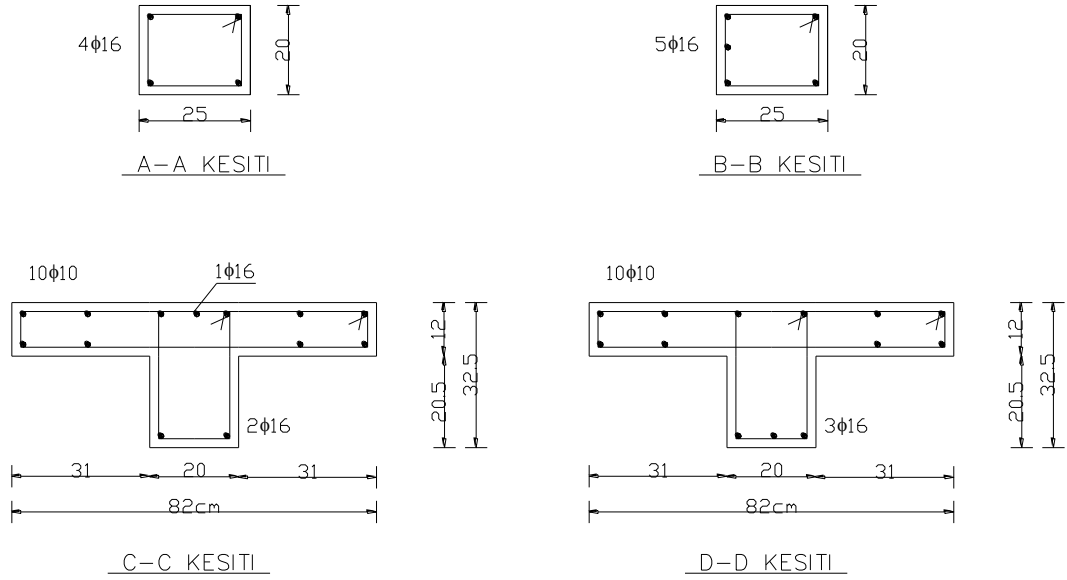
5.1.1 Çıplak Çerçeve



Şekil 5.1 Çerçeve Geometrisi

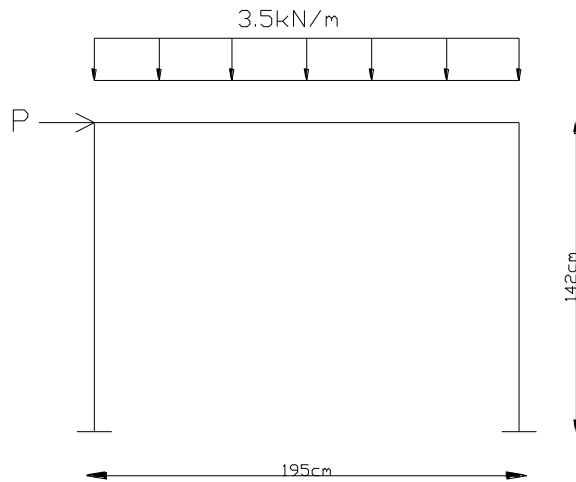
Şekil 5.1 de geometrisi gösterilen tek katlı tek açıklı betonarme çerçeve sistem dikdörtgen kesitli kolonlar ve T kesitli kirişten oluşmaktadır. Donatı düzeninin kolon

ve kiriş boyunca farklılık göstermesinden dolayı sistemde iki çeşit kolon ve iki çeşit kiriş kesiti mevcuttur. Şekil 5.1 de gösterilen A, B, C, D kesiti detayları Şekil 5.2 de verilmiştir. Kolon ve kiriş kesitlerinde kullanılan etriye çapı 6mm, etriye aralığı 20 cm'dir.



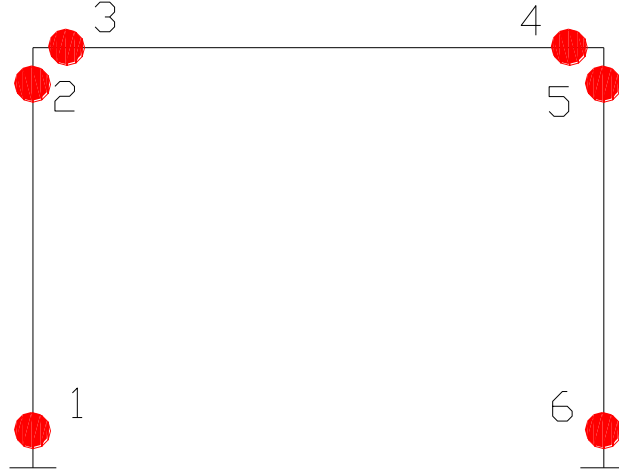
Şekil 5.2 Çerçeve Kesit Detayları

Sisteme etkiyen düşey ve yatay yükler Şekil 5.3 de verilmiştir. Sistem düşey yüklerin $e=1$ katsayısıyla çarpımından oluşan yükler altında birim yatay yük parametresinin artan değerleri için hesaplanmıştır.



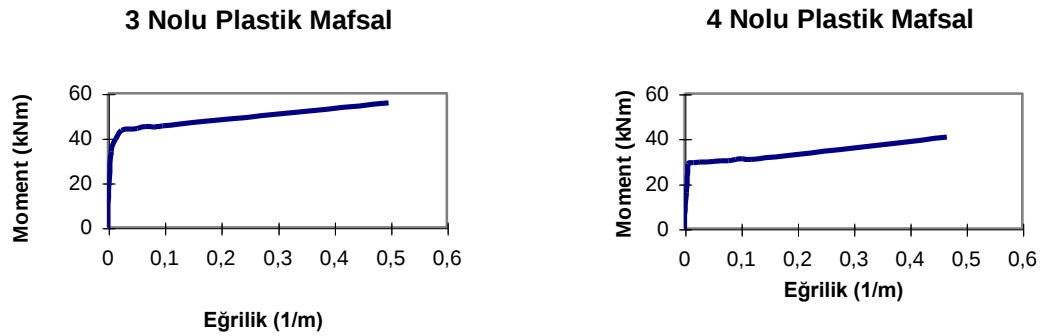
Şekil 5.3 Sisteme Etkiyen Düşey ve Yatay Yükler

Lineer olmayan şekildeğiştirmeler plastik mafsallarda toplandığı kabulü yapıldığından artan yatay yük parametresi altında sistemde kesit zorlarının sınır değerlere ulaşacağı yerler için plastik mafsallar atanmıştır. Bu sistemde her çubuk eleman iki ucuna plastik mafsallar atanmıştır, şekil5.4.



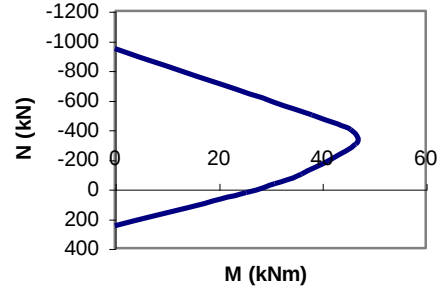
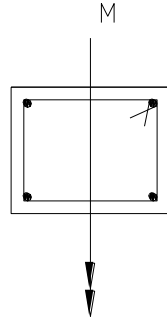
şekil 5.4 Sistemde plastik mafsalların oluşması beklenen potansiyel yerler

Farklı donatı düzenine sahip iki kolon kesiti için PMM mafsalları, kiriş kesitleri için M3 mafsalları tanımlanmıştır. 1, 2, 5, 6 nolu mafsallar için elde edilen karşılıklı etki diyagramları şekil 5.6 da; 3, 4 nolu mafsallar için moment-eğrilik bağıntıları şekil 5.5 da verilmiştir.

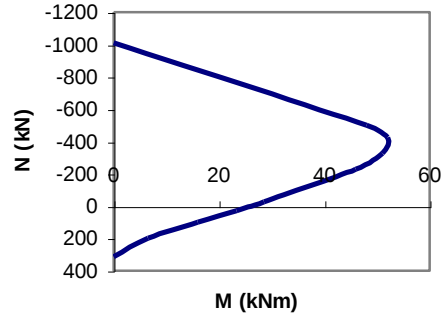
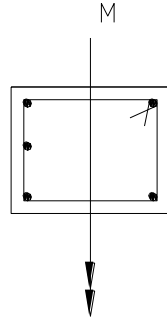


şekil 5.5 Kiriş Mafsalları için Moment-Eğrilik Bağıntıları

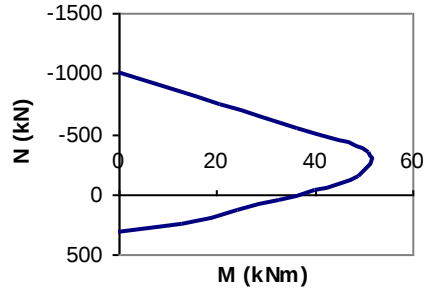
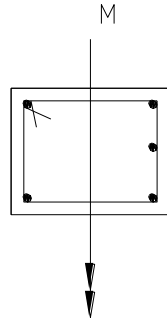
1 ve 6 Nolu Mafsallar



2 Nolu Mafsal



5 Nolu Mafsal



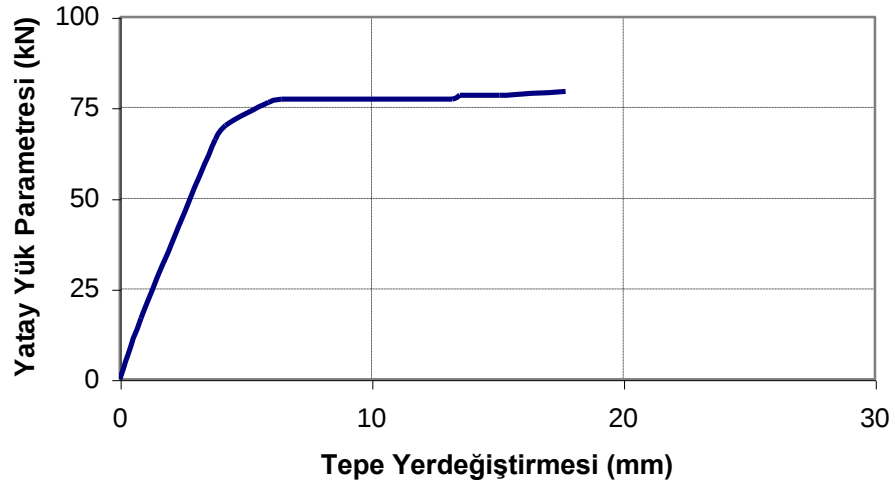
Şekil 5.6 Kolon Mafsalları için Karşılıklı Etki Diyagramları

