İnşaat Mühendisleri Odası · İstanbul Şubesi

TMMOB
İNŞAAT MÜHENDİSLERİ ODASI
İSTANBUL ŞUBESİ

Çelik Yapılarda Depreme Dayanıklı Düğüm Noktası Tasarımı

Ahmet Metin Yıldırım

İnşaat Yüksek Mühendisi

YMA | Mühendislik + Danışmanlık

Sunum Akışı

1 Depreme Dayanıklı Yapı Sistemi Tasarımı Bağlamında Süneklik

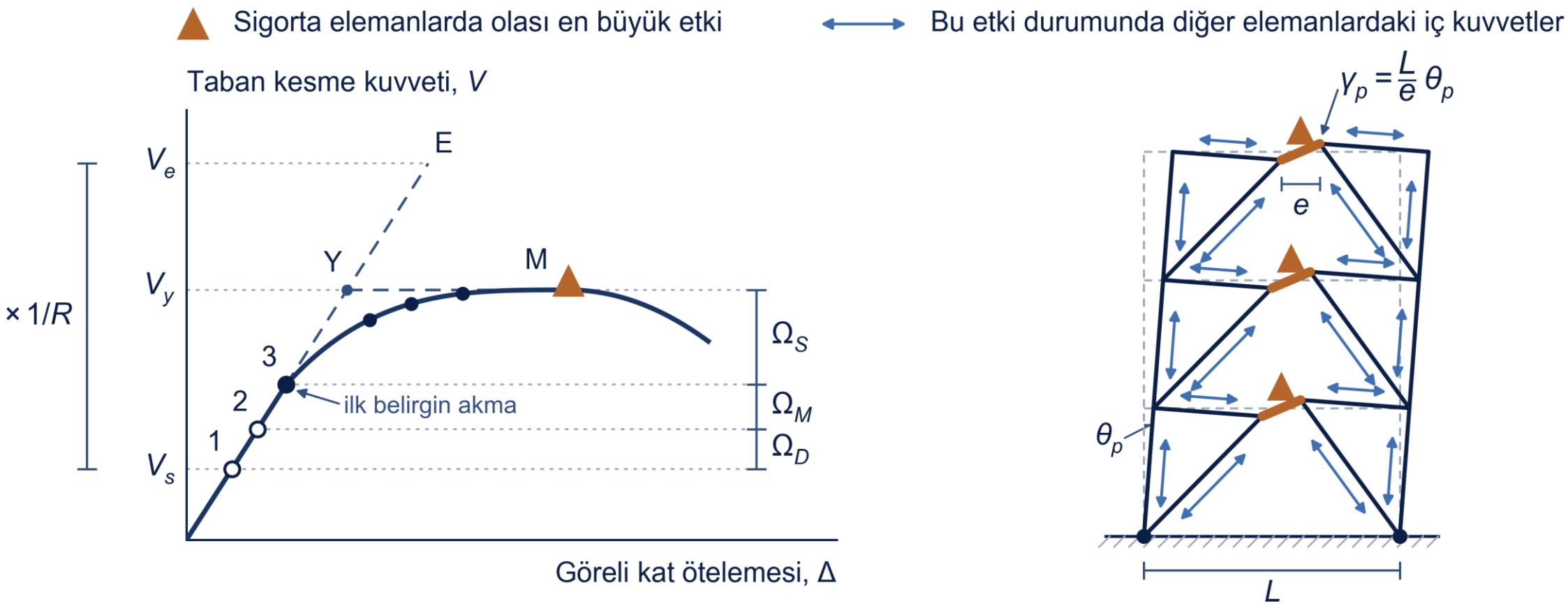
2 Depreme Dayanıklı Çelik Yapı Sistemleri

3 Çelik Yapılarda Depreme Dayanıklı Düğüm Noktası Tasarımı

1

Depreme Dayanıklı Yapı Sistemi Tasarımı Bağlamında Süneklik

Sünek Davranış



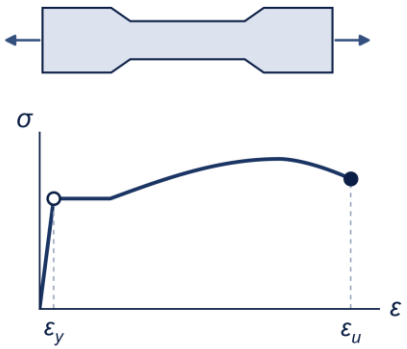
Sigorta elemanlar olası en büyük dayanımlarına ulaştığında diğer elemanlar elastik kalacak şekilde boyutlandırılır.

Kaynak: SEAOC Blue Book 2009

Sünek Davranış

- Malzeme Sünekliliği
  Malzemenin sünek davranabilmesi için ön koşul : Yeterli çentik dayanımı (Çelik Yapılar Yönetmeliği 2.1.2)
- Yapısal sistem bileşen (çelik kesit ve düğüm noktası) sünekliliği
  Bileşen sünekliği için enkesit koşuları, deneysel çalışmalar ile davranışı belirlenmiş düğüm noktası tasarım yaklaşımları
- Yapısal sistem (çerçeve) sünekliliği
  İlk iki maddenin orantılı bir kompozisyonu ile elde edilir

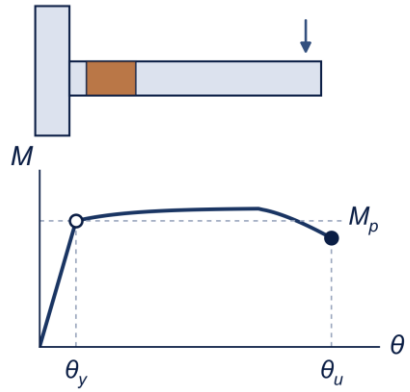
Malzeme



$\mu = \varepsilon_u / \varepsilon_y$

$\mu \rightarrow 15 \sim 180$

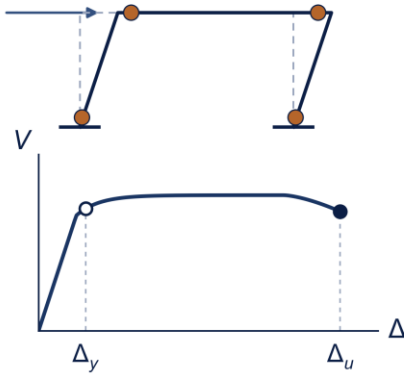
Eleman & Birleşim



$\mu = \theta_u / \theta_y$

$\mu \rightarrow 3 \sim 30$

Sistem (çerçeve)

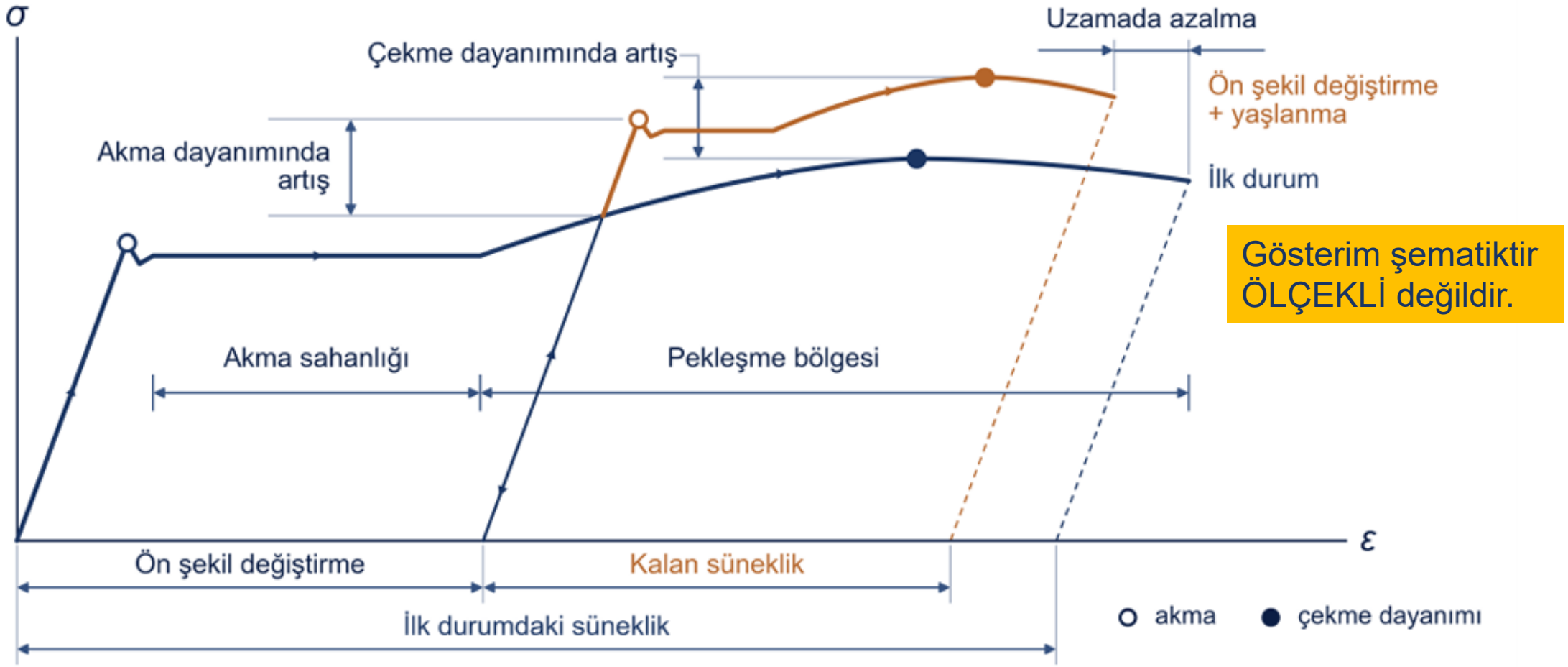


$\mu = \Delta_u / \Delta_y$

$\mu \rightarrow 2 \sim 4$

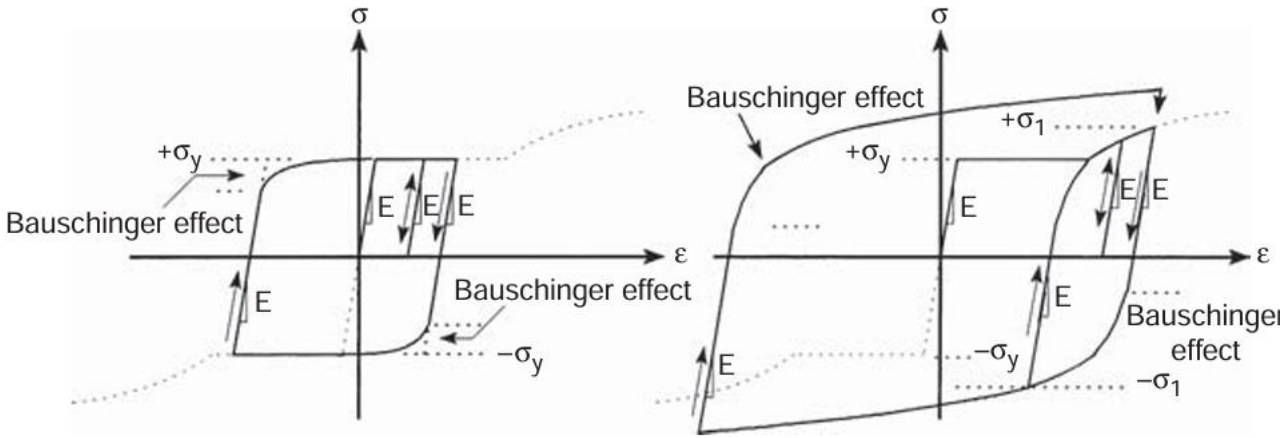
Kaynak: AISC 341-22, Yorum Şekil C-F2.18(a)

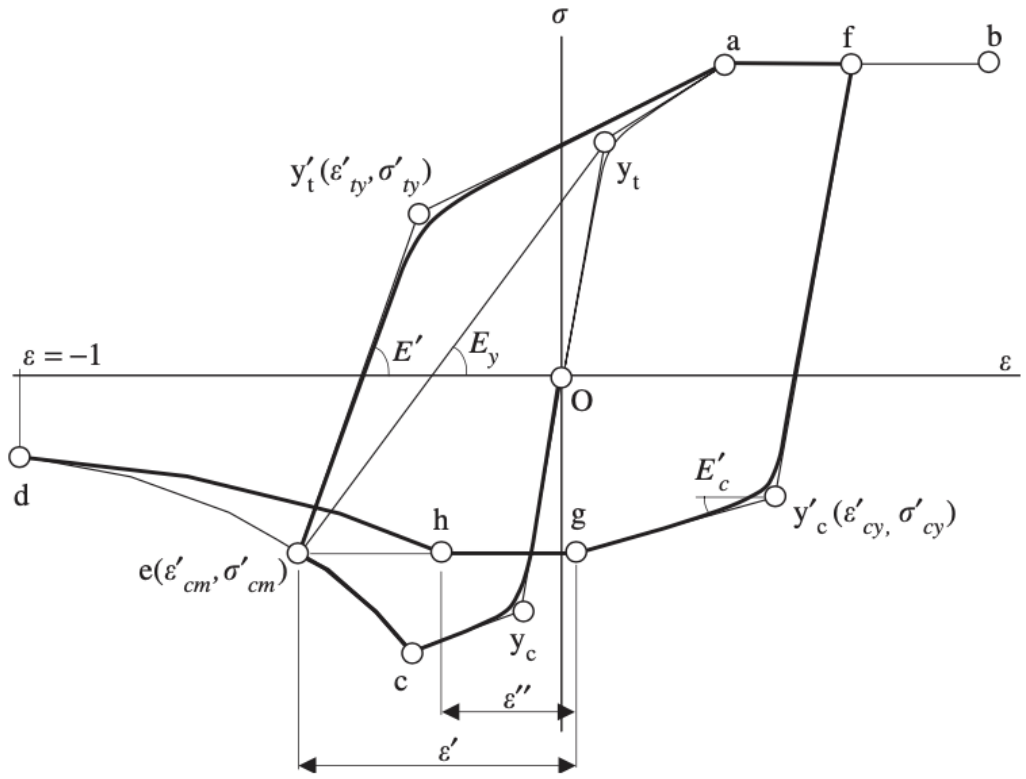
Sünek Davranış



Kaynak: Ductile Design of Steel Structures, 2nd Edition

Sünek Davranış

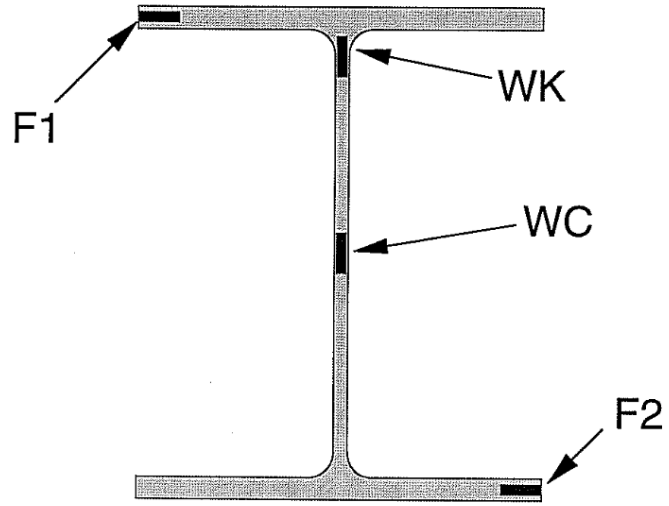


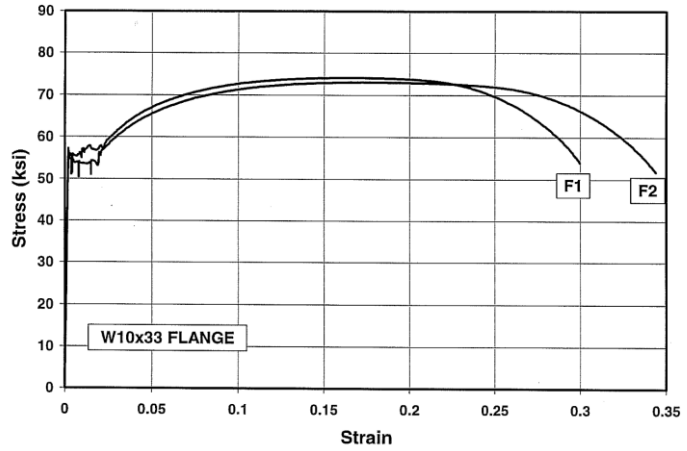


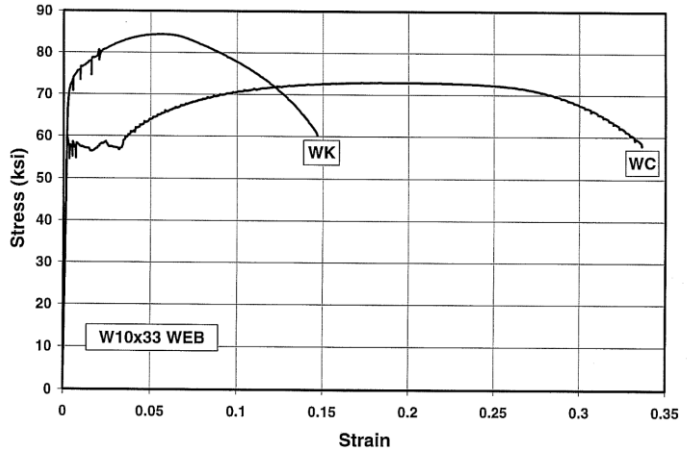
Kaynak: Ishizawa et al.