Deplasman kontrollü yapılan lineer olmayan statik analizde çubuk elemanlarda tanımlanan plastik mafsallardaki sınır şekildeğiştirmelerine ulaşarak belirli bir yerdeğiştirme değerinden sonra artan yerdeğiştirme değerlerine azalan yük

parametreleri karşılık gelmeye başlamıştır. Çözüm sonrasında elde edilen yatay yük parametresi – yerdeğiştirme ilişkileri Şekil 5.7 de verilmiştir. Sistemin limit yükü

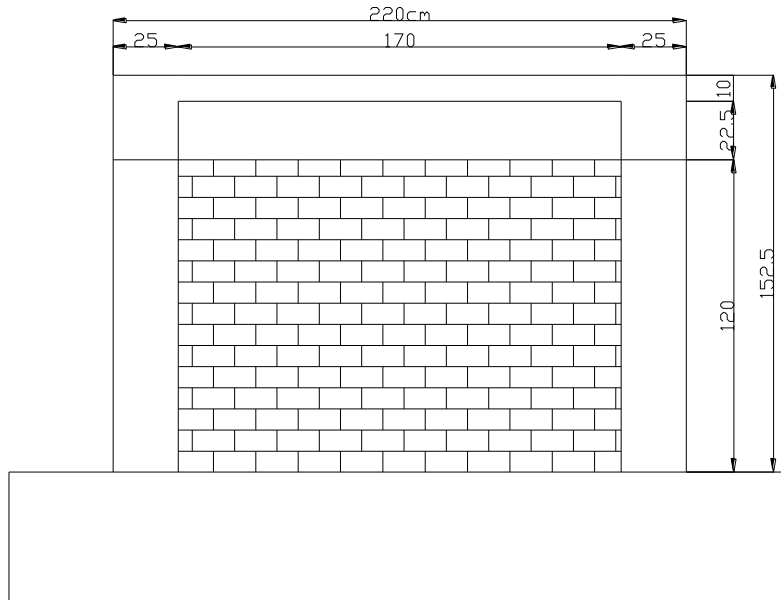
$$P_{L1} = 79.46 \text{ kN}$$

olarak bulunmuştur.



Şekil 5.7 Kuramsal Yük Parametresi-Yerdeğiştirme İlişkisi

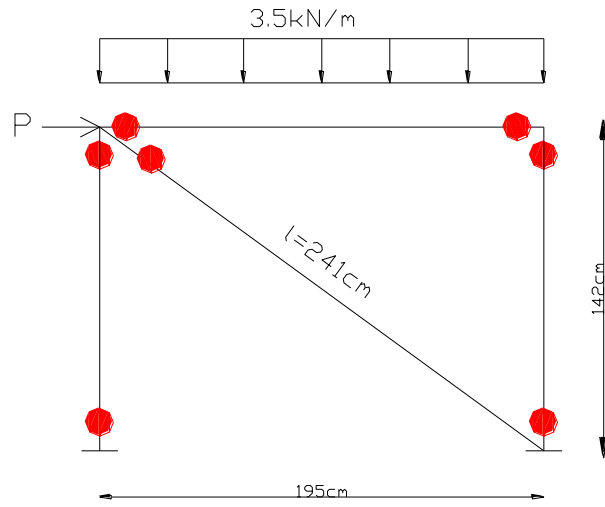
5.1.2 Dolgu Duvarlı Çerçeve



Şekil 5.8 Çerçeve Geometrisi

Şekil 5.8 de geometrisi gösterilen tek katlı tek açıklı betonarme çerçeve Bölüm 5.1.1 de çözümlenen sistem ile aynı geometrik ve kesit özelliklerine sahiptir. Bu çerçevede tuğla elemanlardan oluşan 19 cm kalınlığında sıvalı bir dolgu duvar mevcuttur.

Çıplak çerçeve benzer şekilde sabit düşey yükler altında artan yatay yük parametreleri için lineer olmayan çözümlemesi yapılmıştır. Dolgu duvarı temsil eden eşdeğer sanal çubuk iki ucu mafsallı olacak şekilde modellenmiştir. Eşdeğer sanal çubuğun lineer olmayan davranışı mekanik modele bu çubuğa atanan P mafsalıyla yansıtılmıştır, Şekil 5.9. Diğer plastik mafsal özellikleri çıplak çerçevenin plastik mafsallarıyla aynı özelliklere sahiptir.



Şekil 5.9 Dolgu Duvarlı Çerçeve Mekanik Modeli

Şekil 5.9 da gösterilen eşdeğer sanal çubuk kalınlığı duvar kalınlığına eşit olup 19 cm'dir. Çubuk uzunluğu 241 cm'dir. Çubuk genişliği için (3.3) ve (3.4) bağıntıları kullanılarak

$$w = 23.9 \text{ cm}$$

değeri, çubuk alanı için (3.2) bağıntısı kullanılarak

$$A = 454.1 \text{ cm}^2$$

değeri elde edilmiştir. Eşdeğer sanal çubuk basınç yükü taşıma kapasitesi (3.11) ve (3.12) bağıntılarının kullanılmasıyla

$$R = 169 \text{ kN}$$

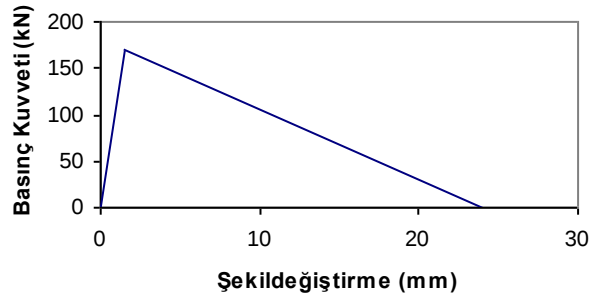
değeri almaktadır. Bu değere karşı gelen çubuk kısalması (3.19) bağıntısıyla

$$\Delta_y = 0.0015m$$

elde edilmiştir. Çubuğun yapabildiği en büyük şekildeğiştirme değeri (3.20) bağıntısıyla elde edilmiştir.

$$\Delta_u = 0.0241m$$

P mafsalı için tanımlanan normal kuvvet-şekildeğiştirme bağıntısı Şekil 5.10 da verilmiştir.

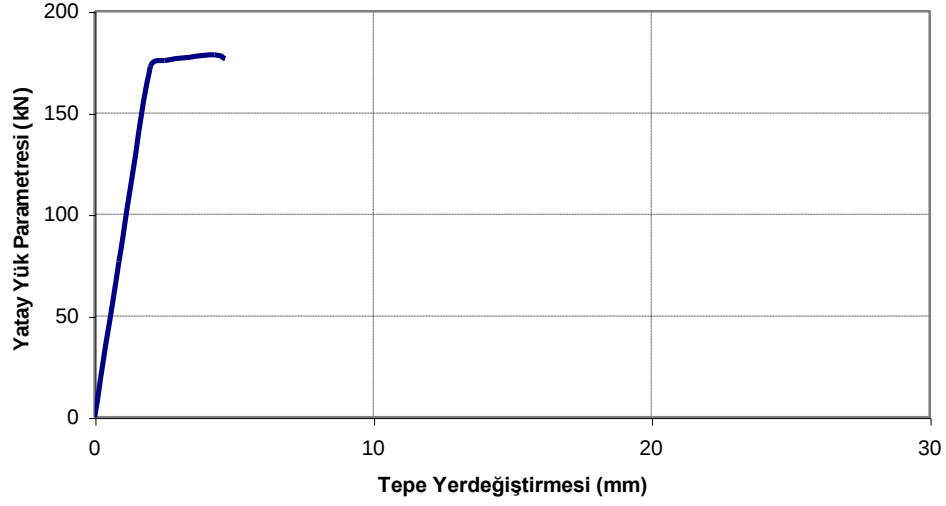


Şekil 5.10 Eşdeğer Sanal Çubuk Basma Kuvveti – Şekildeğiştirme İlişkisi

Deplasman kontrollü olarak yapılan lineer olmayan statik analiz sonucunda elde edilen yatay yük parametresi – yerdeğiştirme ilişkileri Şekil 5.11 de verilmiştir. Sistemin limit yükü

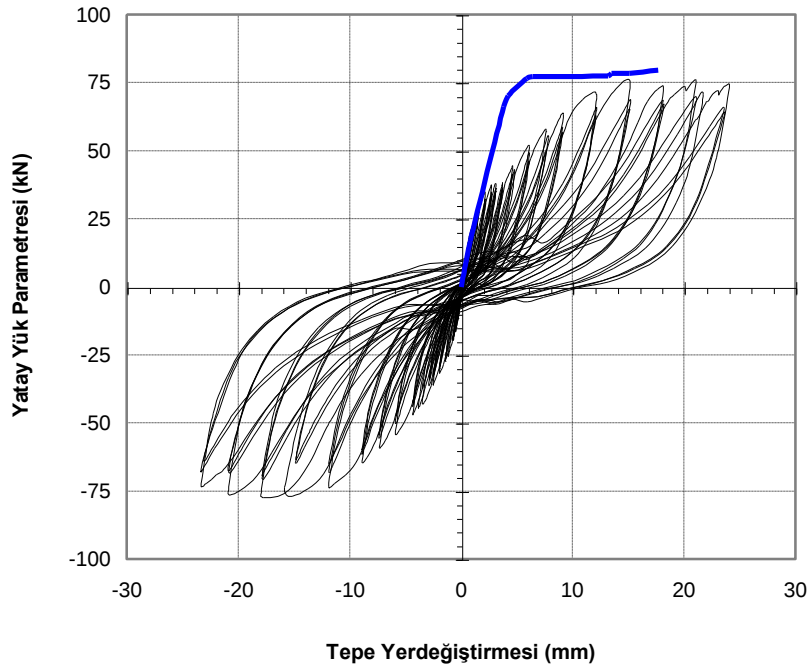
$$P_{L1} = 176.79kN$$

olarak bulunmuştur.