Sünek Davranış

Material Data for W10x33 section of A992 (tests conducted 2002):

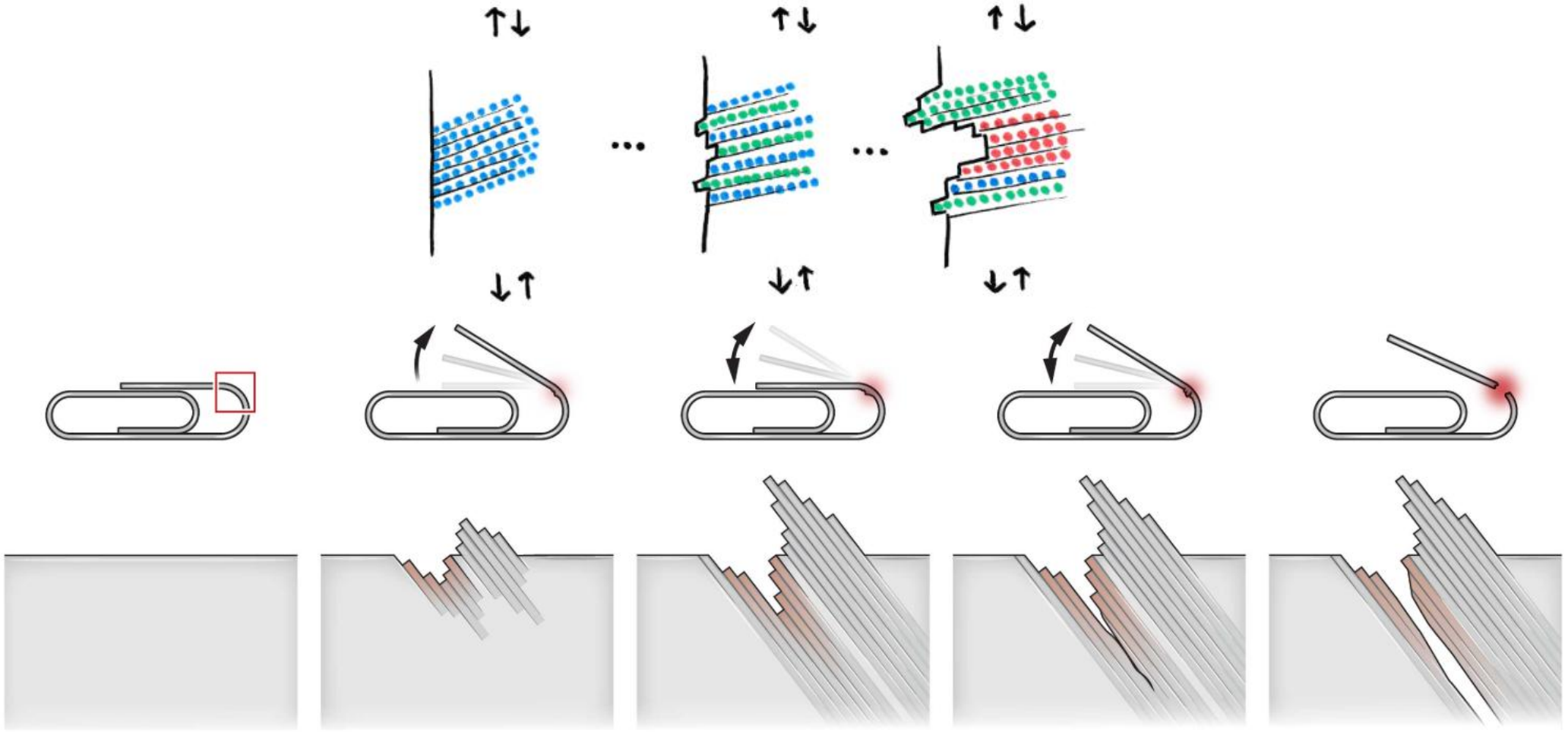






Kaynak: University of Austin Lecture Notes

Sünek Davranış



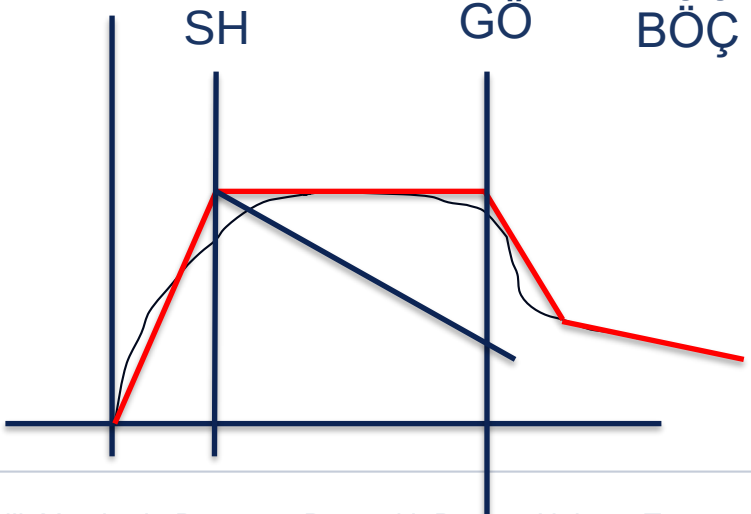
KAYNAK : MOSTAFA M. OMAR AND JAAFAR A. EL-AWADY

Sünek Davranış

Tablo 5C.5. Dış Merkez Çaprazlı Çelik Çerçevelerde ve Çelik Bağ Kirişli Sistemlerde Plastik Dönme Sınırları

Eleman Tipi	Plastik Dönme Sınırları [rad]		
	SH	KH	GÖ
Çelik Bağ Kirişi			
$e \le 1.6\frac{M_{pe}}{V_{ye}}$	0.005	0.12	0.15
$e \ge 2.6\frac{M_{pe}}{V_{ye}}$	**Tablo 5C.1**'deki çelik kirişler ile aynıdır.		
$1.6\frac{M_{pe}}{V_{ye}} < e < 2.6\frac{M_{pe}}{V_{ye}}$	Doğrusal enterpolasyon yapılacaktır.		

Eleman Sünekliği = GÖ/SH MÇÇ = 7/0.5= 14 (!)
DÇÇ = 0.15/0.005 = 30
BÖÇ = 13.3



Tablo 5C.4 Merkezi Çaprazlı Çelik Çerçevelerin Şekildeğiştirme Sınırları

Eleman Tipi	Eksenel Plastik Şekildeğiştirme Sınırları		
	SH	KH	GÖ
Basınç Altında Çapraz Elemanlar (Dışmerkez Çaprazlar Hariç)			
Narin Kesitler $\frac{Kl}{r} \ge 4.2\sqrt{\frac{E}{F_y}}$			
W, I, 2L, 2C kesitler: düzlem içi burkulma	$0.5\,\Delta_c$	$7\,\Delta_c$	$10\,\Delta_c$
2L, 2C kesitler: düzlem dışı burkulma	$0.5\,\Delta_c$	$6\,\Delta_c$	$9\,\Delta_c$
HSS, boru, kutu kesitler	$0.5\,\Delta_c$	$6\,\Delta_c$	$9\,\Delta_c$
L kesit	$0.5\,\Delta_c$	$9\,\Delta_c$	$12\,\Delta_c$
Tok Kesitler $\frac{Kl}{r} \le 2.1\sqrt{\frac{E}{F_y}}$			
HD, I, 2L, 2C kesitler: düzlem içi burkulma	$0.5\,\Delta_c$	$6\,\Delta_c$	$8\,\Delta_c$
2L, 2C kesitler: düzlem dışı burkulma	$0.5\,\Delta_c$	$5\,\Delta_c$	$7\,\Delta_c$
HSS, boru, kutu kesitler	$0.5\,\Delta_c$	$5\,\Delta_c$	$7\,\Delta_c$
Çekme Altında Çapraz Elemanlar (Dışmerkez Çaprazlar Hariç)			
W kesit	$0.5\,\Delta_T$	$10\,\Delta_T$	$13\,\Delta_T$
2L kesit	$0.5\,\Delta_T$	$9\,\Delta_T$	$12\,\Delta_T$
HSS kesit	$0.5\,\Delta_T$	$8\,\Delta_T$	$11\,\Delta_T$
Boru kesit	$0.5\,\Delta_T$	$7\,\Delta_T$	$9\,\Delta_T$
L kesit	$0.5\,\Delta_T$	$8\,\Delta_T$	$10\,\Delta_T$
Çekme altında kiriş ve kolonlar	$0.5\,\Delta_T$	$6\,\Delta_T$	$7\,\Delta_T$
Burkulması engellenmiş çelik çaprazlar	$1\,\Delta_y$	$10\,\Delta_y$	$13.3\,\Delta_y$

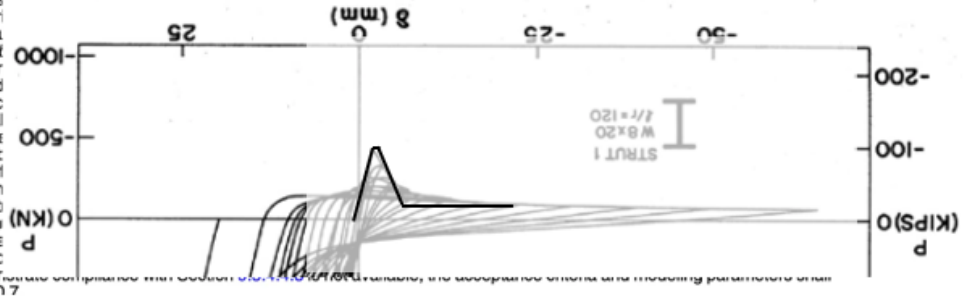
Kaynak: TBDY 2018

Sünek Davranış

Table 9-8. Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components—Axial Actions

	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Deformation		Residual Strength Ratio	Plastic Deformation		
Component/Action	*a*	*B*	*c*	IO	LS	CP
Braces in Compression (except EBF braces)[a,b]						
a. Slender $\frac{Kl}{r} \geq 4.2\sqrt{E/F_y}$						
1. *W*, *I*, 2*L* in-plane[c], 2*C* in-plane[c]	$0.5\Delta_c$	$10\Delta_c$	0.3	$0.5\Delta_c$	$8\Delta_c$	$10\Delta_c$
2. 2*L* out-of-plane[c], 2*C* out-of-plane[c]	$0.5\Delta_c$	$9\Delta_c$	0.3	$0.5\Delta_c$	$7\Delta_c$	$9\Delta_c$
3. HSS, pipes, tubes	$0.5\Delta_c$	$9\Delta_c$	0.3	$0.5\Delta_c$	$7\Delta_c$	$9\Delta_c$
4. Single angle	$0.5\Delta_c$	$12\Delta_c$	0.3	$0.5\Delta_c$	$9\Delta_c$	$12\Delta_c$
b. Stocky[d] $\frac{Kl}{r} \leq 2.1\sqrt{E/F_y}$						
1. *W*, *I*, 2*L* in-plane[c], 2*C* in-plane[c]	$1\Delta_c$	$8\Delta_c$	0.5	$0.5\Delta_c$	$7\Delta_c$	$8\Delta_c$
2. 2*L* out-of-plane[c], 2*C* out-of-plane[c]	$1\Delta_c$	$7\Delta_c$	0.5	$0.5\Delta_c$	$6\Delta_c$	$7\Delta_c$
3. HSS, pipes, tubes	$1\Delta_c$	$7\Delta_c$	0.5	$0.5\Delta_c$	$6\Delta_c$	$7\Delta_c$
c. Intermediate	Linear interpolation between the values for slender and stocky braces (after application of all applicable modifiers) shall be used.					
Braces in Tension (except EBF braces)[e–g]						
1. *W*	$10\Delta_T$	$13\Delta_T$	0.6	$0.5\Delta_T$	$10\Delta_T$	$13\Delta_T$
2. 2*L*	$9\Delta_T$	$12\Delta_T$	0.6	$0.5\Delta_T$	$9\Delta_T$	$12\Delta_T$
3. HSS	$9\Delta_T$	$11\Delta_T$	0.6	$0.5\Delta_T$	$8\Delta_T$	$11\Delta_T$
4. Pipe	$8\Delta_T$	$9\Delta_T$	0.6	$0.5\Delta_T$	$7\Delta_T$	$9\Delta_T$
5. Single angle	$10\Delta_T$	$11\Delta_T$	0.6	$0.5\Delta_T$	$8\Delta_T$	$10\Delta_T$
Columns in tension (except EBF Columns)[e]	$5\Delta_T$	$7\Delta_T$	1.0	$0.5\Delta_T$	$6\Delta_T$	$7\Delta_T$
Buckling-Restrained Braces[h–j]	$13.3\Delta_y$	$13.3\Delta_y$	1.0	$3.0\Delta_y$	$10\Delta_y$	$13.3\Delta_y$

[a] Δ_c is the axial deformation at expected buckling strength.
[b] In addition to consideration of connection capacity in accordance with Section 9.5.2.4.1, values for braces shall be modified for connection robus
acceptance criter
[c] Stitches for built-
the values of *a*, *I*
[d] Section compactr
compact (highly d
AISC 360, the acc
multiplied by a val
[e] Δ_T is the axial de
[f] For tension-only b
criteria specified
[g] In addition to con
connection robust
criteria shall be m
[h] Δ_y is the axial de
[i] Maximum strain c
[j] If testing to demor
be multiplied by 0.7



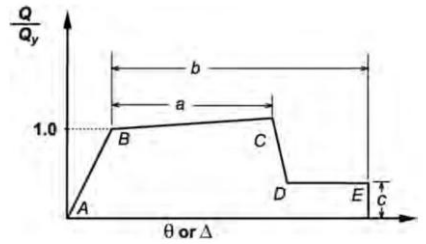
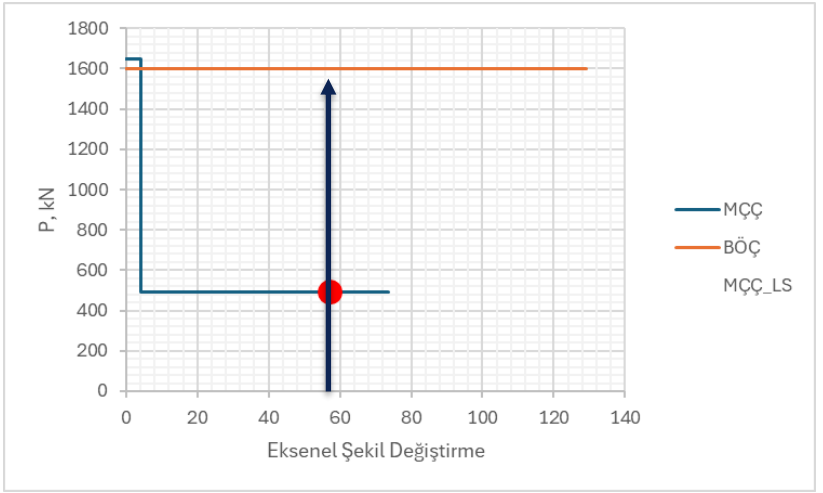


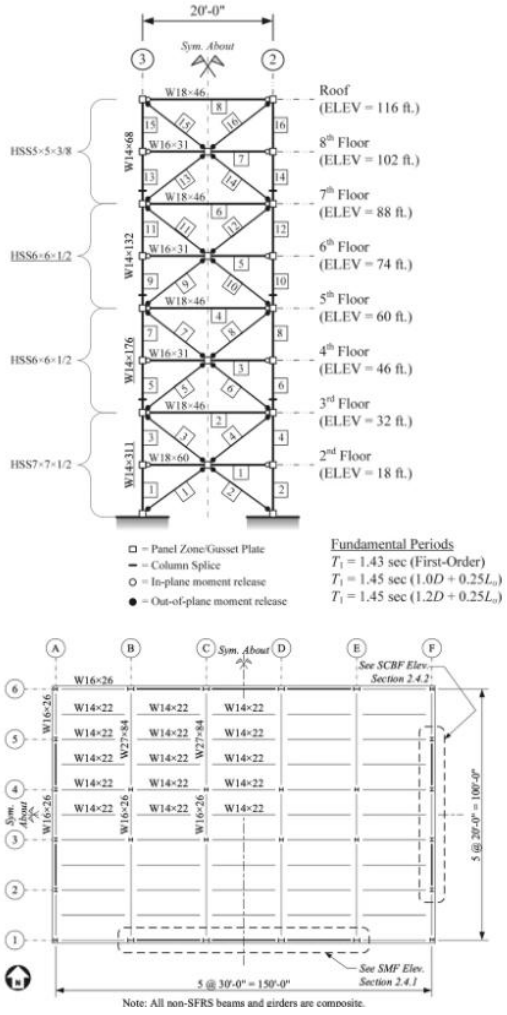
Figure 9-2. Generalized Force–Deformation Relation for Steel Elements or Components