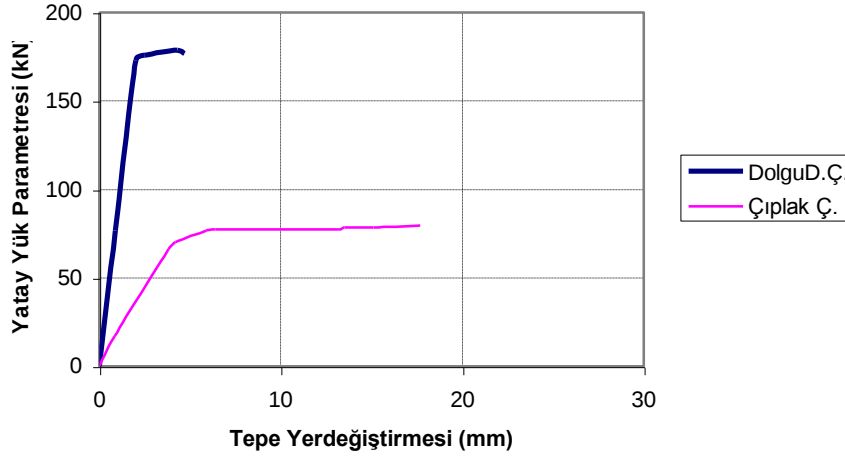


Şekil 5.11 Kuramsal Yük Parametresi-Yerdeğiştirme İlişkisi

5.1.3 Sonuçların Karşılaştırılması



Şekil 5.12 Deneysel ve Kuramsal Yük Parametresi-Yerdeğiştirme İlişkileri (Çıplak Çerçeve)



Şekil 5.13 Çıplak ve Dolgu Duvarlı Çerçeve Yük Parametresi-Yerdeğiştirme İlişkileri

Çıplak çerçeve üzerine yapılan deneysel çalışmada yatay yük parametresi 75-76 kN mertebelerinde elde edilmiştir. Yapılan kuramsal çalışmada yatay yük parametresi 79.46 kN olarak elde edilmiştir. Deneysel ve kuramsal sonuçların sistem yatay yük kapasitesi bakımından birbirine yakın olduğu söylenebilir. Kuramsal çalışmada lineer olmayan analizde kullanılan betonarme kesit özellikleri donatı çeliğinin 0.01 birim şekildeğiştirme değeri için hesaplanmıştır. Deneysel ve kuramsal çalışmada izin verilen malzeme sınır şekildeğiştirme değeri farklı olduğu için sistem süneklikleri farklı değeri almaktadır. Donatı çeliğinin daha fazla birim şekildeğiştirme yapmasıyla elde edilen kesit özelliklerinin lineer olmayan statik analizde kullanılmasıyla sistem sünekliğı bakımından daha büyük değeri elde edilmektedir. Kuramsal çalışmada kayma deformasyonları ihmal edildiğı için çerçeve sistem yatay yük taşıma kapasitesine ulaşınca kadar daha rijit bir davranış göstermiştir.

Dolgu duvarlı çerçeve ve çıplak çerçeve yatay yük taşıma kapasitesi bakımından karşılaştırıldıkları zaman aralarında

$$p = \frac{176.79kN}{79.46kN} = 2.26$$

değeri gibi bir oran mevcuttur. Yapı sisteminde kullanılan dolgu duvar sistemin yatay yük taşıma kapasitesini oldukça arttırmıştır. Sistem rijitliğı bakımından dolgu duvarlı çerçevenin sistemin rijitliğini arttırdığı gözlenmiştir ve gevrek davranış

gösteren dolgu duvarda sistem yatay deplasman değerinin küçük değeri için hasarlar oluşabilmektedir.

5.2 İKİ KATLI TEK AÇIKLIKLI ÇERÇEVE

İTÜ Yapı ve Deprem Laboratuvar'ında deneysel çalışması yapılan [21] iki katlı tek açıklık betonarme çerçevenin çıplak ve dolgu duvarlı olmak üzere kuramsal çözümlmeleri yapılmıştır. Bölüm 5.2.3 de deneysel ve kuramsal sonuçlar ile çıplak çerçeve ve dolgu duvarlı çerçeve kuramsal sonuçları ayrı ayrı karşılaştırılmıştır.

Kuramsal çalışma için;

- Beton basınç dayanımı, $f_{co} = 10.53 N / mm^2$
- Beton elastisite modülü, $E_c = 12000 N / mm^2$
- Donatı çeliği akma dayanımı, $f_y = 282 N / mm^2$
- Donatı çeliği elastisite modülü, $E_0 = 210000 N / mm^2$
- Donatı çeliği pekleşme elastisite modülü, $E_1 = 210 N / mm^2$

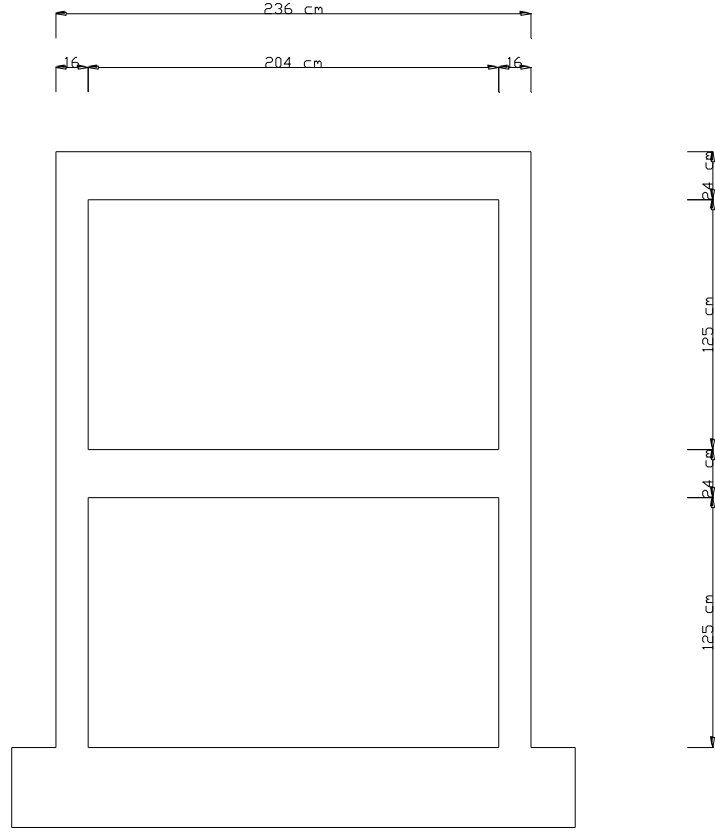
değerleri kullanılmıştır. Plastik mafsall genişlikleri için deneysel sonuçlardan yararlanılarak;

- Kolon kesitleri için, $I_p = 14 cm$
- Kiriş kesitleri için, $I_p = 20 cm$

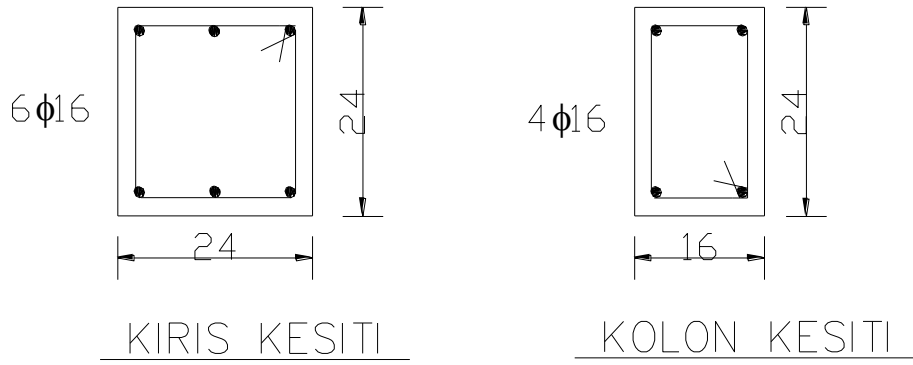
değerleri kullanılmıştır.

5.2.1 Çıplak Çerçeve

Şekil 5.14 de geometrisi gösterilen iki katlı tek açıklık betonarme çerçeve sistem dikdörtgen kesitli kolonlar ve kirişlerden oluşmaktadır. Kolonlardaki boyuna donatı bindirme eksiz sürekli devam etmektedir. Kiriş kesitleri kolon kesitlerine göre daha rijit seçilmiştir. Bütün kolon kesitleri ve bütün kiriş kesitleri aynı donatı düzenine sahiptir. Kolon ve kiriş kesit detayları Şekil 5.15 de verilmiştir. Kolon ve kiriş kesitlerinde kullanılan etriye çapı 6mm, etriye aralığı 15 cm'dir.