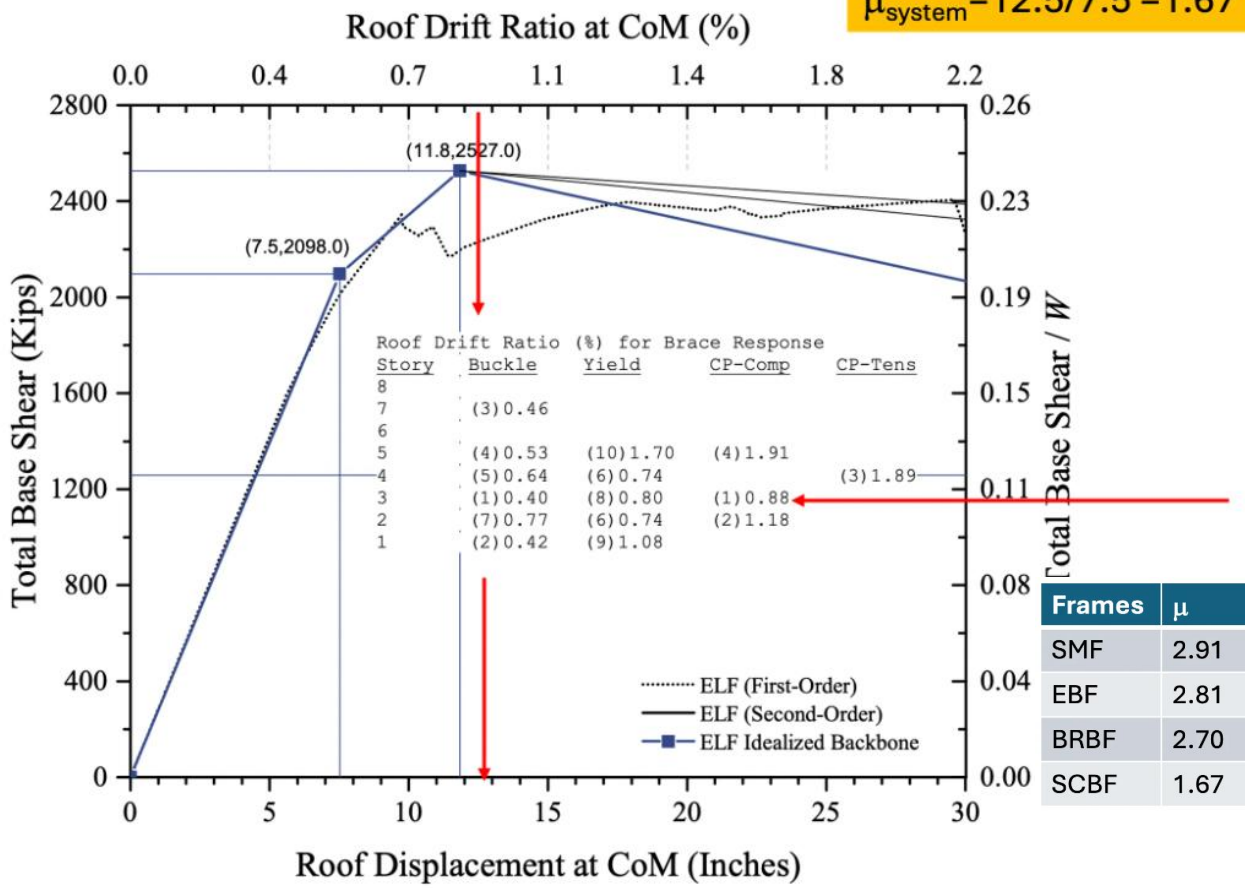


				MÇÇ	BÖÇ
Δc	8.165	mm	a	4.0825	129.2893
Δy	9.721	mm	b	73.485	129.2893
			c	493.8	1600
Pyc=	1646	kN	IO	4.0825	29.163
Py=	1600	kN	LS	57.155	81.65
			CP	73.485	129.2893

Kaynak : ASCE 41-17

Sünek Davranış

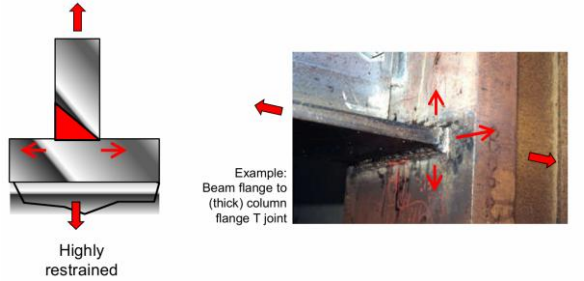


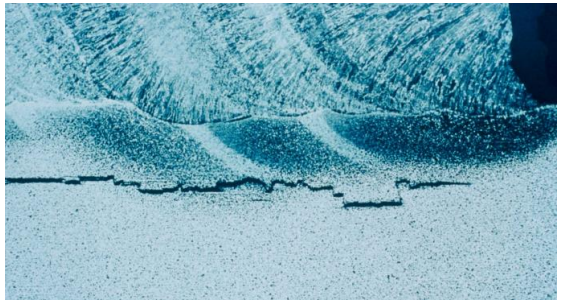


μ_{system}=12.5/7.5 =1.67

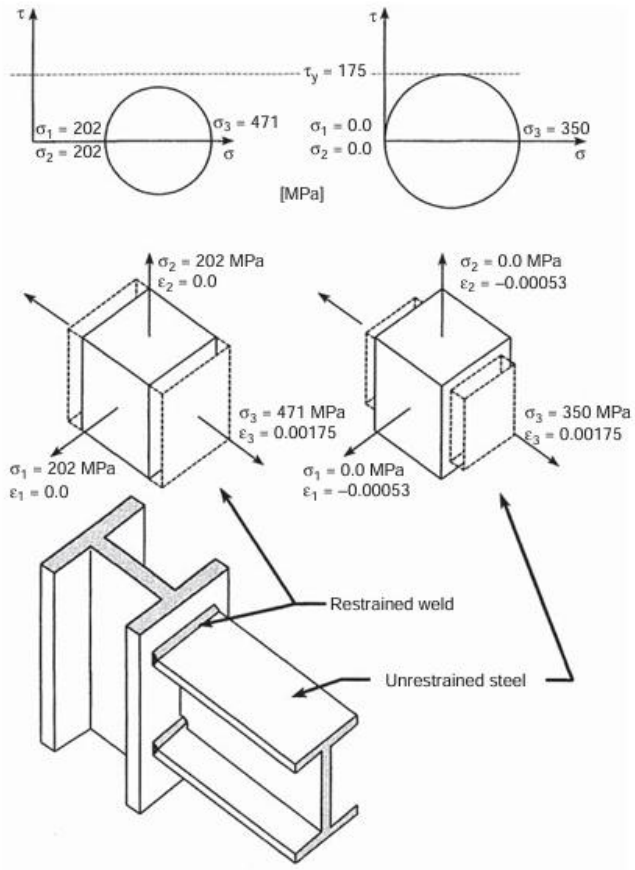
Frames	μ	μ (ASCE 7-22)	μ (TBDY)
SMF	2.91	8/3 = 2.67	8/3 = 2.67
EBF	2.81	8/2 = 4	8/2.5=3.2
BRBF	2.70	8/2.5=3.2	8/2.5=3.2
SCBF	1.67	6/2=3 !	6/2.5=2.4

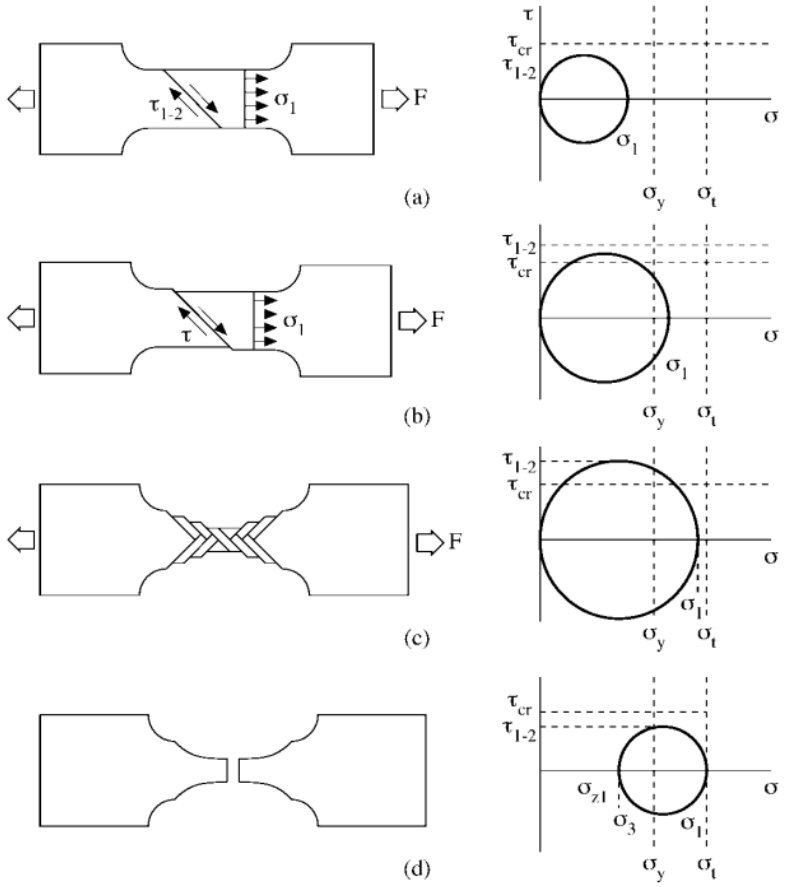
Sünek Davranış











Sigorta elemanlar olası en büyük dayanımlarına ulaştığında diğer elemanlar elastik kalacak şekilde boyutlandırılır.

Kaynak: Ductile Design of Steel Structures , 2nd Edition

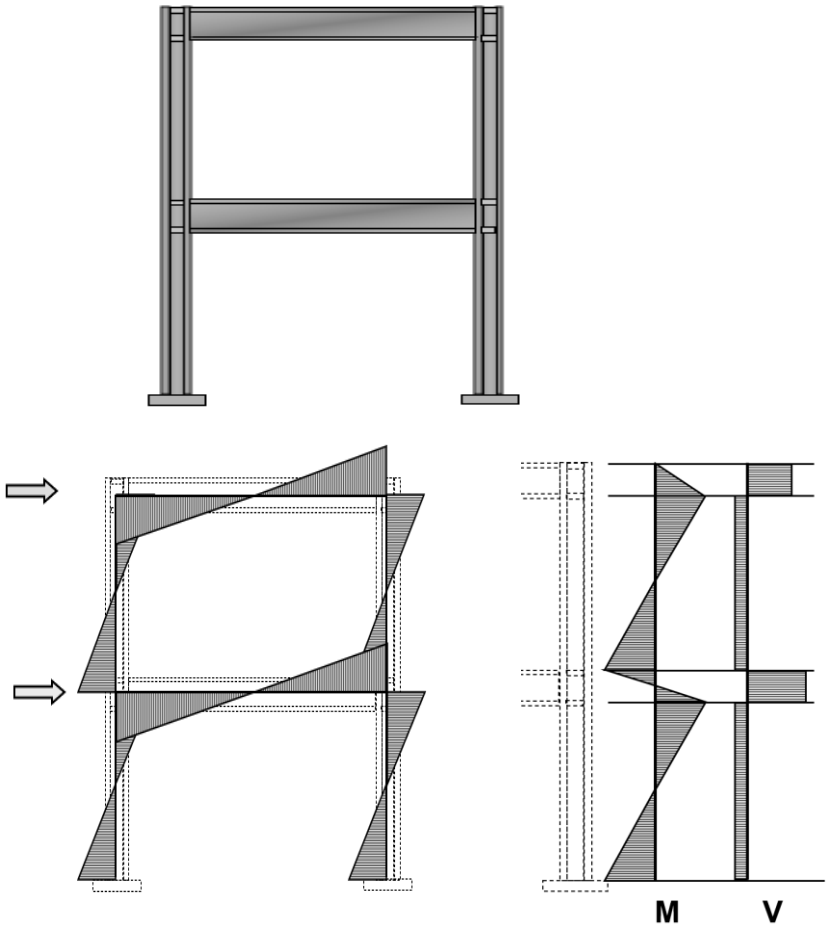
2

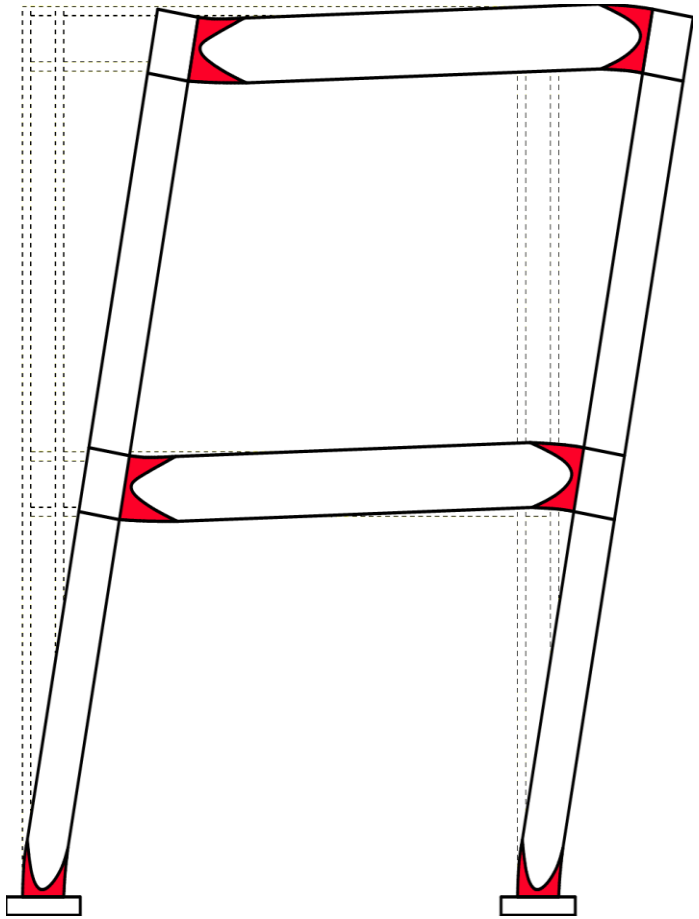
Depreme Dayanıklı Çelik Yapı Sistemleri

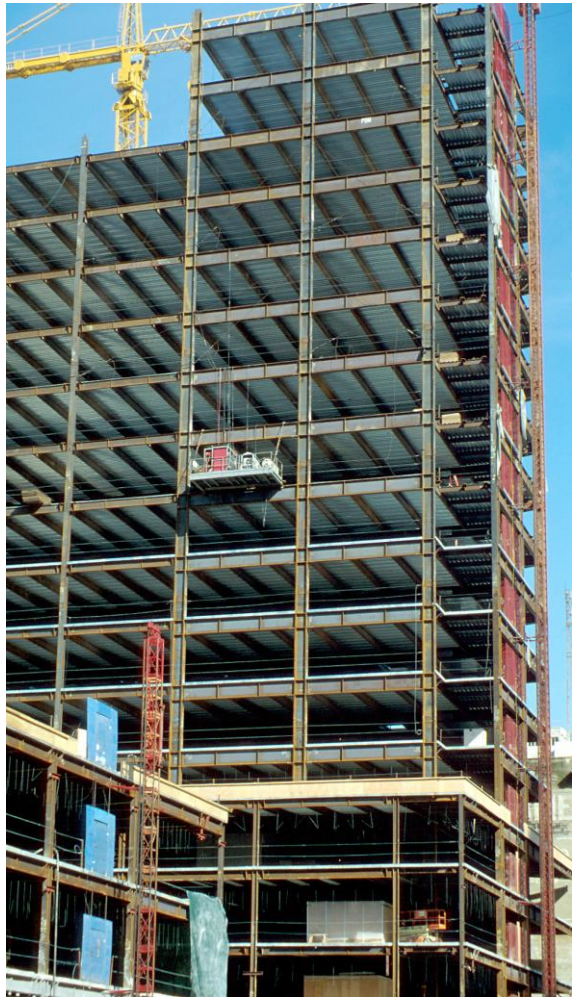
SDY-MAÇ · SDY-MÇÇ ve MT-BF · SDY-DMÇÇ · BÖÇÇ