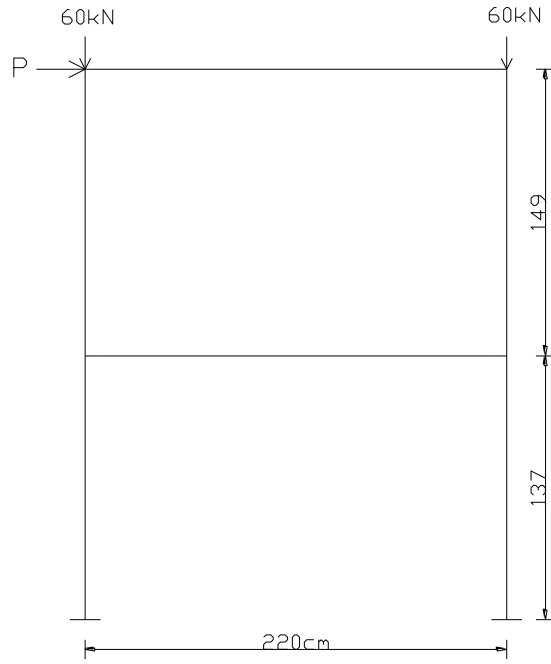


Şekil 5.14 Çerçeve Geometrisi



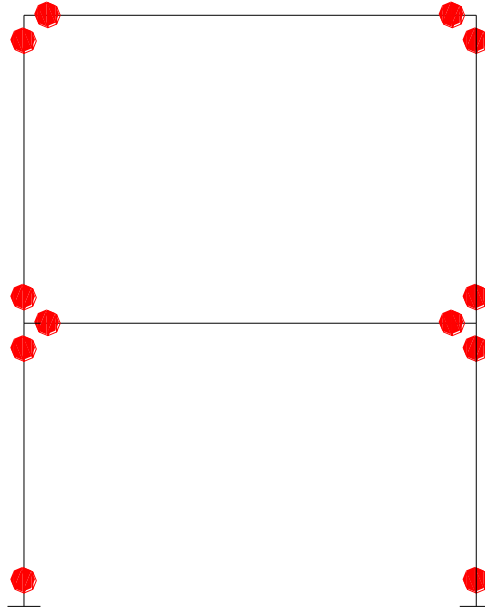
Şekil 5.15 Çerçeve Kolon ve Kiriş Kesit Detayları

Sisteme etkiyen düşey ve yatay yükler Şekil 5.16 da verilmiştir. Sistem düşey yüklerin $e=1$ katsayısıyla çarpımından oluşan yükler altında birim yatay yük parametresinin artan değerleri için hesaplanmıştır.



Şekil 5.16 Sisteme Etkiyen Düşey ve Yatay Yükler

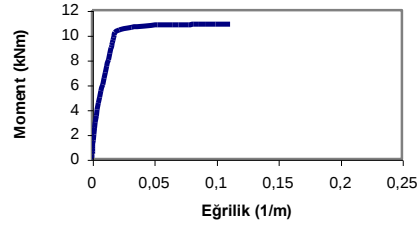
Artan yatay yük parametresi altında sistemde kesit zorlarının sınır değerlere ulaşacağı yerler için plastik mafsallar atanmıştır. Bu sistemde her çubuk elemanın uç kesitleri için plastik mafsal atanmıştır, Şekil 5.17.



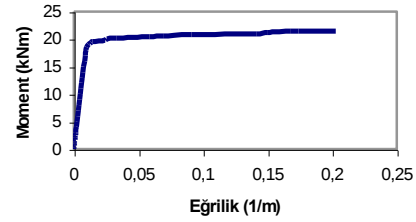
Şekil 5.17 Sistemde plastik mafsalların oluşması beklenen potansiyel yerler

Deneysel çalışmada başlangıçta kolonlara düşey olarak etkiyen 60 kN'luk yükler yatay yük parametresine göre değiştirilerek deney boyunca kolonlarda oluşan normal kuvvet değeri 60 kN'da sabit tutulmuştur. Şekil 5.17 de gösterilen kesitlere M3 mafsalları atanmıştır. Kolon ve kirişlere ait moment-eğrilik bağıntıları Şekil 5.18 de verilmiştir. Kolon kesiti için 60kN normal kuvvet etkisi altında moment – eğrilik ilişkisi elde edilmiştir.

KOLON KESİTİ



KİRİŞ KESİTİ

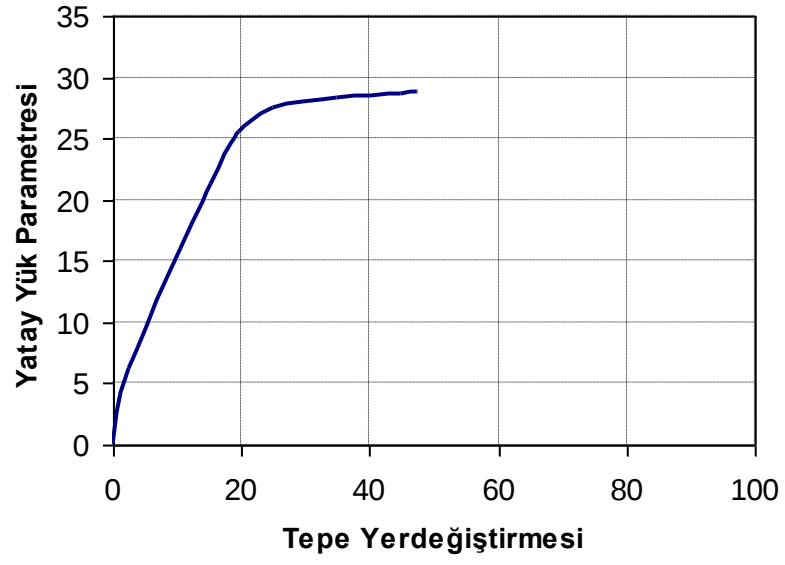


Şekil 5.18 Kolon ve Kiriş Mafsalları için Moment-Eğrilik Bağıntıları

Deplasman kontrollü olarak yapılan lineer olmayan statik analizde, belirli bir sistem yerdeğiştirme değerinden sonra çubuk elemanlarda tanımlanan plastik mafsallardaki şekildeğiştirmeler sınır bir değere ulaşmakta ve sistemde artan yerdeğiştirme değerlerine azalan yük parametreleri karşı gelmektedir. Bu durum için sistemin limit yükü

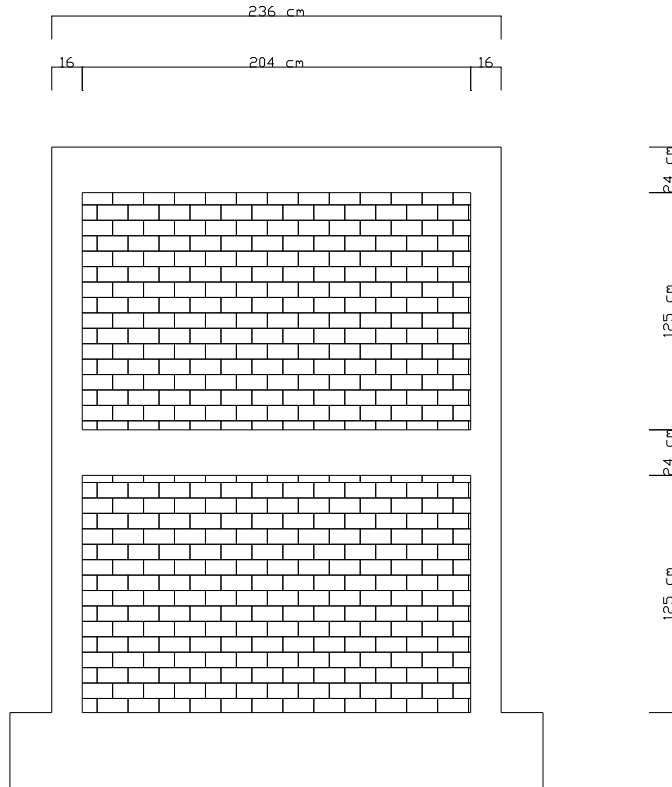
$$P_{L1} = 28.74kN$$

değerini almaktadır. Elde edilen yatay yük parametresi – yerdeğiştirme ilişkisi Şekil 5.19 da verilmiştir.



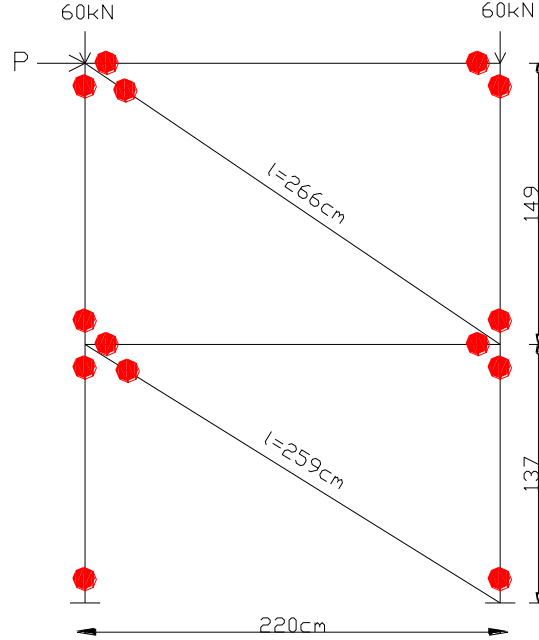
Şekil 5.19 Kuramsal Yük Parametresi-Yerdeğiştirme İlişkisi

5.2.2 Dolgu Duvarlı Çerçeve



Şekil 5.20 Çerçeve Geometrisi

Şekil 5.20 de geometrisi gösterilen iki katlı tek açıklı betonarme çerçeve Bölüm 5.2.1 de çözümlenen sistem ile aynı geometrik ve kesit özelliklerine sahiptir. Bu çerçevede tuğla elemanlardan oluşan, 16 cm kalınlığında sıvalı dolgu duvarlar mevcuttur.