2.1 Süneklik Düzeyi Yüksek Moment Aktaran Çerçeve (SDY-MAÇ)

Süneklik Düzeyi Yüksek Moment Aktaran Çerçeve

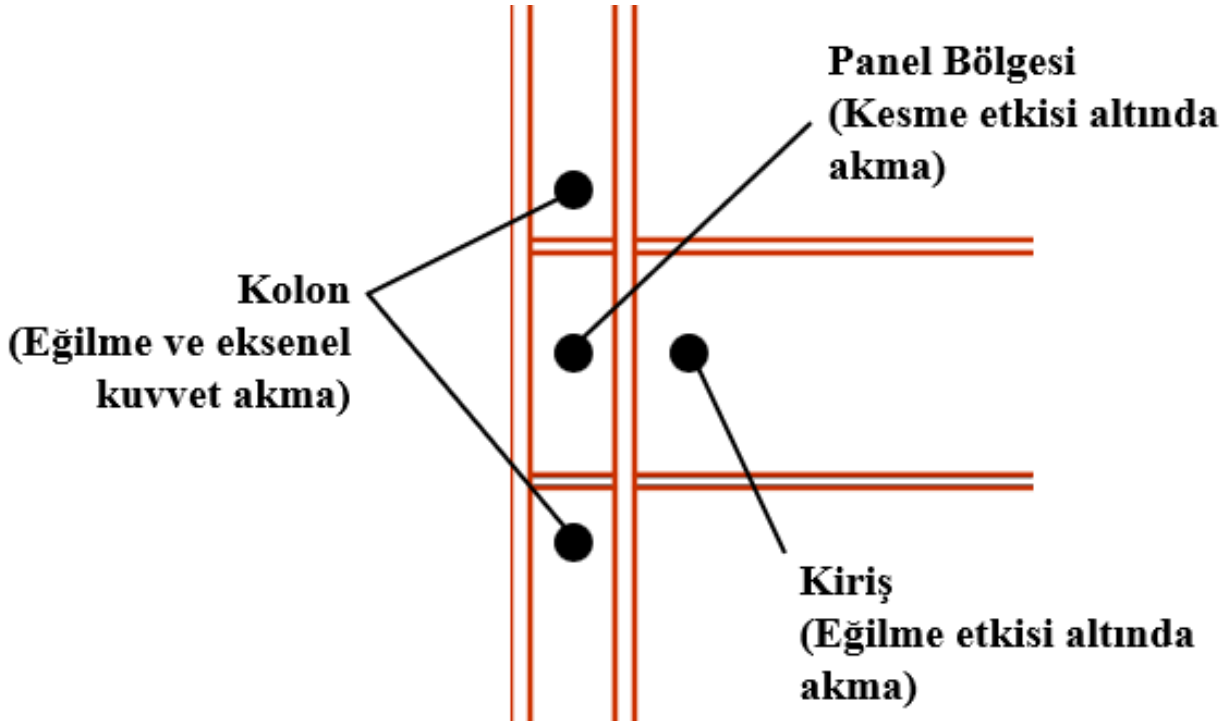


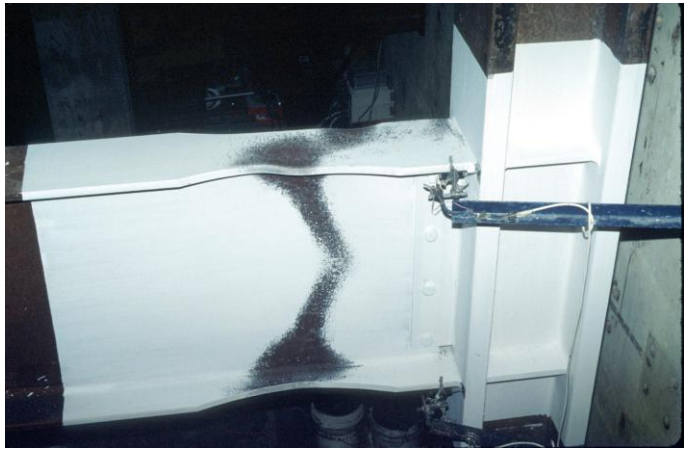


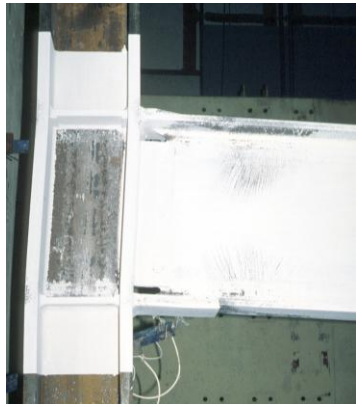


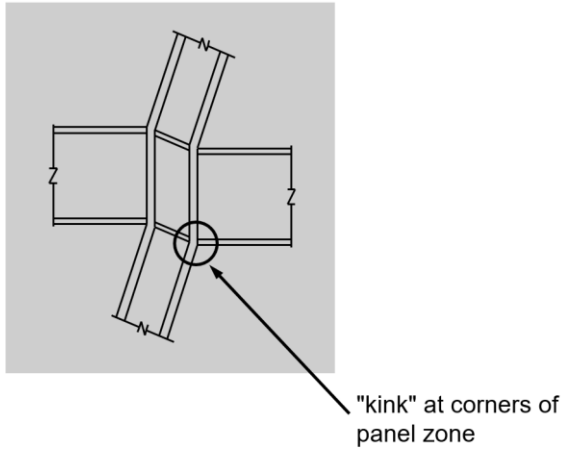
Kaynak: Prof. Dr. M. D. Engelhardt

Moment Çerçeve Muhtemel Plastik Mafsal Bölgeleri







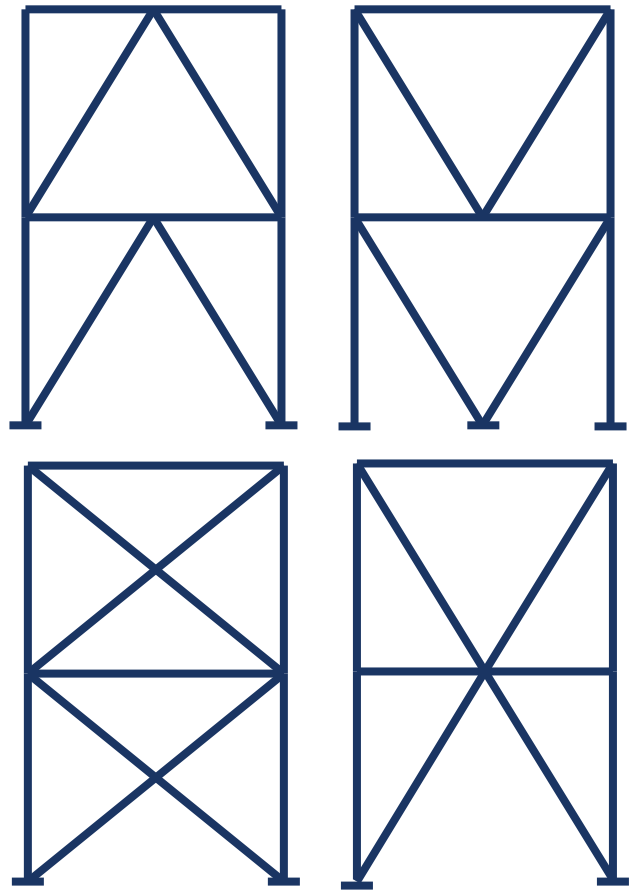


Kaynak: Prof. Dr. M. D. Engelhardt

2.2 Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çelik Çaprazlı Çerçeve (SDY-MÇÇ)

Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çelik Çapraz Çerçeve

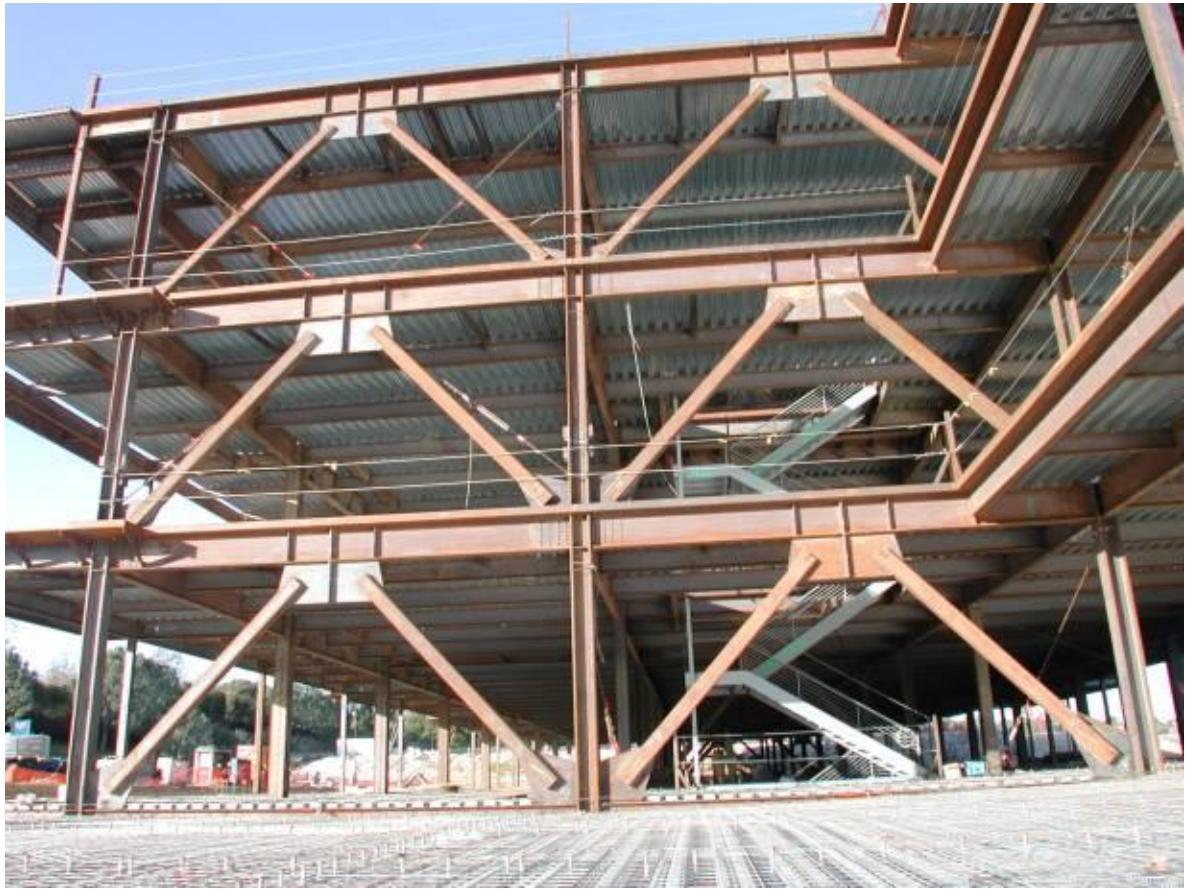
- Kiriş, kolon ve çaprazların bir düşey makas olarak teşkil edildiği ve bu makasın yatay etkilere karşı çalıştığı sistemlerdir.
- Sünek davranışın planlandığı noktalar çaprazlar.
  - Çaprazlar çekme altında akma
- Yüksek elastik rijitlik göreceli olarak bir avantaj olarak değerlendirilebilir.
- Diğer sistemlere göre gevrek sistem davranışı önemli bir dezavantajdır.
- Mimari olarak zaman zaman tercih edilmezler.



Kaynak: AISC 341-22, Yorum Şekil C-F2.18(a)

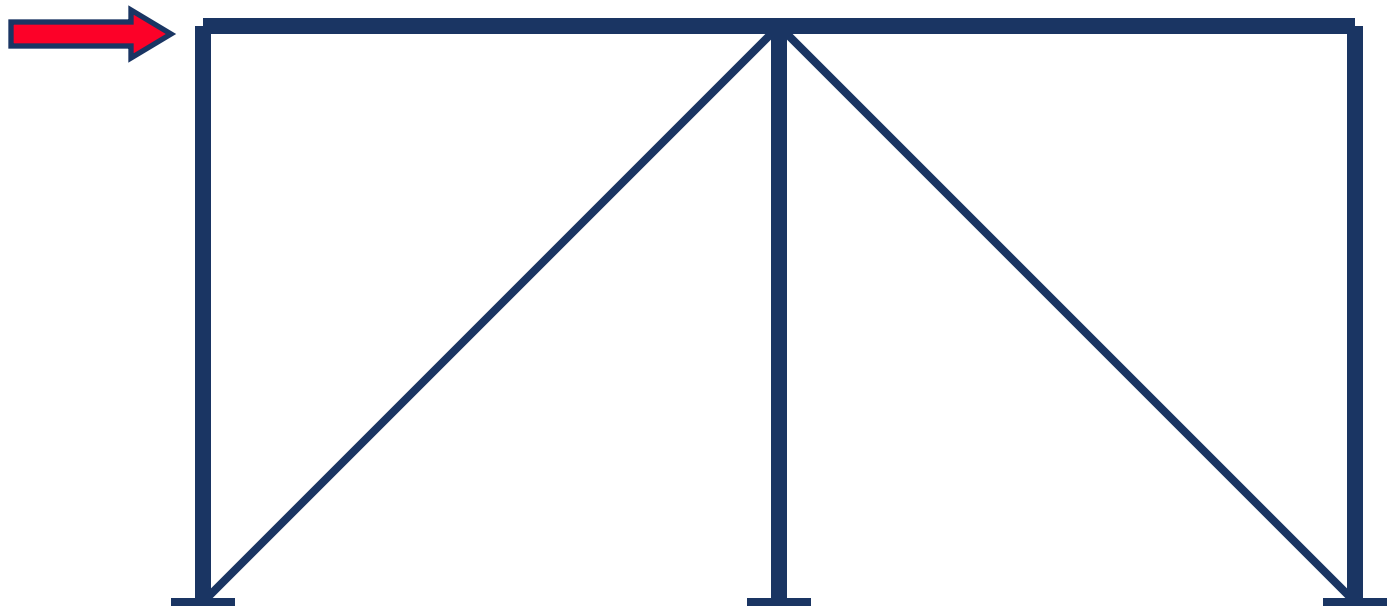
Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çelik Çapraz Çerçeve





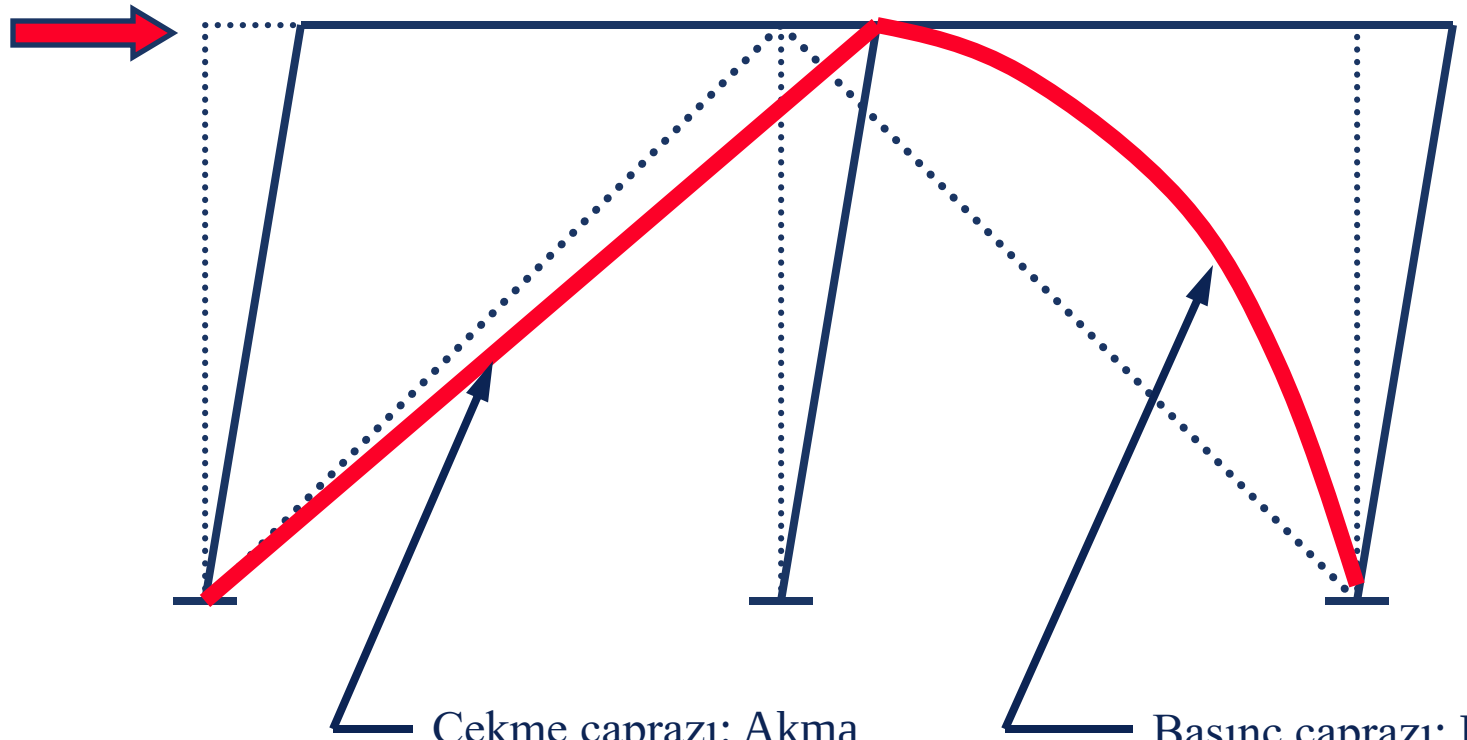
Kaynak: AISC 341-22, Yorum Şekil C-F2.18(a)

Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çelik Çapraz Çerçeve



Kaynak: AISC 341-22, Yorum Şekil C-F2.18(a)

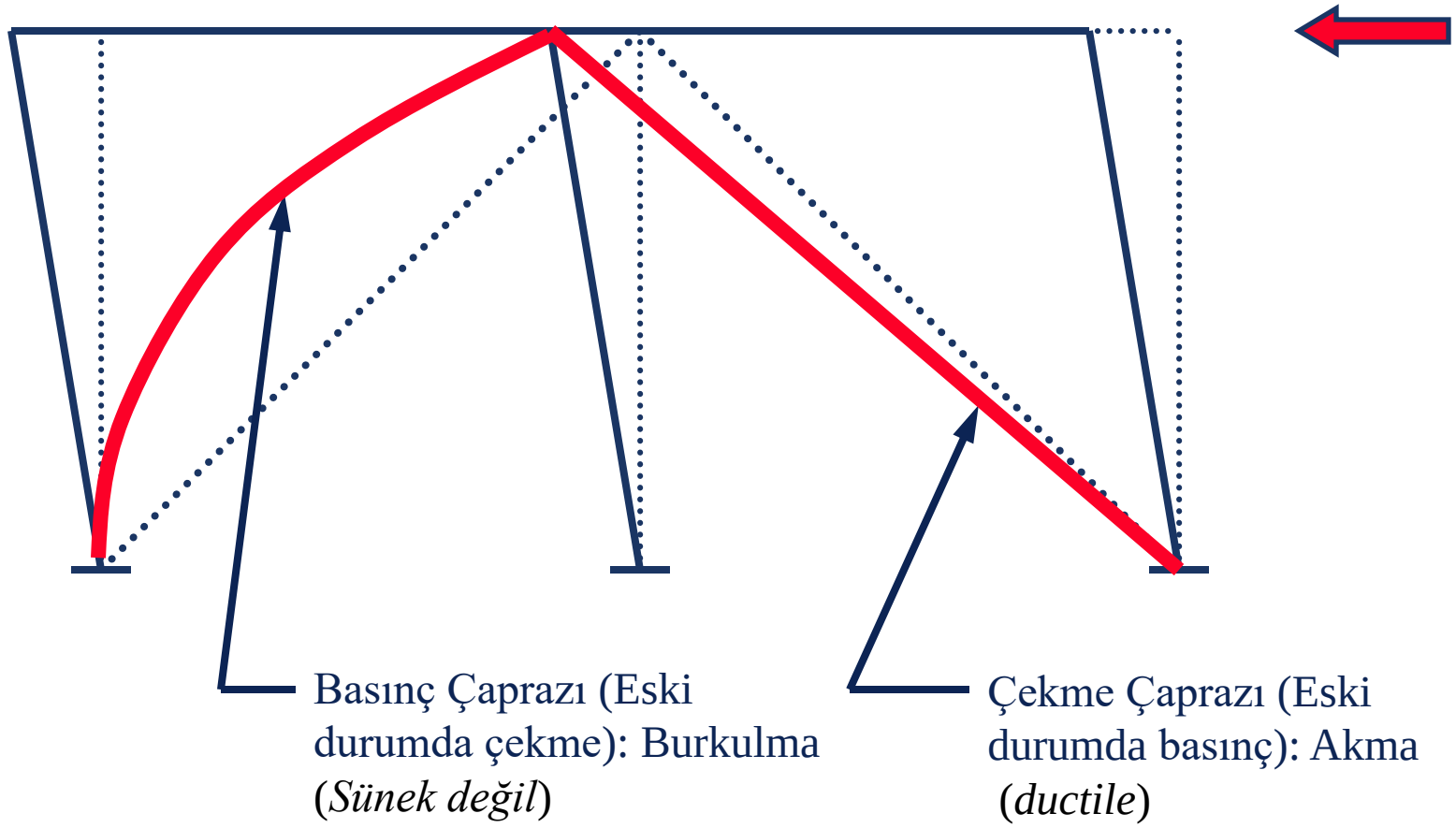
Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çelik Çapraz Çerçeve