Şekil 5.21 Dolgu Duvarlı Çerçeve Mekanik Modeli

Şekil 5.21 de gösterilen eşdeğer sanal çubuk kalınlıkları duvar kalınlığına eşit olup 16 cm'dir. Alt ve üst kat çubuk uzunlukları sırasıyla 259 ve 266 cm'dir. Çubuk genişlikleri için (3.3) ve (3.4) bağıntıları kullanılarak

$$w = 23.7\text{cm} \text{ (alt kat)}, \quad w = 23.5\text{cm} \text{ (üst kat)}$$

değerleri, çubuk alanları için (3.2) bağıntısı kullanılarak

$$A = 379.2\text{cm}^2 \text{ (alt kat)}, \quad A = 376\text{cm}^2 \text{ (üst kat)}$$

değerleri elde edilmiştir. Eşdeğer sanal çubuk basınç yükü taşıma kapasiteleri (3.11) ve (3.12) bağıntılarının kullanılmasıyla

$$R = 108.56\text{kN} \text{ (alt kat)}, \quad R = 110.27\text{kN} \text{ (üst kat)}$$

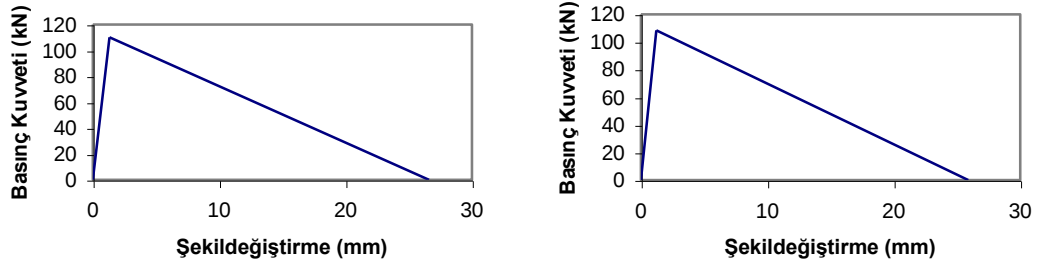
değerlerini almaktadır. Bu değerlere karşı gelen çubuk kısaltmaları (3.19) bağıntısıyla

$$\Delta_y = 0.00124\text{m} \text{ (alt kat)}, \quad \Delta_y = 0.0013\text{m} \text{ (üst kat)}$$

elde edilmiştir. Çubukların yapabildiği en büyük şekildeğiştirme değerleri (3.20) bağıntısıyla elde edilmiştir.

$$\Delta_u = 0.0259m \text{ (alt kat)}, \quad \Delta_u = 0.0266m \text{ (üst kat)}$$

P mafsalları için tanımlanan normal kuvvet – şekildeğiştirme ilişkileri Şekil 5.22 de verilmiştir.

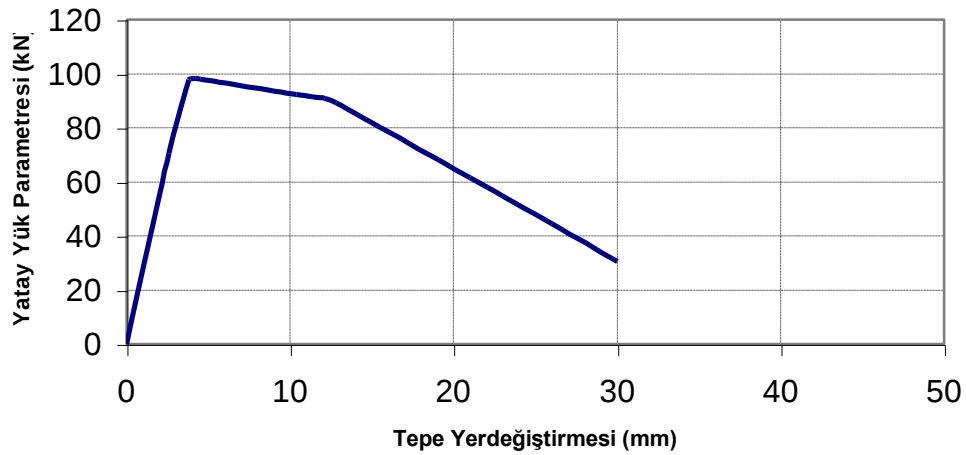


Şekil 5.22 Eşdeğer Sanal Çubuklar Basınç Kuvveti – Şekildeğiştirme İlişkisi

Deplasman kontrollü olarak yapılan lineer olmayan statik analiz sonucunda elde edilen yatay yük parametresi – yerdeğiştirme ilişkileri Şekil 5.23 de verilmiştir. Sistemin limit yükü

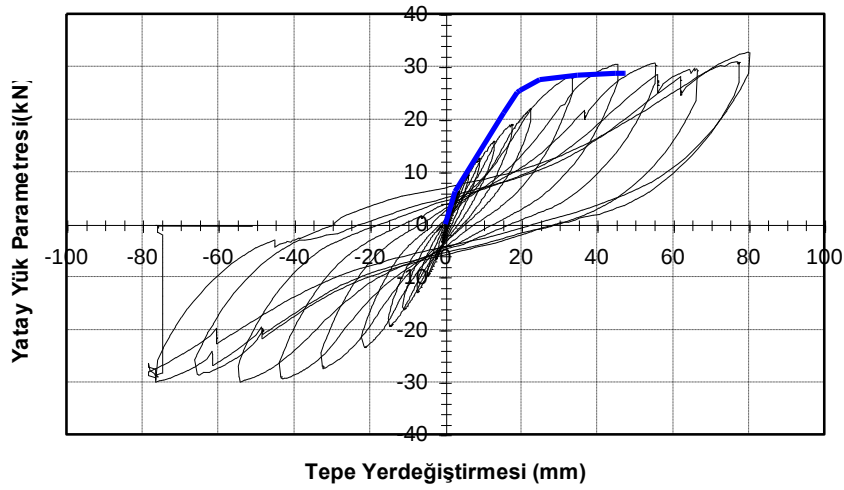
$$P_{L1} = 98.15kN$$

olarak bulunmuştur.

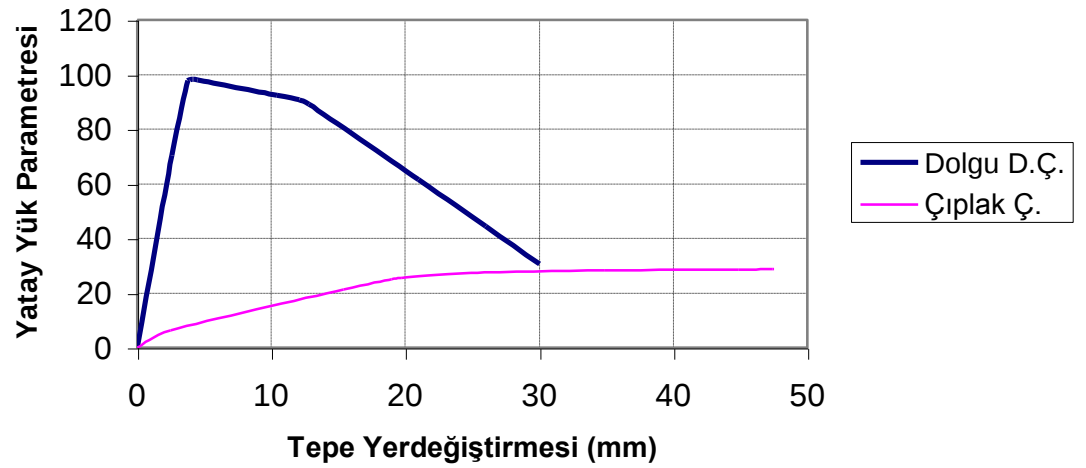


Şekil 5.23 Dolgu Duvarlı Çerçeve için Yük Parametresi – Yerdeğiştirme İlişkisi

5.2.3 Sonuçların Karşılaştırılması



Şekil 5.24 Kuramsal ve Deneysel Yük Parametresi-Yerdeğiştirme İlişkisi (Çıplak Çerçeve)



Şekil 5.25 Çıplak ve Dolgu Duvarlı Çerçeve Yük Parametresi-Yerdeğiştirme İlişkileri

Çıplak çerçeve üzerine yapılan deneysel çalışmada yatay yük parametresi 32 kN mertebelerinde elde edilmiştir. Yapılan kuramsal çalışmada yatay yük parametresi 28.74 kN olarak elde edilmiştir. Deneysel ve kuramsal sonuçların sistem yatay yük kapasitesi bakımından birbirine yakın olduğu söylenebilir. Kuramsal çalışmada lineer olmayan çözümlemede kullanılan betonarme kesit özellikleri donatı çeliğinin 0.01 birim şekildeğiştirme değeri için hesaplanmıştır. Deneysel ve kuramsal çalışmada izin verilen malzeme sınır şekildeğiştirme değeri farklı olduğu için sistem süneklikleri farklı değerler almaktadır. Donatı çeliğinin daha fazla birim

şekildeğiştirme yapmasıyla elde edilen kesit özelliklerinin lineer olmayan statik analizde kullanılmasıyla sistem sünekliği bakımından daha büyük değerler elde edilmektedir. Yapılan deneysel çalışmada, kolon ve kiriş uç bölgelerinde kayma hasarları gözlenmiştir. Kuramsal çalışmada kayma deformasyonları ihmal edildiği için çerçeve sistem yatay yük taşıma kapasitesine ulaşınca kadar daha rijit bir davranış göstermiştir.

Dolgu duvarlı çerçeve ve çıplak çerçeve yatay yük taşıma kapasitesi bakımından karşılaştırıldıkları zaman aralarında

$$p = \frac{98.15kN}{28.74kN} = 3.41$$

değeri gibi bir oran mevcuttur. Betonarme çerçevede kullanılan dolgu duvarlar sistemin yatay yük taşıma kapasitesini tek katlı çerçeveye oranla daha fazla arttırmıştır. Sistem rijitliği bakımından dolgu duvarlı çerçevenin sistemin rijitliğini arttırdığı gözlenmiştir ve gevrek davranış gösteren dolgu duvarda sistem yatay deplasman değerinin küçük değerleri için hasarlar oluşabilmektedir.

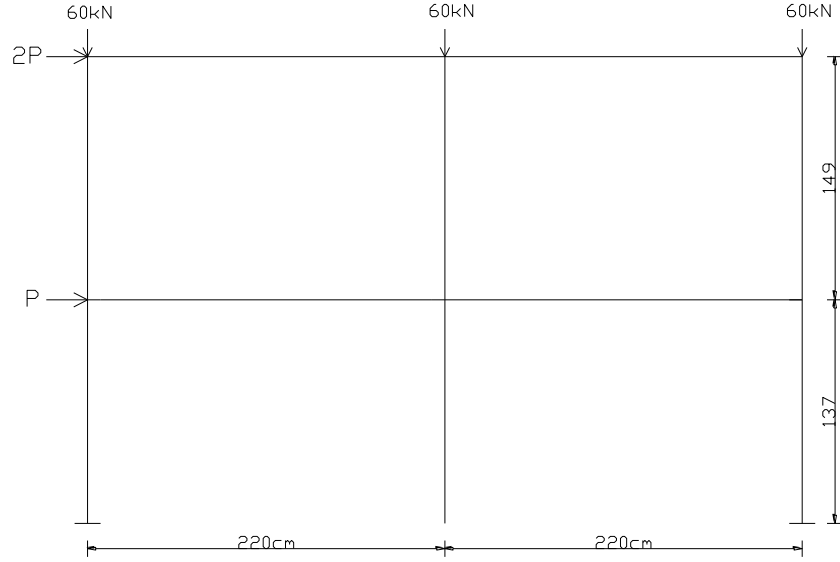
5.3 İKİ KATLI İKİ AÇIKLIKLI ÇERÇEVE

Deneysel olarak test edilmiş betonarme çerçeve sistemlerin kuramsal hesabından sonra dolgu duvarların çok bölmeli bir çerçeve sistemde yapı davranışına etkisinin incelenmesi için iki katlı iki açıklıklı bir çerçevenin kuramsal çalışması yapılmıştır. Hesabı yapılan çerçeve Bölüm 5.2 de verilen çerçeveye aynı kat yüksekliklerine, açıklık mesafesine ve kolon, kiriş kesitlerine sahiptir. Plastik mafsallık genişlikleri için de aynı değerler kullanılmıştır.

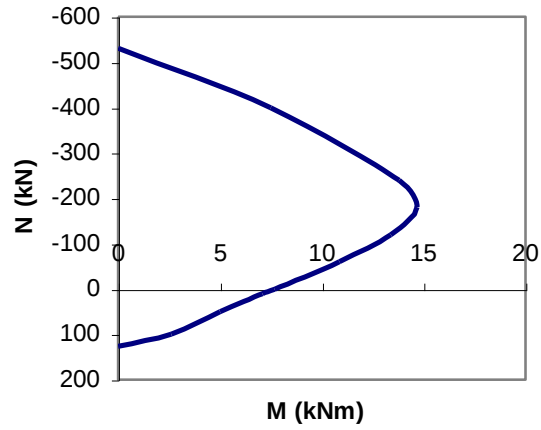
5.3.1 Çıplak Çerçeve

Şekil 5.26 da verilen sistemin yatay yüklerini P yük parametresi altında 1. kata etkileyen P ve 2. kata etkileyen 2P yükleri oluşturmaktadır. Sistemin sabit düşey yükler altında, yatay yük parametresinin artan değerleri için hesabı yapılmıştır. Bölüm 5.2 deki sisteme benzer şekilde kiriş ve kolon her iki uçlarına plastik mafsallar atanmıştır. Kiriş kesitleri için M3 , kolon kesitleri için PMM mafsalları atanmıştır.

Kiriş kesitleri için moment-eğrilik bağıntısı Bölüm 5.2 de verilmiştir. Kolon kesitleri için tanımlanan PMM mafsalları normal kuvvet – moment karşılıklı etki diyagramı Şekil 5.27 de verilmiştir.



Şekil 5.26 Çerçeve Geometrisi ve Sisteme Etkiyen Dış Yükler

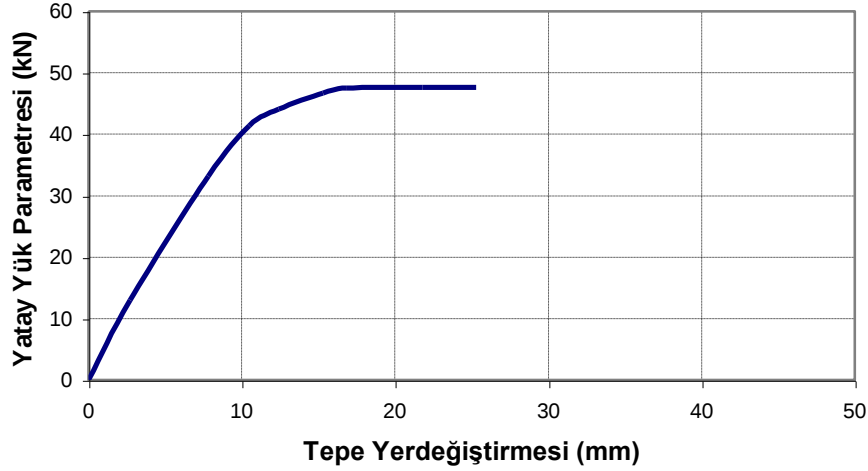


Şekil 5.27 Kolon Kesiti Karşılıklı Etki Diyagramı

Çözüm sonrasında elde edilen yatay yük parametresi – yerdeğiştirme ilişkisi Şekil 5.28 de verilmiştir. Sistemin limit yük değeri olarak

$$P_{L1} = 47.66kN$$

elde edilmiştir.



Şekil 5.28 Kuramsal Yük Parametresi-Yerdeğiştirme İlişkileri

5.3.2 Dolgu Duvarlı Çerçeve

Bölüm 5.3.1 de verilen iki katlı iki açıklı çıplak betonarme çerçeve bu bölümde dolgu duvarlı olacak şekilde modellenmiştir. Alt katta yer alan iki dolgu duvar özellikleri Bölüm 5.2.2 de hesabı yapılan iki katlı çerçevenin alt katındaki dolgu duvar parametreleriyle, üst katta yer alan iki dolgu duvar Bölüm 5.2.2 de hesabı yapılan iki katlı çerçevenin üst katındaki dolgu duvar parametreleriyle aynıdır.

Çerçevede;

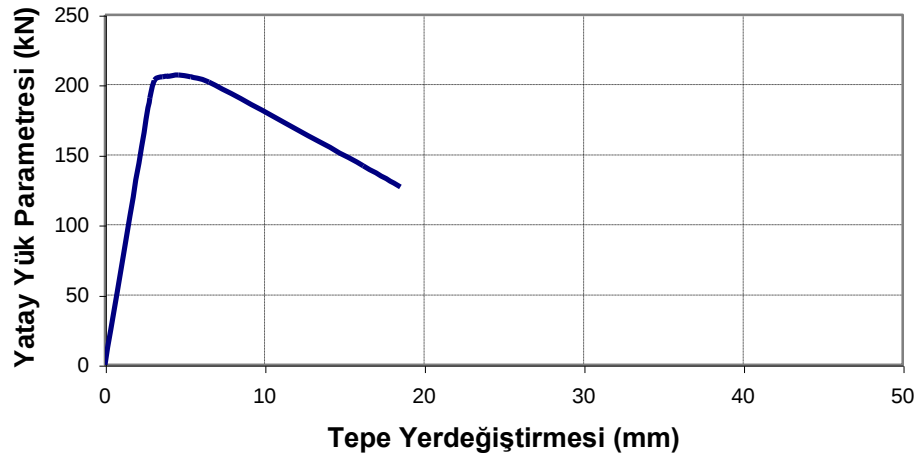
- Tüm bölümlerde dolgu duvarların mevcut olması
- Sadece sol iki bölümde dolgu duvarların mevcut olması
- Sadece sağ iki bölümde dolgu duvarların mevcut olması
- Sadece üst katta dolgu duvarların mevcut olması
- Sadece alt katta dolgu duvarların mevcut olması

durumları için çözümleme yapılmıştır.

Çözümleme sonucunda tüm bölümlerinde dolgu duvar mevcut olan sistemin limit yük değeri olarak

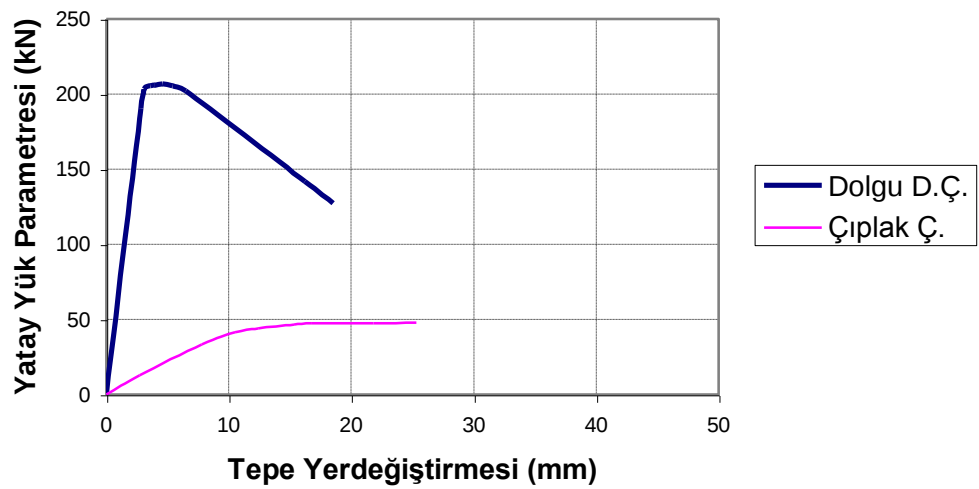
$$P_{L1} = 205.95kN$$

değeri elde edilmiştir. Elde edilen yatay yük parametresi – şekildeğiştirme ilişkisi Şekil 5.29 da verilmiştir.