Kolon ve kirişler : elastik kalmalı

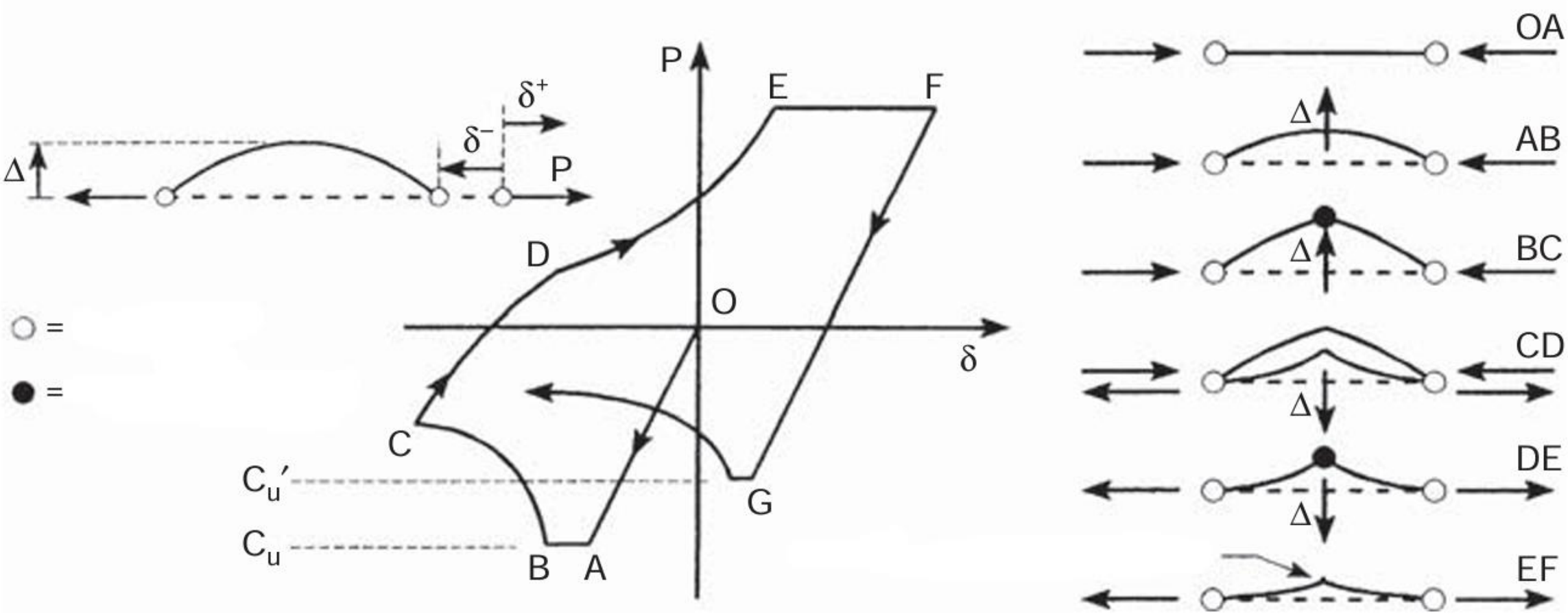
Kaynak: AISC 341-22, Yorum Şekil C-F2.18(a)

Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çelik Çapraz Çerçeve



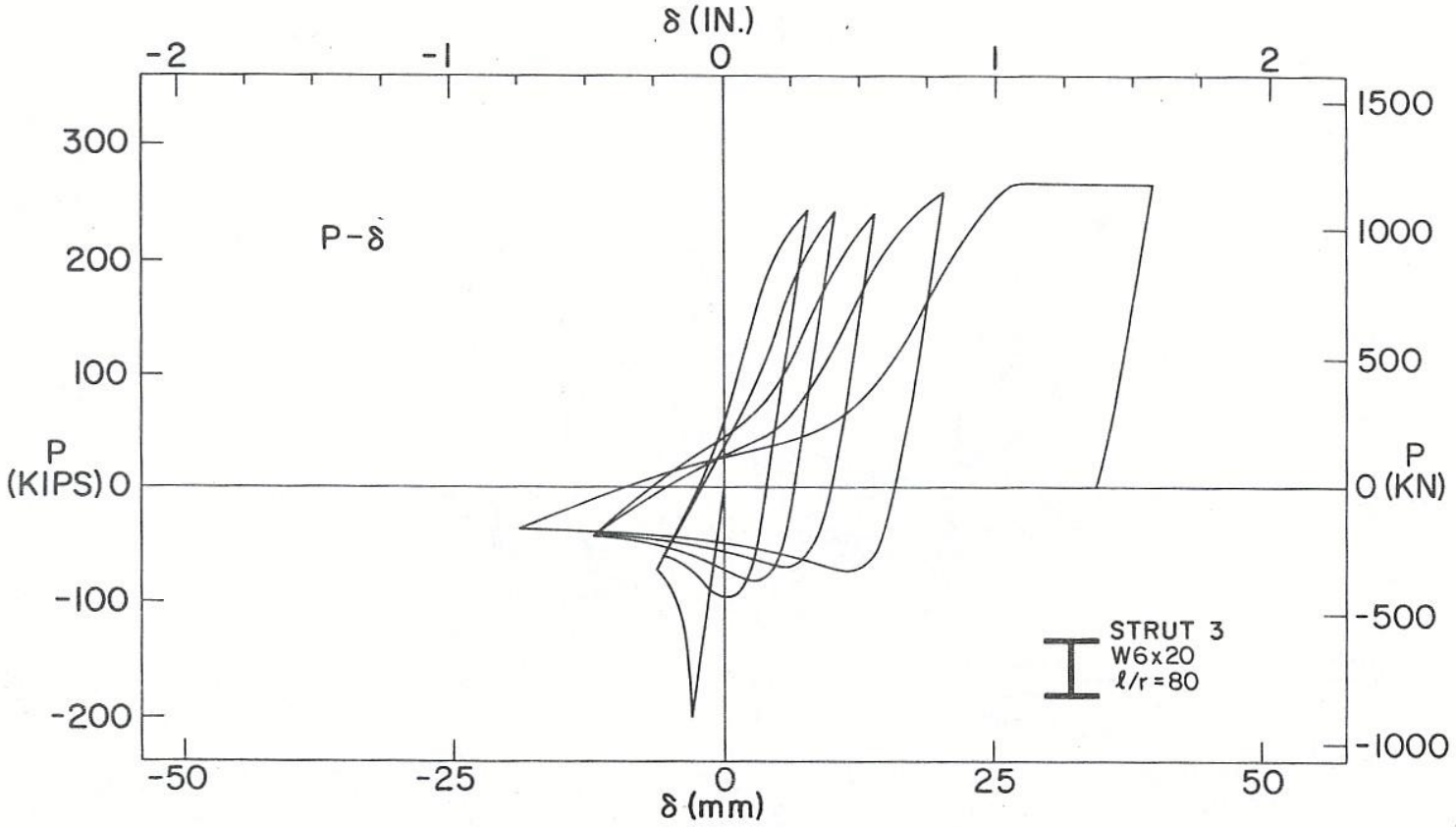
Kaynak: AISC 341-22, Yorum Şekil C-F2.18(a)

Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çelik Çapraz Çerçeve



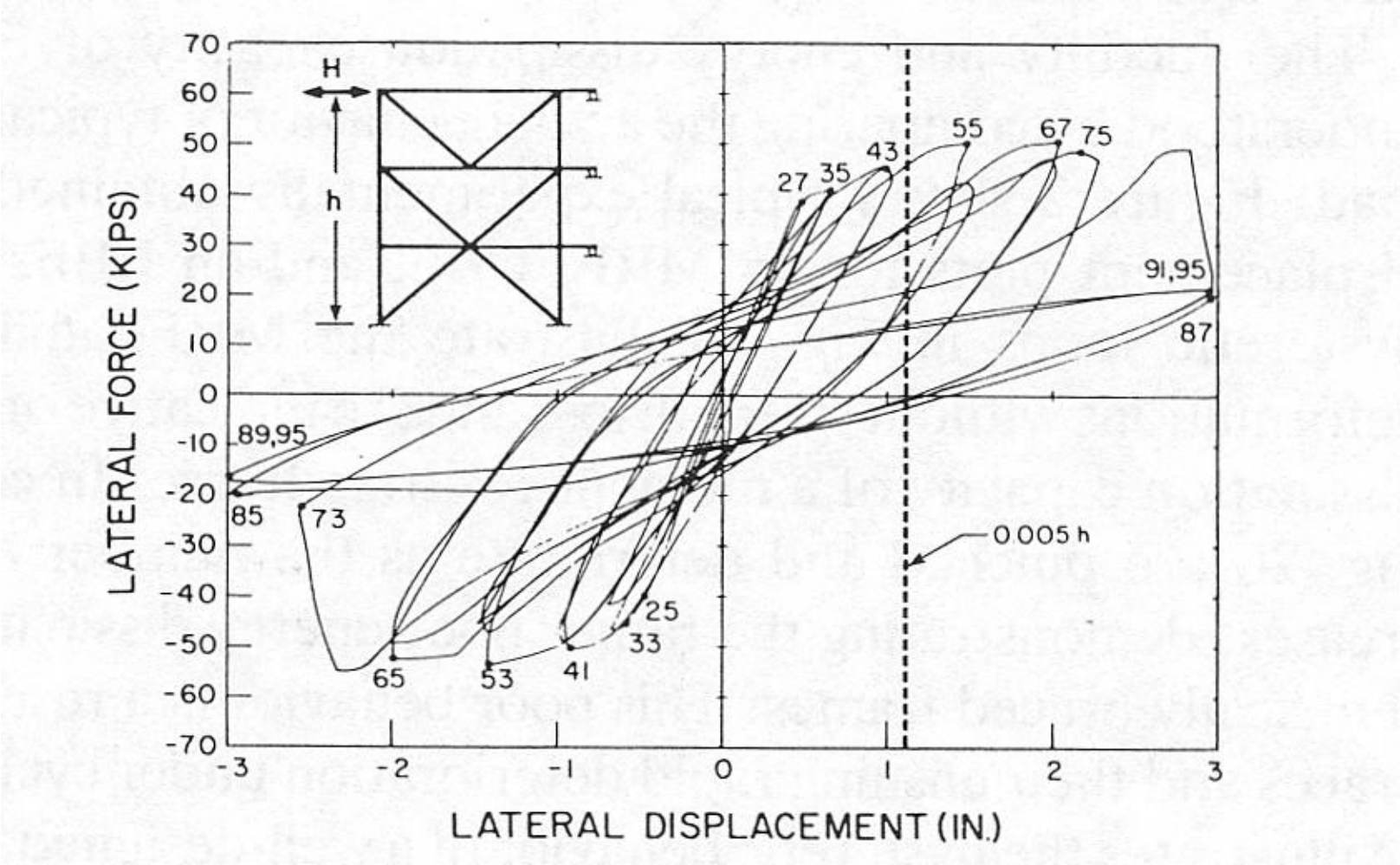
Kaynak: AISC 341-22, Yorum Şekil C-F2.18(a)

Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çelik Çapraz Çerçeve



Kaynak: AISC 341-22, Yorum Şekil C-F2.18(a)

Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çelik Çapraz Çerçeve



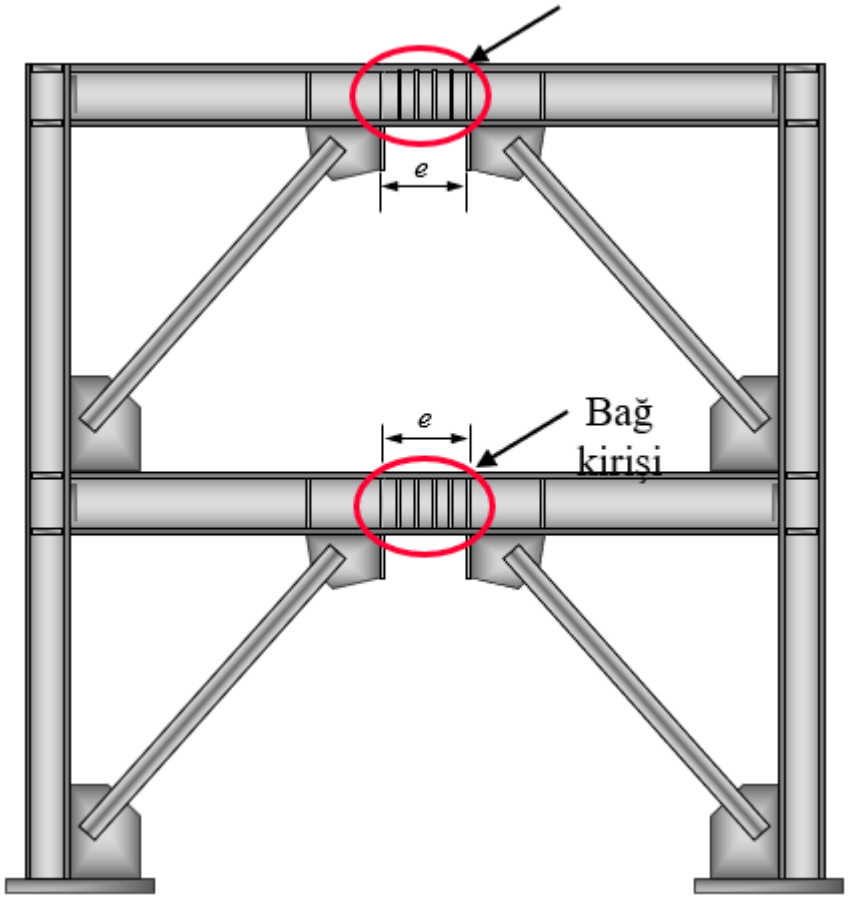
Kaynak: AISC 341-22, Yorum Şekil C-F2.18(a)

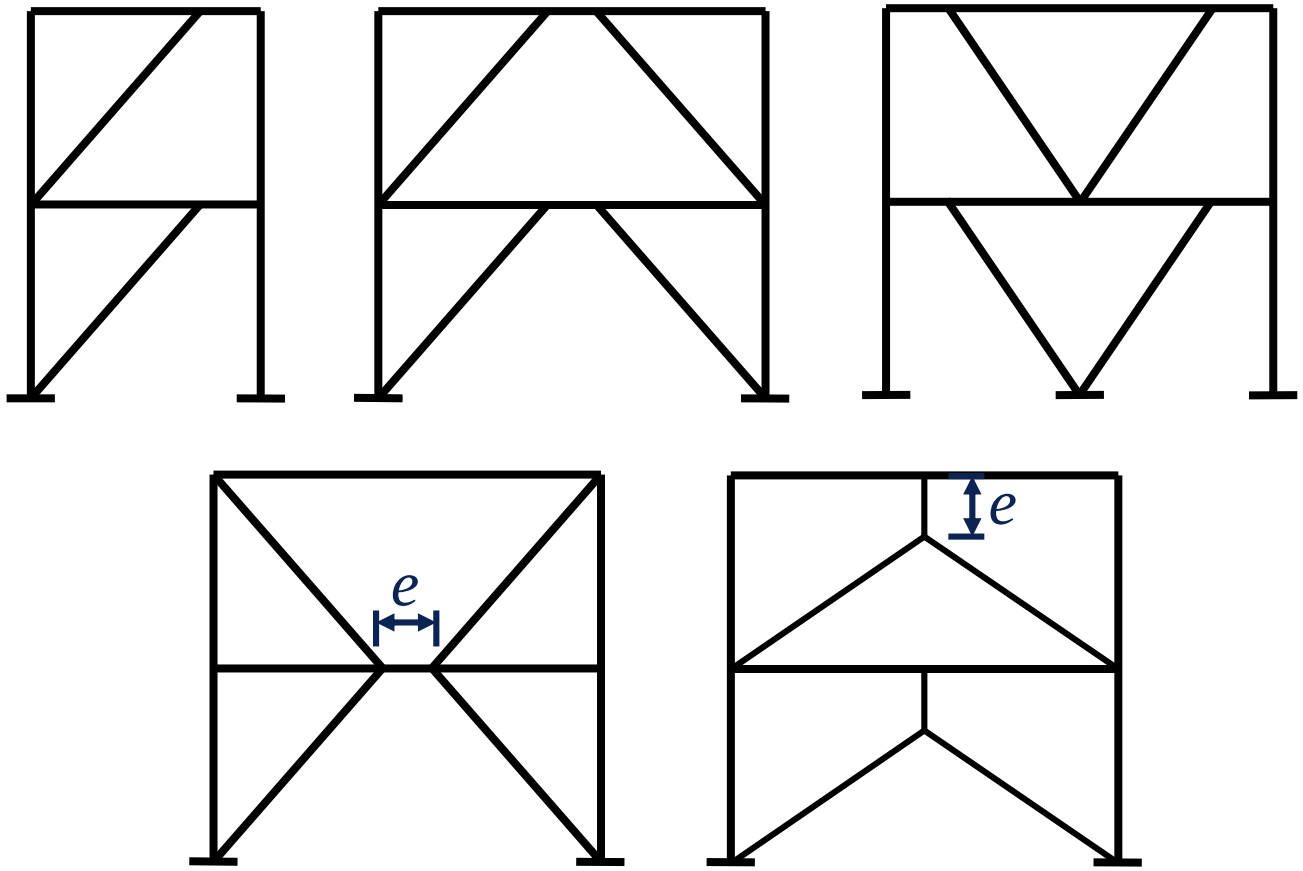
AISC SEISMIC 341-02	AISC SEISMIC 341-05	AISC SEISMIC 341-10	AISC SEISMIC 341-16	AISC SEISMIC 341-22
• Braces shall have KL/r $\leq 5.87\sqrt{E/Fy}$. • Width-thickness ratios per table I-8-1, and AISC 360-99, table B5.1. • Alternative requirement of gusset plate to accommodate inelastic post-buckling rotation (no guidelines given as to how). • Beam bracing axial demand (at V and inverted-V config.'s) shall satisfy 2% of $F_y b_f t_{bf}$. • Column splices shall develop nominal shear strength of smaller connecting member. • No K brace systems allowed.	• Braces shall have KL/r $\leq 4\sqrt{E/Fy}$, unless columns have available strength for brace capacities, $R_y F_y A_g$. • Width-thickness ratios per table I-8-1 (no changes), and AISC 360-02, table B4.1 (changes to numerous section types, including HSS). • Alternative requirement of gusset plate to accommodate inelastic post-buckling deformations (typical condition detailed in commentary). • Beam bracing (at V and inverted-V config.'s) must meet max. spacing criteria, and axial demand shall satisfy $P_{br} = 0.02 M_r C_d / h_o$, where M_r is the required flexural strength, C_d is a curvature factor, and h_o is the distance between flange centroids • Exception for penthouses, ones story structures, and top stories of buildings removed for special beam design requirements for V and inverted-V configurations. • Column splices shall develop approximately 50% of the member flexural capacity.	• Added analysis requirements to address the inelastic response by requiring two force distributions be checked (amplified seismic forces and brace full tension yielding with compression brace post-buckling) • Connection requirements increased to accommodate drift • Demand Critical welds required at column splices and bases • No PJP groove welds at column splices • Alternate Elliptical yield line procedure presented in the design examples	• Introduced new provisions for "multi-tiered braced frame (MT-SCBF) • Brace to beam connection requirements expanded to cover the "Chevron Effect" (i.e. increased forces in beam at the connection location)	• Beams of V- and inverted-V configurations permitted limited yielding: expected brace tension need not exceed expected brace compression strength (columns and brace connections still designed for $R_y F_y A_g$). • Protected zone added in these beams: d_b from gusset plate edges. • Exception to 30%–70% lateral force distribution revised: Ω_0 brace design, ≤ 33% loss of story strength and no extreme torsional irregularity when noncompliant lines are removed. • Columns common to intersecting frames: brace yielding in both directions simultaneously. • Separate width-to-thickness table for braces (Table D1.1a); I-shape flange and web limits slightly reduced.