Şekil 5.29 Kuramsal Yük Parametresi-Yerdeğiştirme İlişkileri

5.3.3 Sonuçların Karşılaştırılması



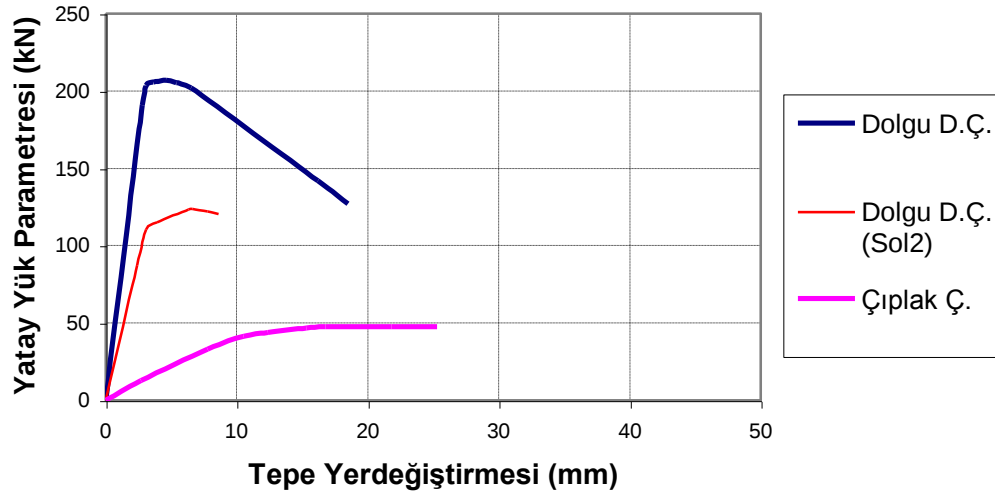
Şekil 5.30 Çıplak ve Dolgu Duvarlı Çerçeve Yük Parametresi-Yerdeğiştirme İlişkileri

Dolgu duvarlı çerçeve (tüm bölümleri dolu) ve çıplak çerçeve yatay yük taşıma kapasitesi bakımından karşılaştırıldıkları zaman aralarında

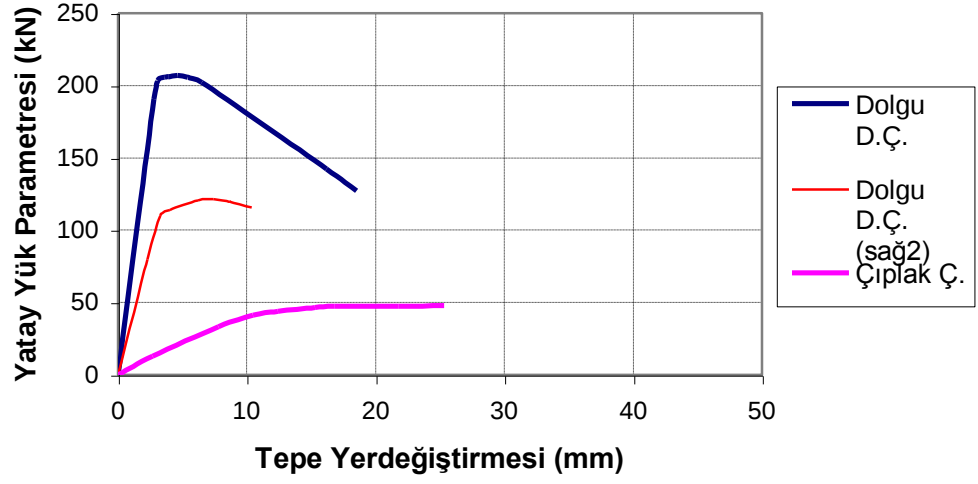
$$p = \frac{205.95kN}{47.66kN} = 4.32$$

değeri gibi bir oran mevcuttur. Betonarme çerçevelerde kullanılan dolgu duvarlı bölmelerin sayısı arttıkça sistemin yatay yük taşıma kapasitesinde artış gözlenmektedir. Dolgu duvarların sistem içindeki dağılışı sistem yatay yük taşıma kapasitesini etkilemektedir. Sistem rijitliği bakımından dolgu duvarlı çerçevenin sistemin rijitliğini arttırdığı gözlenmiştir ve gevrek davranış gösteren dolgu duvarda sistem yatay deplasman değerinin küçük değerleri için hasarlar oluşabilmektedir.

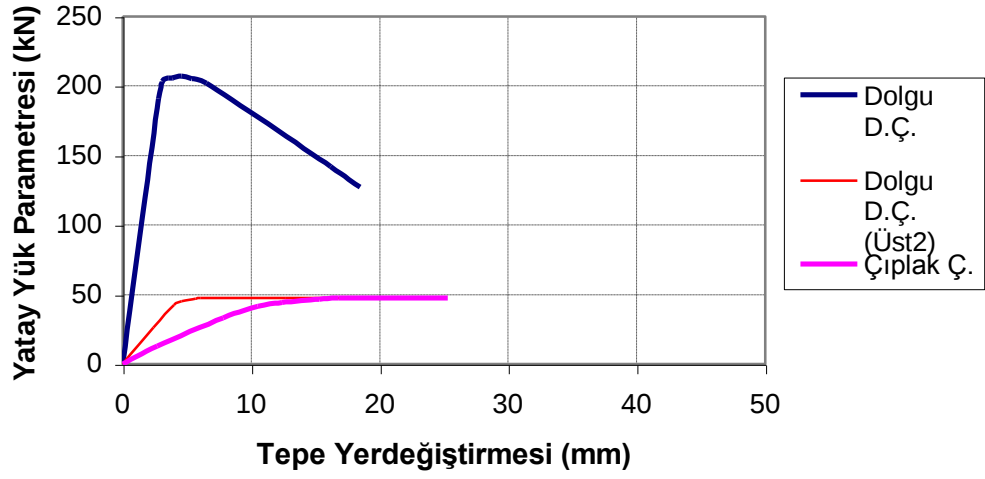
Çerçevede dolgu duvarların farklı biçimlerde yer alması durumları için elde edilen sonuçlar aşağıda verilmiştir.



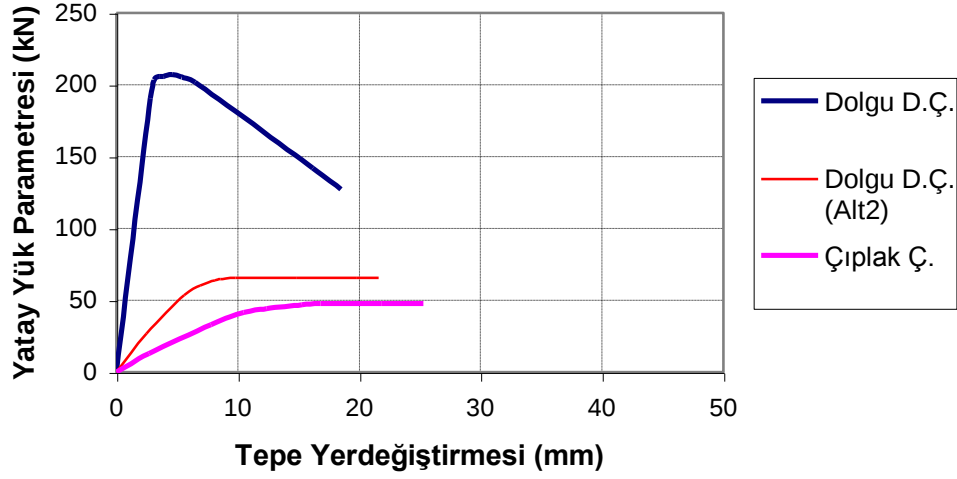
Şekil 5.31 Çıplak ve Dolgu Duvarlı Çerçeve Yük Parametresi-Yerdeğiştirme İlişkileri (Sol 2 Bölmenin Dolu Olması Durumu)



Şekil 5.32 Çıplak ve Dolgu Duvarlı Çerçeve Yük Parametresi-Yerdeğiştirme İlişkileri (Sağ 2 Bölmenin Dolu Olması Durumu)



Şekil 5.33 Çıplak ve Dolgu Duvarlı Çerçeve Yük Parametresi-Yerdeğiştirme İlişkileri (Üst 2 Bölmenin Dolu Olması Durumu)



Şekil 5.34 Çıplak ve Dolgu Duvarlı Çerçeve Yük Parametresi-Yerdeğiştirme İlişkileri (Alt 2 Bölmenin Dolu Olması Durumu)

Dolgu duvarların yapı sisteminin sol tarafında yer almasıyla sağı tarafında yer alması durumlarda çözümleme sonuçları birbirine oldukça yakındır. Dolgu duvarların yapı sisteminin ilk katında yer alması durumunda ilk iki çözüme göre daha küçük bir limit değeri elde edilmiştir. Dolgu duvarların sistemin üst katında yer alması durumunda ise sistemin yatay yük taşıma kapasitesinde bir artış gözlenmemiştir, sadece sistemin yatay rijitliğinde çıplak çerçeve oranla bir artış gözlenmiştir.

6. SONUÇLAR

Bu çalışmada elde edilen başlıca sonuçlar aşağıda açıklanmıştır.

- 1) Verilen malzeme özellikleri için betonarme çubuk elemanların malzeme özellikleri bakımından lineer olmayış göz önüne alınarak iç kuvvet – şekildeğiştirme bağıntıları elde edilmiştir.
- 2) Yapı sistemlerinin lineer olmayan statik analizleri yapılarak malzeme değişimi bakımından lineer olmayan davranış göz önüne alınmıştır.
- 3) Dolgu duvarları temsil eden eşdeğer sanal çubuk modeli oluşturulmuş ve bu model için gerekli parametreler elde edilmiştir.
- 4) Çalışmanın sayısal örneklerinde İTÜ Yapı ve Deprem Laboratuvarı'nda üzerine deney yapılan numunelerin geometrileri kullanılmıştır. Böylece kuramsal olarak elde edilen bazı sonuçların deneysel sonuçlarla da karşılaştırılması imkanı elde edilmiştir.