Kaynak : Bluebook 2019 + 2022 elle eklenmiş.

2.3 Süneklik Düzeyi Yüksek Dışmerkez Çelik Çaprazlı Çerçeve (SDY-DMÇÇ)

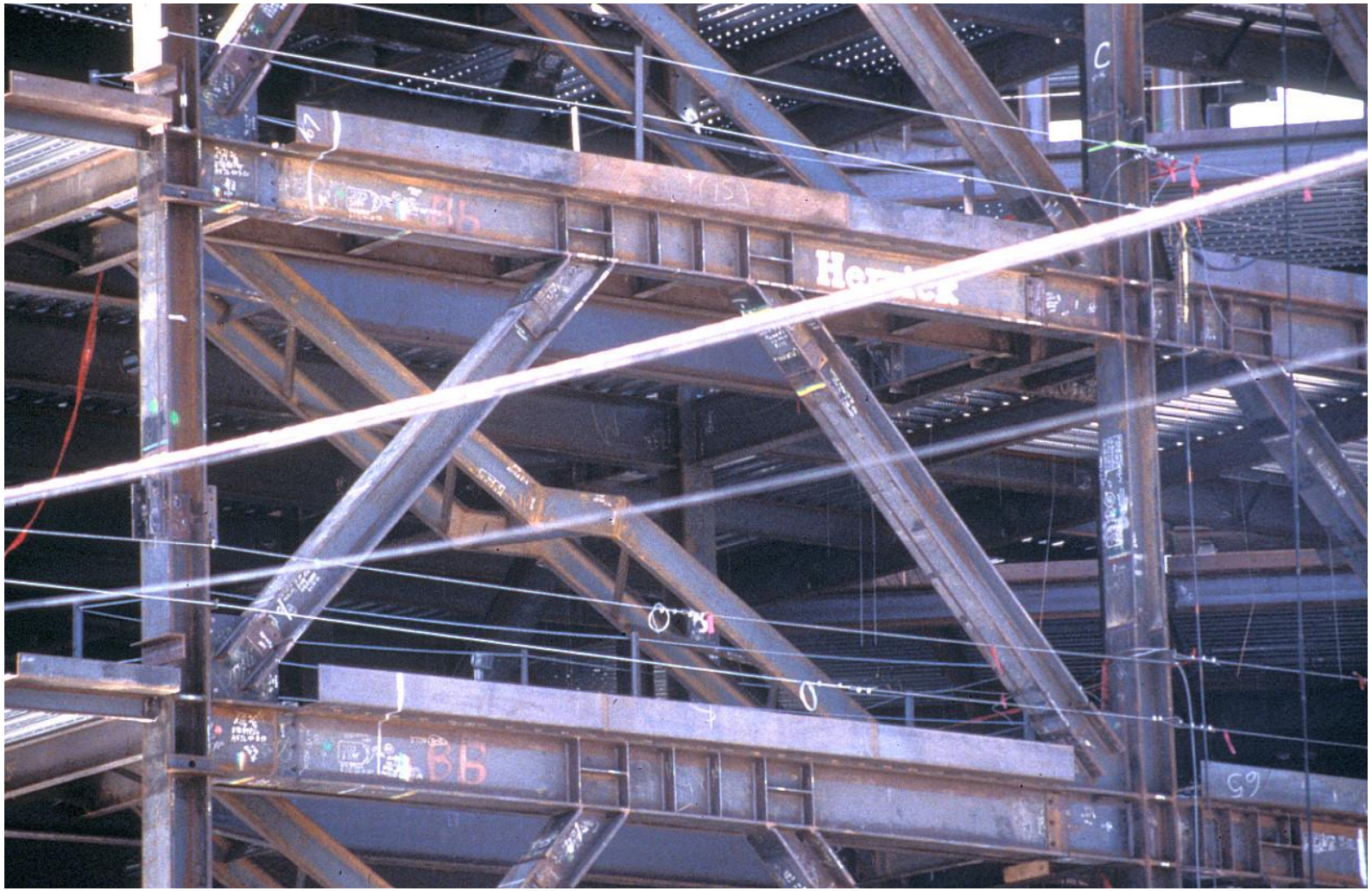
Süneklik Düzeyi Yüksek Dışmerkez Çelik Çapraz Çerçeve





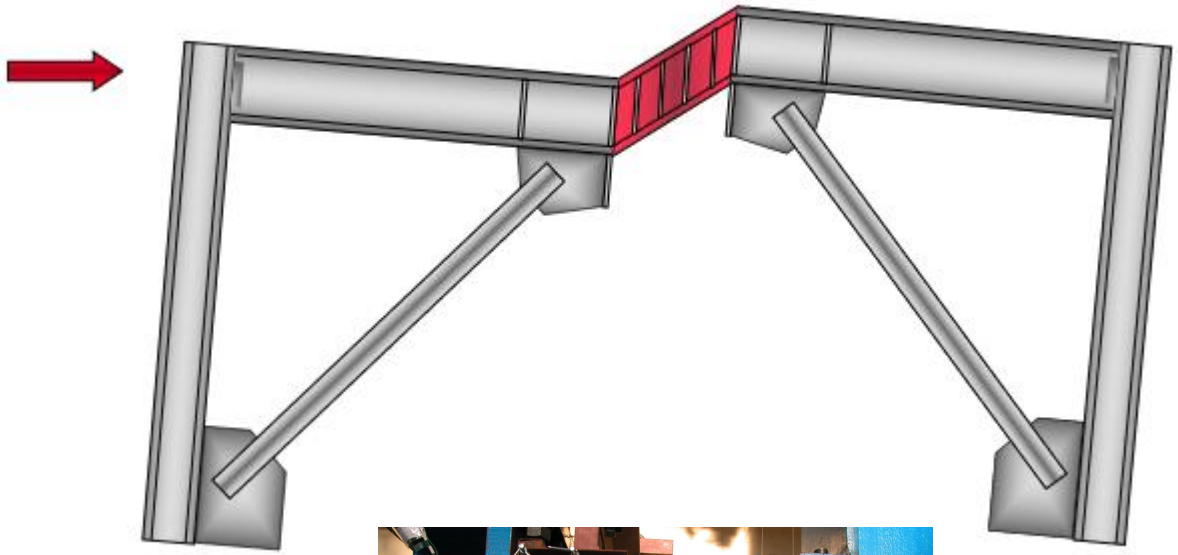
Kaynak: AISC 341-22, Yorum Şekil C-F2.18(a)

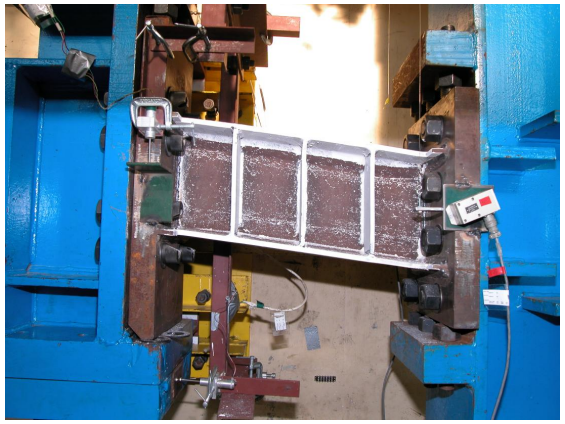
Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çelik Çapraz Çerçeve

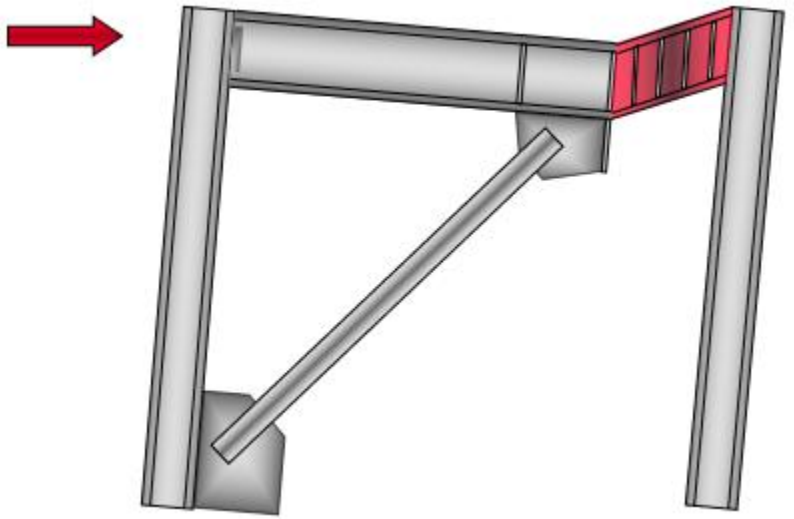


Kaynak: AISC 341-22, Yorum Şekil C-F2.18(a)

Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çelik Çapraz Çerçeve



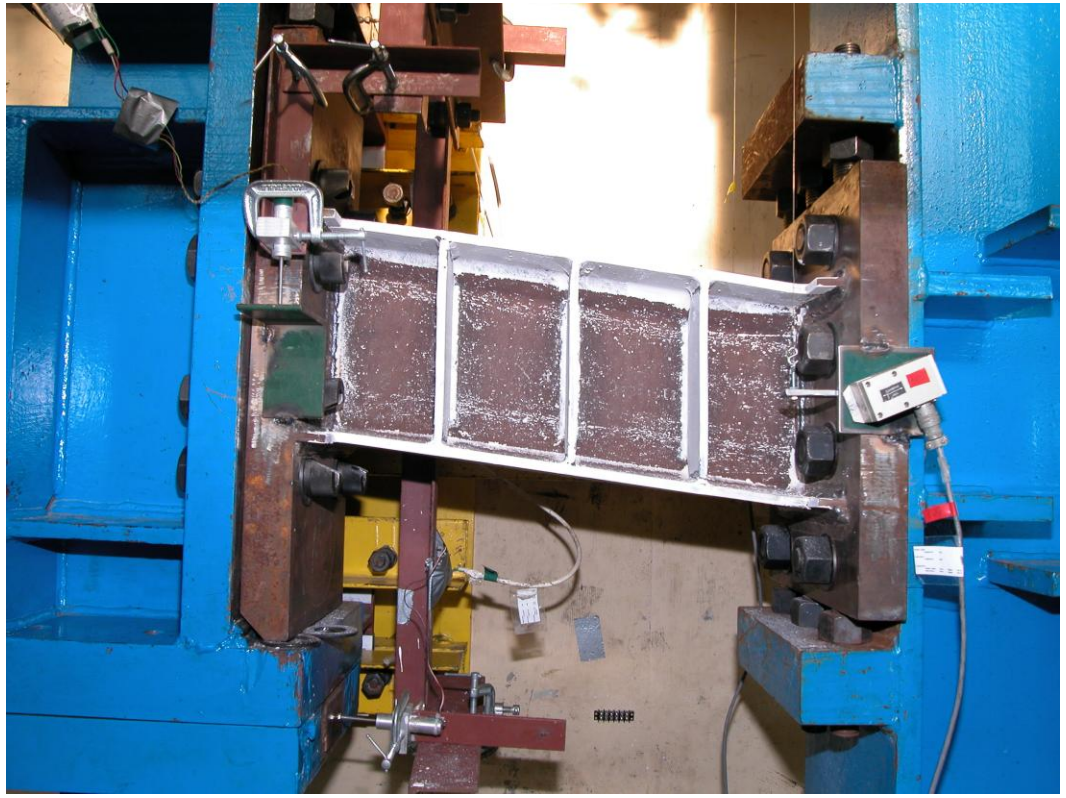






Kaynak: AISC 341-22, Yorum Şekil C-F2.18(a)

Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çelik Çapraz Çerçeve

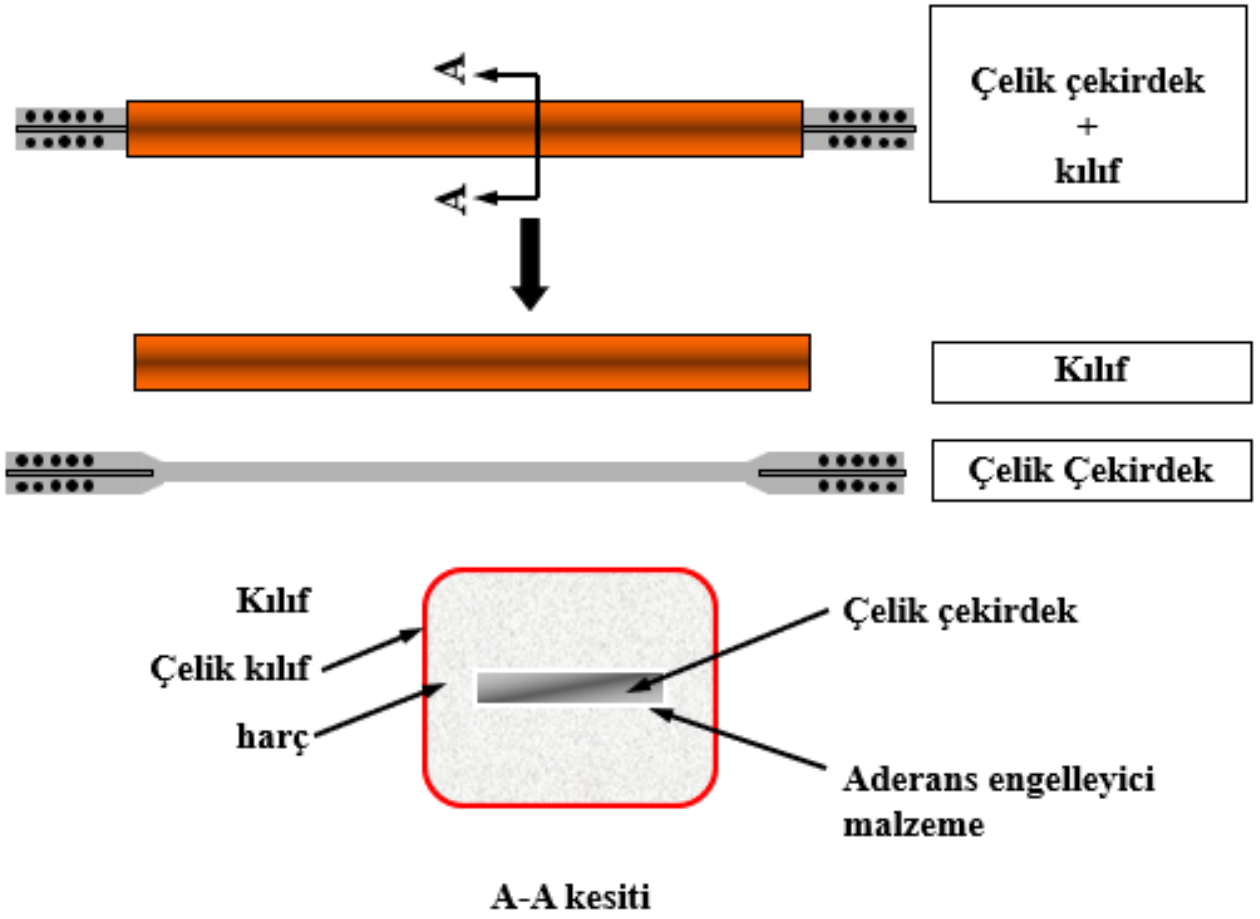




Kaynak: AISC 341-22, Yorum Şekil C-F2.18(a)

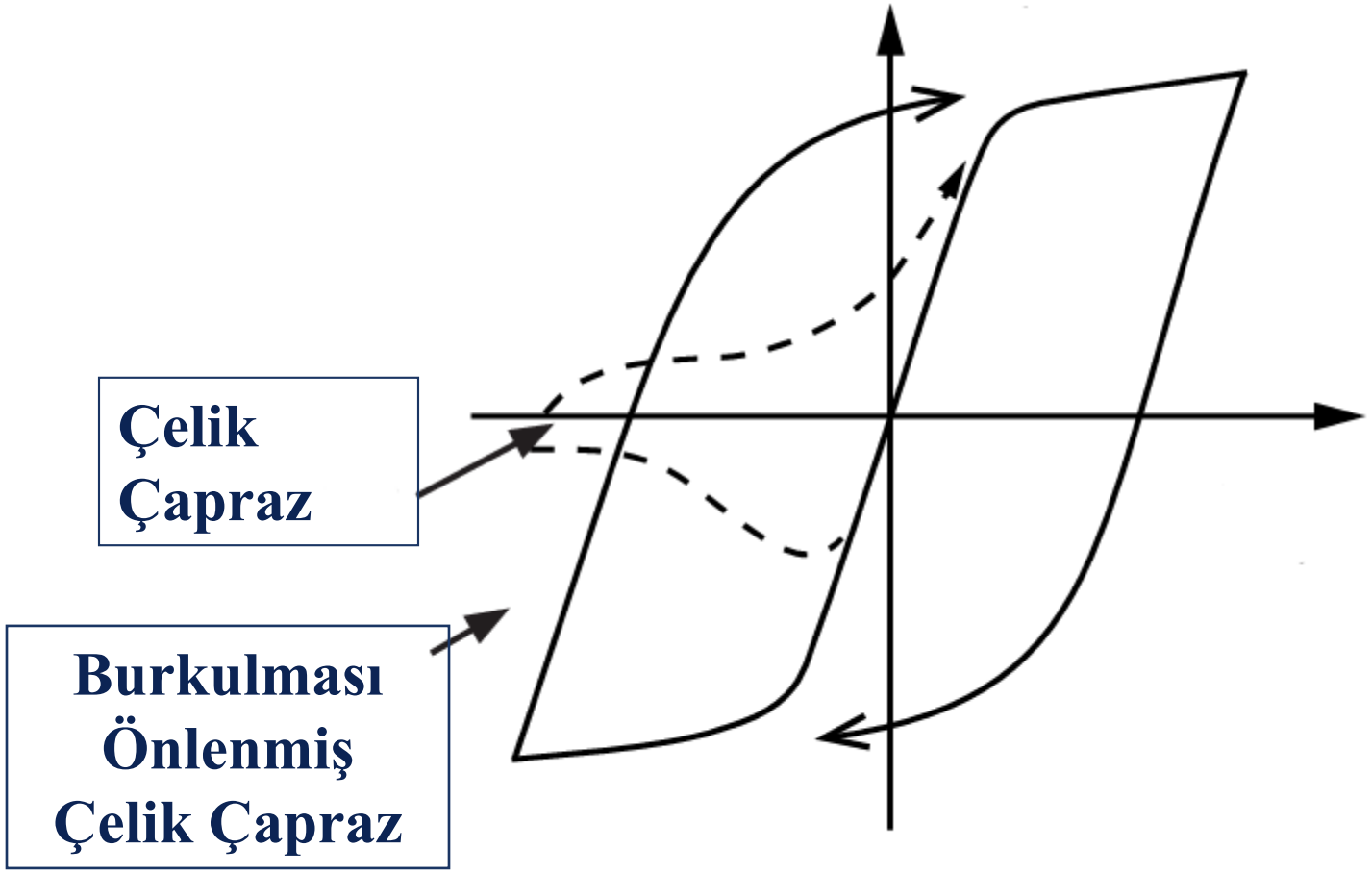
2.4 Burkulması Önlenmiş Merkezi Çelik Çaprazlı Çerçeve (BÖÇÇ)

Burkulması Önlenmiş Merkezi Çelik Çaprazlı Çerçeve



Kaynak: AISC 341-22, Yorum Şekil C-F2.18(a)

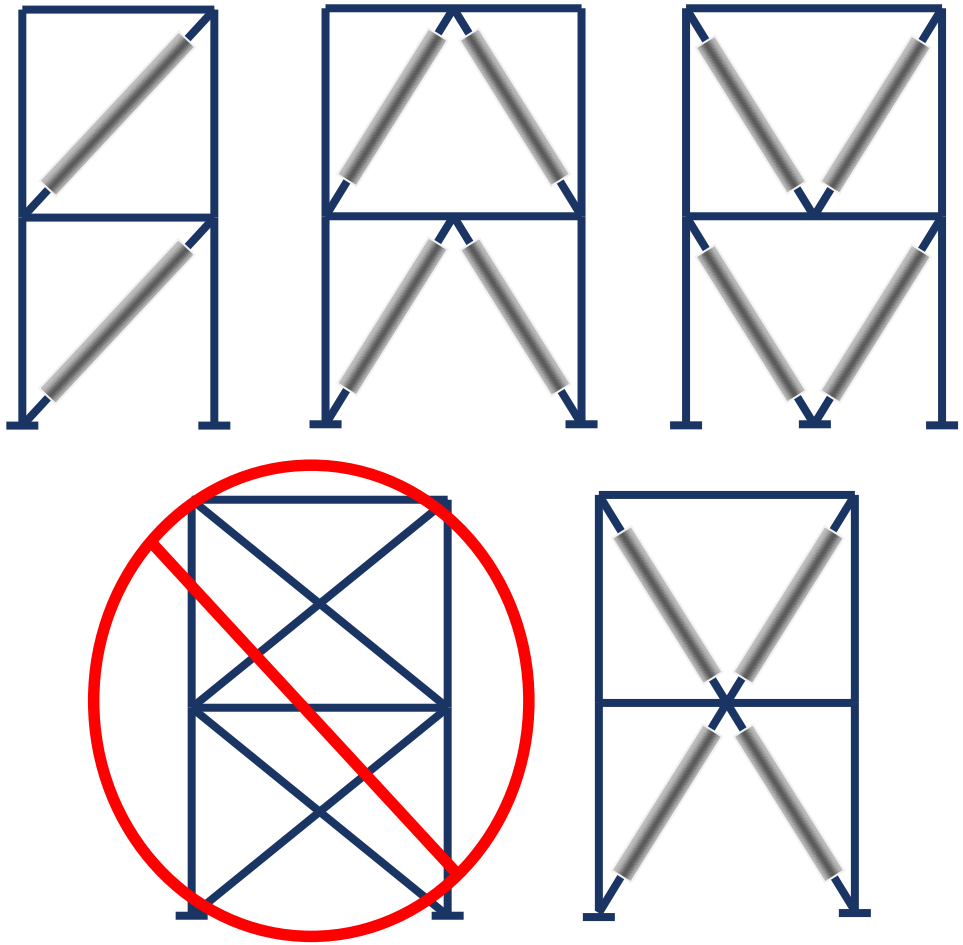
Burkulması Önlenmiş Merkezi Çelik Çaprazlı Çerçeve



Kaynak: AISC 341-22, Yorum Şekil C-F2.18(a)

Burkulması Önlenmiş Merkezi Çelik Çaprazlı Çerçeve





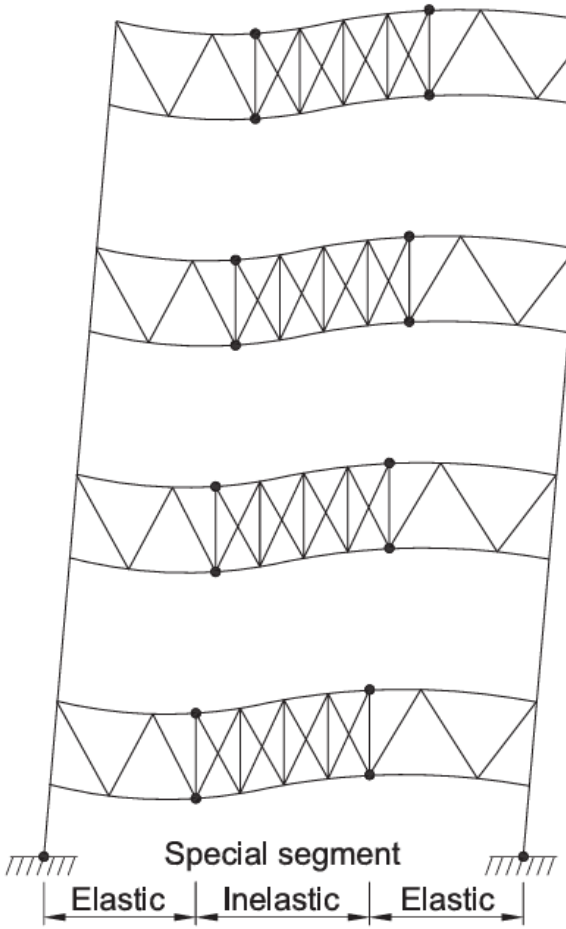
Kaynak: AISC 341-22, Yorum Şekil C-F2.18(a)

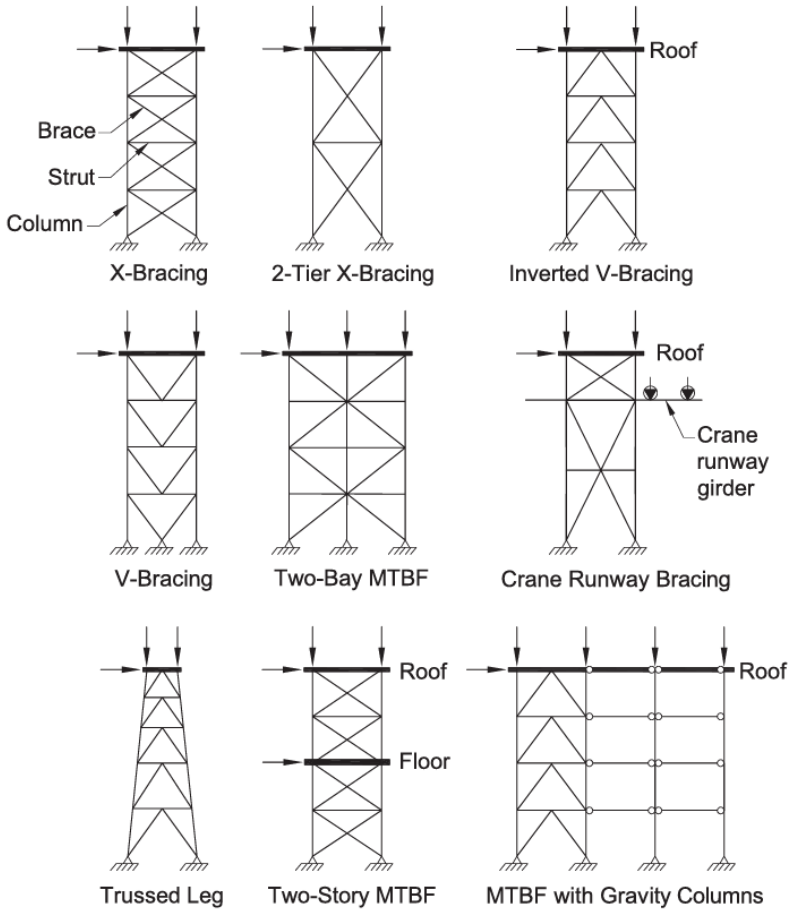
TBDY 2018 Tarafından Tanımlanan Sünek Çerçeve Sistemler

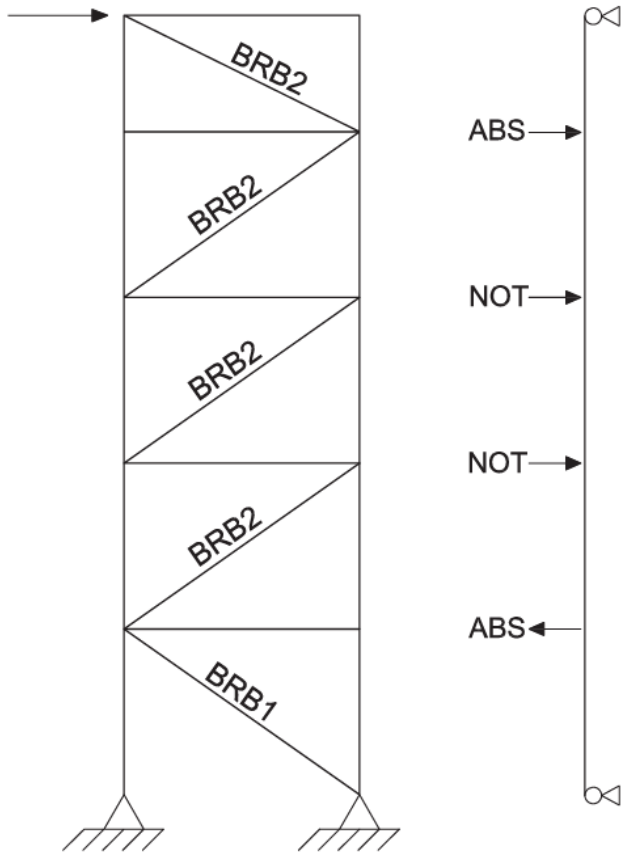
C1. Süneklik Düzeyi Yüksek Taşıyıcı Sistemler		
C11. Deprem etkilerinin tamamının moment aktaran *süneklik düzeyi yüksek* çelik çerçevelerle karşılandığı binalar	8	3
C12. Deprem etkilerinin tamamının *süneklik düzeyi yüksek* dışmerkez veya burkulması önlenmiş merkezi çaprazlı çelik çerçeveler tarafından karşılandığı binalar	8	2.5
C13. Deprem etkilerinin tamamının *süneklik düzeyi yüksek* merkezi çaprazlı çelik çerçeveler tarafından karşılandığı binalar	5	2
C14. Deprem etkilerinin moment aktaran *süneklik düzeyi yüksek* çelik çerçeveler ile *süneklik düzeyi yüksek* dışmerkez veya burkulması önlenmiş merkezi çaprazlı çelik çerçeveler veya *süneklik düzeyi yüksek* bağ kirişli (boşluklu) betonarme perdeler tarafından birlikte karşılandığı binalar (Bkz.**4.3.4.5**)	8	3
C15. Deprem etkilerinin moment aktaran *süneklik düzeyi yüksek* çelik çerçeveler ile *süneklik düzeyi yüksek* merkezi çaprazlı çelik çerçeveler veya *süneklik düzeyi yüksek* boşluksuz betonarme perdeler tarafından birlikte karşılandığı binalar (Bkz.**4.3.4.5**)	6	2.5
C16. Deprem etkilerinin tamamının çatı düzeyindeki bağlantıları mafsallı olan ve yüksekliği 12 m'yi geçmeyen *süneklik düzeyi yüksek* çelik kolonlar tarafından karşılandığı tek katlı binalar	4	2