Sayısal incelemelere dayanarak elde edilen başlıca sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

- a) Çözüm sonrasında sistemlere ait yatay yük parametreleri – deplasman ilişkileri elde edilmiştir. Her çerçevenin çıplak çerçeve ve dolgu duvarlı çerçeve olmak üzere iki farklı biçimde çözümlenmesi dolgu duvarların yapının davranışına olan etkilerinin irdelenmesine olanak sağlamıştır. Ayrıca hesabı yapılan betonarme çerçeve sistemlerin deneysel olarak da sabit düşey yükler ve monoton artan yatay yükler altında çalışmasının yapılmış olması yapılan kuramsal çözümlemelerin gerçek davranışı ne kadar yansıttığının öğrenilmesine yardımcı olmuştur. Çözüm sonrasında elde edilen yük parametresi – yerdeğiştirme ilişkileri Bölüm 5 de verilmiştir. Kuramsal sonuçlar deneysel sonuçlarla ve çıplak çerçeve sonuçları dolgu duvarlı çerçeve sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır.

b) Kuramsal sonuçlarla deneysel sonuçlarda elde edilen sistem limit yükleri birbirine oldukça yakındır. Sistem rijitlikleri başlangıçta aynı değerleri almaktadır, artan yük parametreleri değerleri için deneysel çalışmalarda sistem rijitliği kuramsal çalışmaya göre biraz daha fazla azalmaktadır. Bu bir çok çalışmada karşılaşılan bir durumdur. Kuramsal çalışmada elde edilen sistem sünekliği kesit sünekliklerinin belirli sınır değerleri için elde edilmiştir. Kesit iç kuvvet-şekildeğiştirme ilişkileri betonarme çeliğinin 0.01 şekildeğiştirme sınır durumları için elde edilmiştir. Kesitlerin iç kuvvet-şekildeğiştirme ilişkilerinin hesaplandığı programda beton için sarılma etkisini göz önüne alan bir model kullanıldığından beton kısalma değeri büyük değerler alabilmektedir. Kesitlerin süneklik oranı çelik şekildeğiştirme durumlarına göre elde edilmiştir. Betonarme çeliğinin şekildeğiştirme sınır değeri arttıkça kesit süneklikleri de artmaktadır. Betonarme çeliğinin daha fazla şekildeğiştirme yapmasıyla elde edilen kesit iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntılarıyla yapılan çözümlemelerde sistem sünekliğinin arttığı gözlenmiştir. Sonuç olarak sistemde kesit sünekliklerinin artmasıyla sistem sünekliğinde artış gözlenmektedir.

c) Çıplak çerçeve ve dolgu duvarlı çerçeve sonuçlarının karşılaştırılması sonucunda dolgu duvarların sistem davranışını oldukça değiştirdiği gözlenmiştir. Dolgu duvarlar yapı sistemlerinin yatay rijitliğini arttırarak, yatay deplasmanları küçültmekte ve yapıda oluşabilecek ikinci mertebe etkileri azaltmaktadırlar.

d) Dolgu duvarlar yapının yatay yük kapasitesini büyük oranda arttırmaktadırlar fakat artan yerdeğiştirme değerleri için dolgu duvarların devre dışı kalmasıyla sistem yatay yük parametresinde azalma gözlenmekte ve belirli bir noktadan sonra yatay yük parametresi – yerdeğiştirme ilişkisi çıplak çerçeve modelini izlemektedir. Yatay yük parametresindeki bu düşüş dolgu duvar parametreleri ve kırılma şekliyle ilgilidir. Daha gevrek davranış gösteren bir dolgu duvarlı çerçevede dolgu duvarlarda hasarın meydana gelmesiyle yatay yük parametresinde daha hızlı düşmeler olacaktır. Bu çalışmada dolgu duvar sınır birim kısalma değeri için $\varepsilon=0.01$ kullanılmıştır.

e) Yapı analizinde dolgu duvarlar genellikle hesaba katılmadıkları için yatay yükler etkisinde çerçeve sistemlerde daha fazla yatay rijitlik gereksimi duyulduğu ve çerçevelerin gereğinden rijit boyutlandırılarak ekonomik çözümden uzaklaşıldığı düşünülebilmektedir. Fakat, deprem yükü etkisi altındaki yapılarda dolgu duvarların varlığı ile sistemin rijitliği artmakta ve sisteme daha fazla deprem yükü

etkiyebilmektedir. Dolgu duvarlar sistem yatay yük kapasitesini arttırmaktadırlar fakat artan yatay yükler altında çeşitli şekillerde geçerek devre dışı kalmalarıyla bütün yük çıplak çerçeveye aktarılmaktadır. Çerçeve sistemin zayıf olması böyle durumlarda problem çıkartmaktadır. Çıplak çerçeve rijitliği ile dolgu duvar rijitliği arasında belirli bir oranın olması gerekmektedir.

f) Dolgu duvarların yapı analizinde hesaba katılmayarak yapılan çözümlemelerde güvenilir tarafta kalınıp kalınmadığı belli değildir. Dolgu duvarlar yapı davranışını olumlu ya da olumsuz biçimde etkileyebilmektedirler. Dolayısıyla dolgu duvarlar yapı analizinde hesaba katılmalıdırlar ya da çerçeve sistemden karşılıklı etkileşim olmayacak şekilde izole edilmelidirler.

g) Dolgu duvarların çerçeve sistem içerisinde yatay ve düşeydeki dağılımları sistem davranışını ve yatay yük taşıma kapasitesini etkileyebilmektedir.

h) Özellikle zemin katlarda dolgu duvarların yer almaması, Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmeliğinde [28] belirtilen B2 tipi düzensizlik durumu (yumuşak kat etkisi) yaratabilmektedir. Bu durumda yapı sistemi artan yatay yükler altında zemin kolonlarında plastik mafsalların oluşmasıyla kat mekanizması durumuna geçmektedir.

KAYNAKLAR

- [1] **ATC40**, 1996. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Vol. 1, 2, *Applied Technology Council*, California.
- [2] **FEMA 273**, 1997. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management Agency*, Washington.
- [3] **Celep, Z. ve Kumbasar, N.**, 1998. Betonarme Yapılar, Sema Matbaacılık, İstanbul.
- [4] **Yüksel, E.**, 1998. Bazı düzensizlikler içeren üç boyutlu yapı sistemlerinin doğrusal olmayan çözümlemesi, *Doktora Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [5] **Girgin, K.**, 1996. Betonarme yapı sistemlerinde ikinci mertebe limit yükün ve göçme güvenliğin belirlenmesi için bir yük artımı yöntemi, *Doktora Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [6] **Park, R. and Paulay, T.**, 1975. Reinforced Concrete Structures, A Wiley Interscience Publication, New York .
- [7] **TS-500**, 2000. Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [8] **Çakıroğlu, A. ve Özer, E.**, 1980. Lineer Olmayan Sistemler, Matbaa Teknisyenleri Basımevi, İstanbul.
- [9] **Al-Haddad, M.S.**, 1995. Curvature ductility of reinforced concrete beams under low and high strain rates, *ACI Structural Journal* , **92-S50**, 526-534.
- [10] **İlki, A.**, 1999. Betonarme elemanların yön değiştiren tekrarlı yükler altında doğrusal olmayan davranışı, *Doktora Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [11] **Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R.**, 1988. Theoretical stress-strain model for confined concrete, *ASCE Journal of the Structural Division*, **V. 114, No. 8**, 1804-1826.
- [12] **Menegotto, M. and Pinto, P.E.**, 1973. Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending, *IABSE Reports*, **V. 13**, 15-22.

- [13] **El-Dakhakhni, W.W., Elgaaly, M. and Hamid, A.A.**, 2003. Three-strut model for concrete masonry-infilled steel frames, *ASCE Journal of the Structural Division*, **V. 129, No. 2**, 177-185.
- [14] **Mainstone, R.J.**, Supplementary Note on the Stiffness and Strengths of Infilled Frames, Current Paper 13/74, Building Research Station, UK, Febr. 1974.
- [15] **Paulay, T. and Priestley, N.**, 1992. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, JohnWiley & Sons Inc.
- [16] **ACI 530-95/ASCE 5-95**, 1999. Building Code Requirements for Masonry Structures, *American Concrete Institute*, Washington.
- [17] **Madan, A., Reinhorn, A.M., Mander, J.B. and Valles, R.E.**, 1996. Modelling of masonry infill panels for structural analysis, *ASCE Journal of the Structural Division*, **V. 123, No. 10**, 1295-1302.
- [18] **Klingner, R. and Bertero, V.**, 1978. Earthquake resistance of infilled frames, *ASCE Journal of the Structural Division*, **V. 104, No. ST6**, 973-989.
- [19] **Saneinejad, A. and Hobbs, B.**, 1995. Inelastic design of infilled frames, *ASCE Journal of the Structural Division*, **V. 121, No. 4**, 634-650.
- [20] **Mattock, A.H.**, 1967. Discussion of rotational capacity of reinforced concrete beams by W.G.Corley, *ASCE Journal of the Structural Division*, **V. 93, ST2**, 519-522.
- [21] **Karadoğan, F., Yüksel, E., İlki, A.**, 2003. Exterior carbon or glass fibers used to strengthen ordinary R.C. frames with brittle partitioning, NATO Advanced Research Workshop on Assessment and Rehabilitation of Existing Reinforced Concrete Structures, İzmir.
- [22] **Çakıroğlu, A. ve Özer, E.**, 1980. Betonarme Sistemlerde Göçme Yüklerinin Bulunması Üzerine, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul Matbaası İstanbul.
- [23] **Ersin, U.**, 1998. Küçük titreşim ölçümleri ve dolgu duvarların mekanik modele yansıtılması, *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [24] **Celep, Z.**, 2002. Deprem etkisindeki binaların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesinde performans kavramı, Mustafa İnan Tatbiki Mekanik Seminerleri, İTÜ, İstanbul, 12 Mart.
- [25] **AlShebani, M.M., Sinha, N.S.**, 1999. Stress-strain characteristics of brick masonry under uniaxial cyclic loading, *ASCE Journal of the Structural Division*, **V. 125, No. 6**, 600-604.

- [26] **Mosalam, K.M., White, R.N. and Gergely, P.,** 1997. Static response of infilled frame using quasi-static experimentation, *ASCE Journal of the Structural Division*, **V. 123, No. 11**,1462-1469.
- [27] **Mehrabi, A.B., Shing, P.B., Schuller, M.P. and Noland, J.L.,** 1996. Experimental evaluation of masonry infilled RC frames, *ASCE Journal of the Structural Division*, **V. 122, No. 3**, 228-237.
- [28] **Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik,** 1998. *İmar ve İskan Bakanlığı Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı*, Ankara.

ÖZGEÇMİŞ

Onur ÖKTEM, 1979 yılında İzmir’de doğmuştur. Ortaokul ve liseyi İzmir Türk Koleji’nde tamamlamıştır. 1997 yılında İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü’nde öğrenim görmeye başlamıştır. 2001 yılında lisans öğrenimini tamamlayarak aynı yıl İTÜ İnşaat Fakültesi Yapı Mühendisliği Bölümü’nde Yapı Analizi ve Boyutlandırma Programına başlamıştır.