Kaynak: TBDY 2018

TBDY Kapsamında Olmayan Diğer Sünek Çelik Yapı Sistemleri

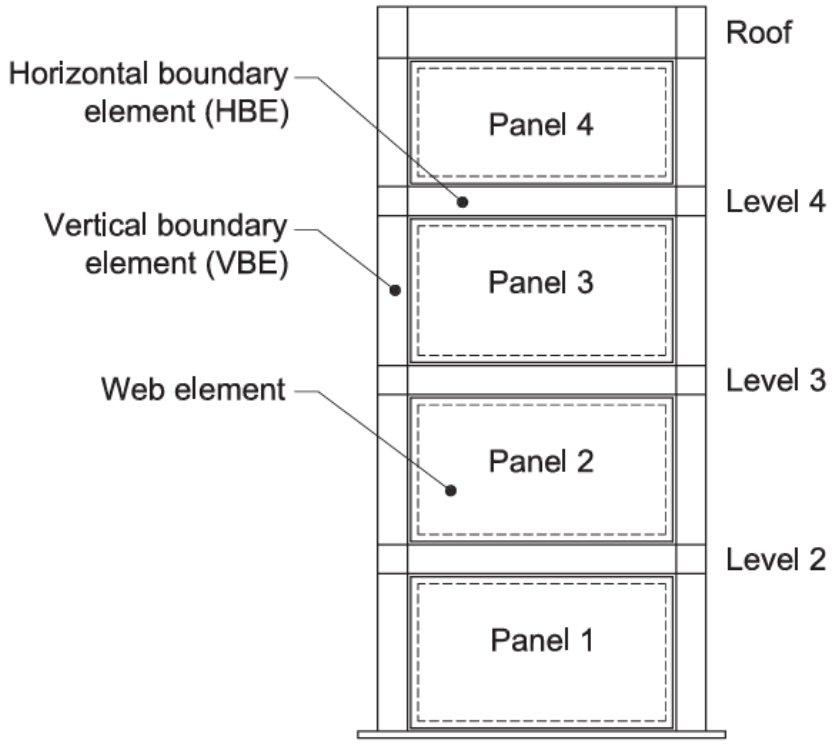


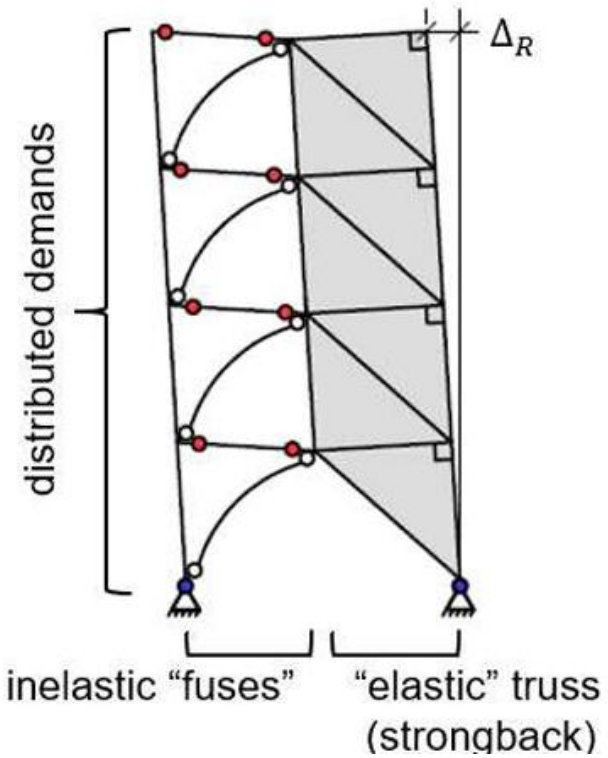


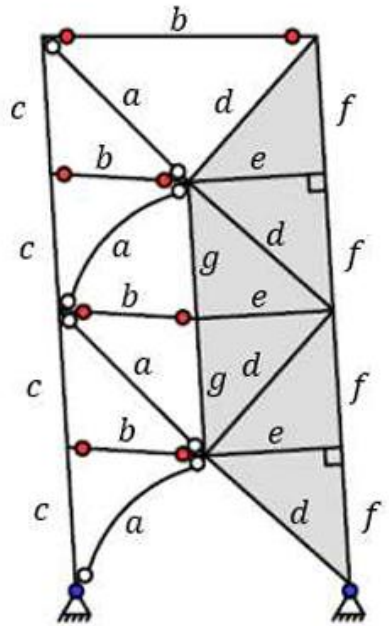


Kaynak: AISC 341-22

TBDY Kapsamında Olmayan Diğer Sünek Çelik Yapı Sistemleri

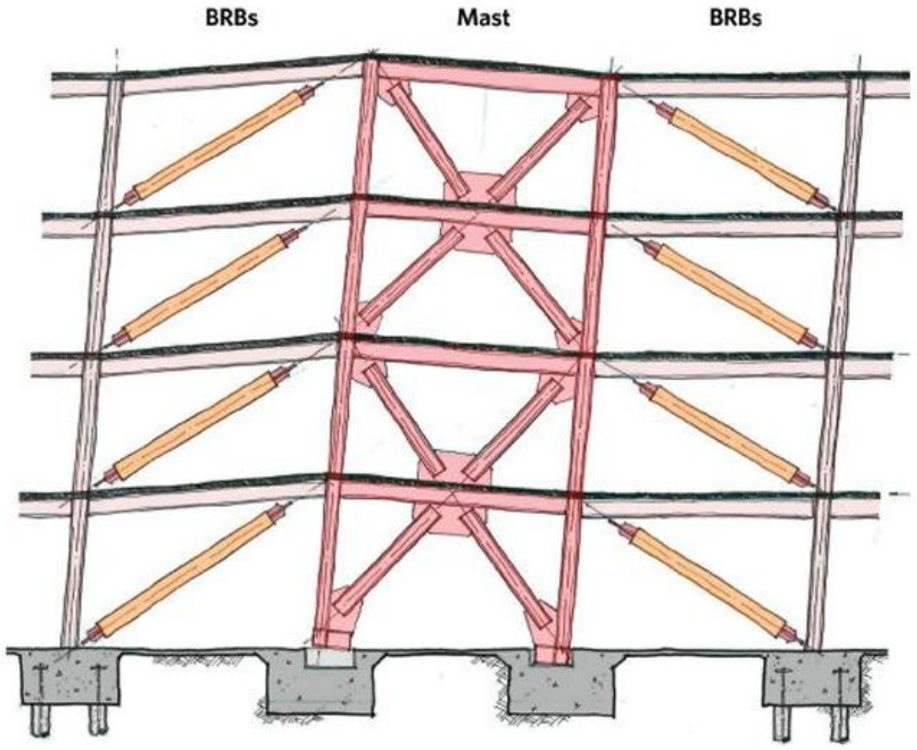


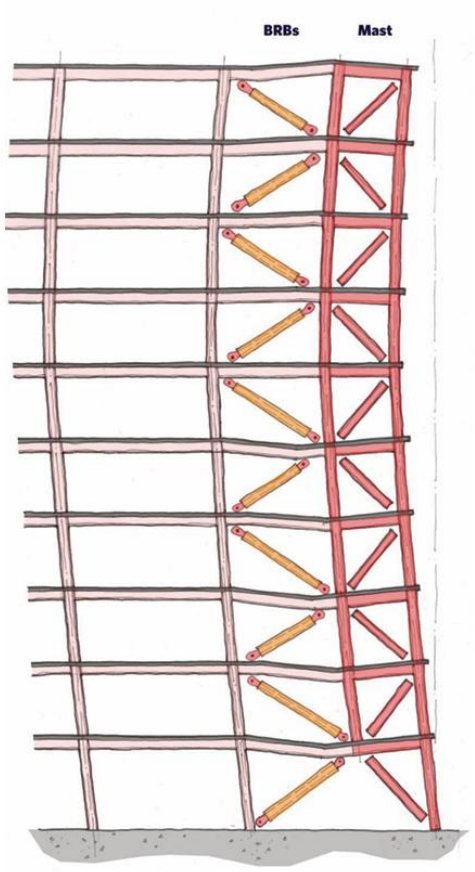




Kaynak: AISC 341-22, Yorum Şekil C-F2.18(a)

TBDY Kapsamında Olmayan Diğer Sünek Çelik Yapı Sistemleri







Kaynak: Modern Steel Constructions, Panian Et al

3

Çelik Yapılarda Depreme Dayanıklı Düğüm Noktası Tasarımı

3.1 Genel Kavramlar

Deprem Etkisini İçeren Yük Birleşimleri

Yük birleşimleri

$$1{,}2G + Q + 0{,}2S + E_d^{(H)} + 0{,}3E_d^{(Z)}$$ — Denk. 4.11

Çelik, YDKT: G yerine 1,2G (4.4.4.2a)

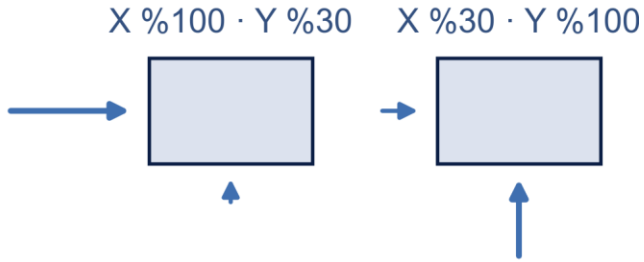
$$0{,}9G + H + E_d^{(H)} - 0{,}3E_d^{(Z)}$$ — Denk. 4.12

Yatay doğrultuların birleştirilmesi

$$E_d^{(H)} = \pm E_d^{(X)} \pm 0{,}3E_d^{(Y)}$$

$$E_d^{(H)} = \pm 0{,}3E_d^{(X)} \pm E_d^{(Y)}$$

Denk. 4.9



Düşey deprem etkisi

$$E_d^{(Z)} \approx (2/3)\, S_{DS}\, G$$ — Denk. 4.10

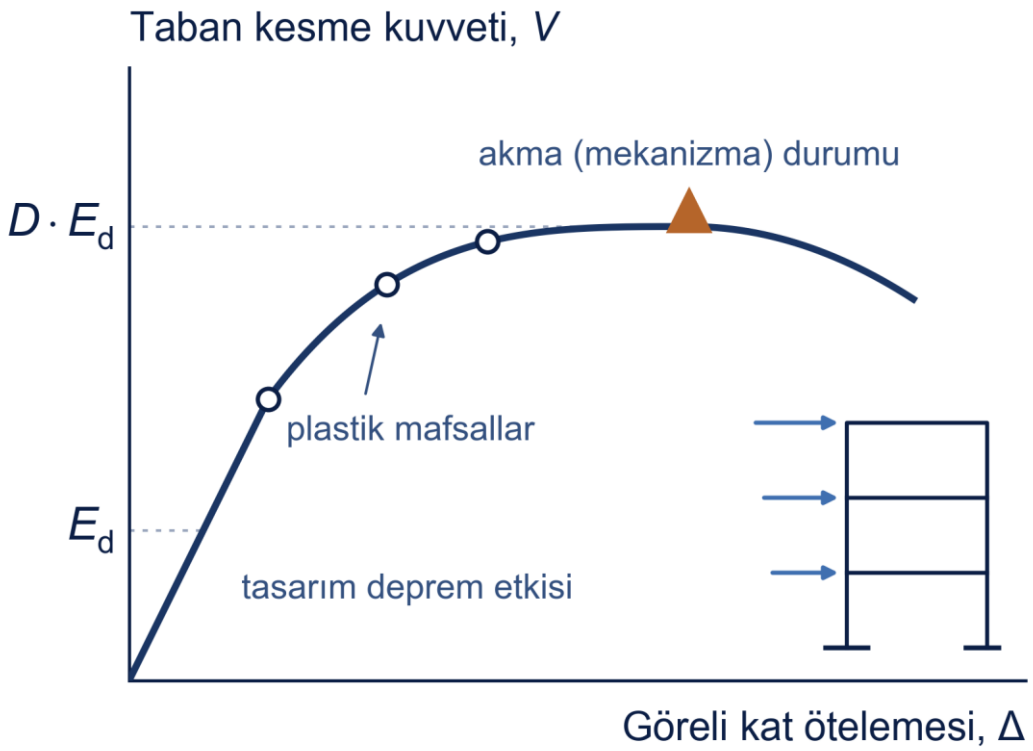


G sabit yük, Q hareketli yük, S kar yükü, H yatay zemin itkisi.

Q ≤ 5,0 kN/m² ise Denk. 4.11'deki Q %50 azaltılabilir; garajlarda ve insanların yoğun olarak bulunduğu binalarda uygulanmaz (9.2.5.1).

Kaynak: TBDY 2018, 4.4.2–4.4.4 ve 9.2.5.

Büyütülmüş Deprem Etkileri



Dayanım fazlalığı katsayısı D

İlgili maddelerde istenen yerlerde eleman, birleşim ve eklerin gerekli dayanımı, deprem etkileri D ile büyütülerek 9.2.5 yük birleşimlerinden bulunur.

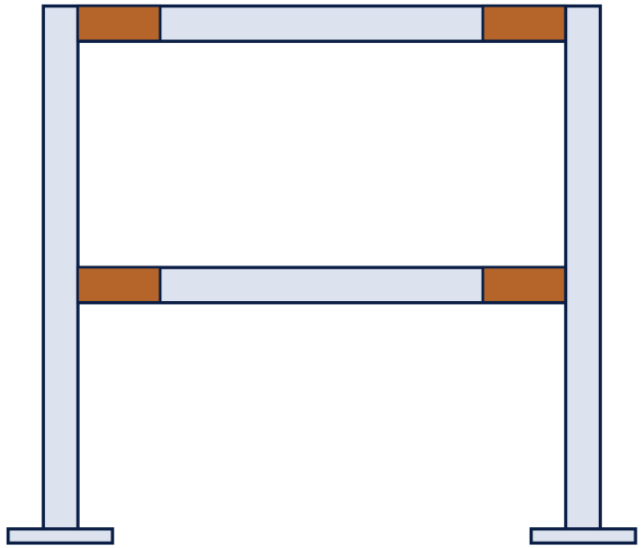
Üst sınır: pekleşme ve malzeme dayanım artışıyla tanımlanan akma (mekanizma) durumuna uyumlu iç kuvvetler.

Sistem (Tablo 4.1)	R	D
C11 MAÇ, SDY	8	3
C12 DÇÇ veya BÖÇ, SDY	8	2,5
C13 MÇÇ, SDY	5	2
C31 MAÇ, SDS	4	2,5
C32 MÇÇ, SDS	3	2

Kaynak: TBDY 2018, 9.2.6 ve Tablo 4.1. Eğri şematik, M. D. Engelhardt ders notlarından uyarlanmıştır. MAÇ moment aktaran, MÇÇ merkezi çaprazlı, DÇÇ dışmerkez çaprazlı, BÖÇ burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeve; SDY/SDS süneklik düzeyi yüksek/sınırlı.

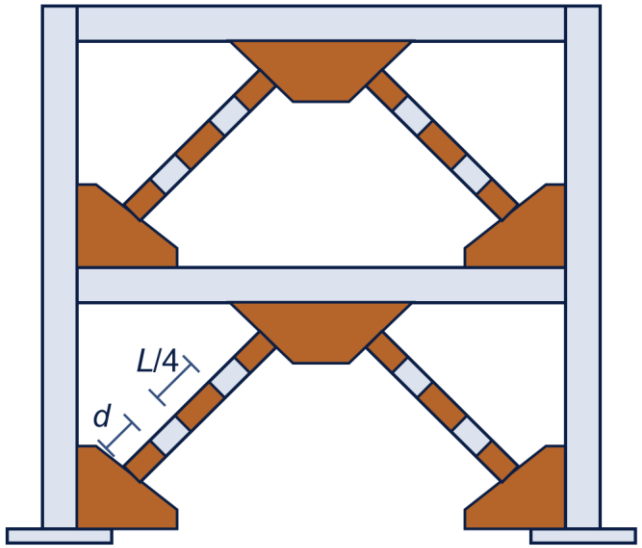
Kapasitesi Korunmuş Bölgeler

Kapasitesi korunmuş bölge



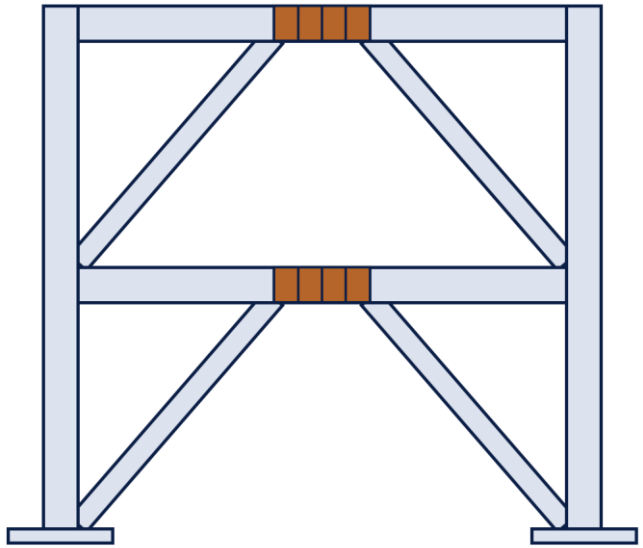
Moment aktaran çerçeve

Kiriş uçlarındaki olası plastik mafsal bölgeleri



Merkezi çaprazlı çerçeve

Çaprazların uç (d) ve orta (L/4) bölgeleri



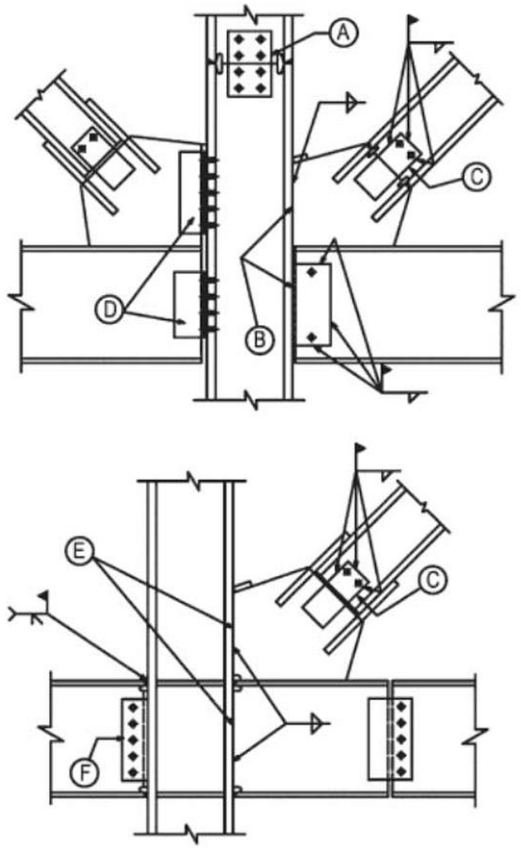
Dışmerkez çaprazlı çerçeve

Bağ kirişleri

Bu bölgelerde ani enkesit değişimi, ek, boşluk (geçici montaj boşlukları dahil), eleman bağlantısı ve başlıklı kayma elemanı kullanılamaz; kiriş ekleri bu bölgelerin dışında yapılır.

Kaynak: TBDY 2018, 9.2.9 ve Şekil 9.1 (süneklik düzeyi yüksek sistemler), 9.2.10.4.

Bulon ve Kaynak Aynı Kuvveti Paylaşmaz



Şekil 9A.1

Bulon ve kaynak, birleşimde aktarılan kuvveti veya bu kuvvetin bir bileşenini paylaşacak şekilde bir arada kullanılamaz (9.2.3.4).

A, F — **Kolon eki, moment aktaran kiriş–kolon birleşimi**

Bulonlu gövde → kesme kuvveti; kaynaklı başlıklar → eğilme momenti ve eksenel kuvvet.

B, E — **Kaynaklı çapraz–kiriş–kolon birleşimi (B yerinde, E atölyede)**

Çapraz kuvvetinin düşey bileşeni, düğüm levhası–kolon ve kiriş gövdesi–kolon kaynaklarına dağıtılır; B'de kiriş gövdesinde montaj bulonu kullanılabilir.

C — **Çapraz–düğüm levhası birleşimi**

Başlık ve gövde kaynakları çaprazın eksenel kuvvetine göre boyutlandırılır; bulon yalnız montaj amaçlıdır.

D — **Bulonlu çapraz–kiriş–kolon birleşimi**

Yatay ve düşey bileşenler, düğüm levhası–kolon ve kiriş gövdesi–kolon bulonlu birleşimlerine dağıtılır.

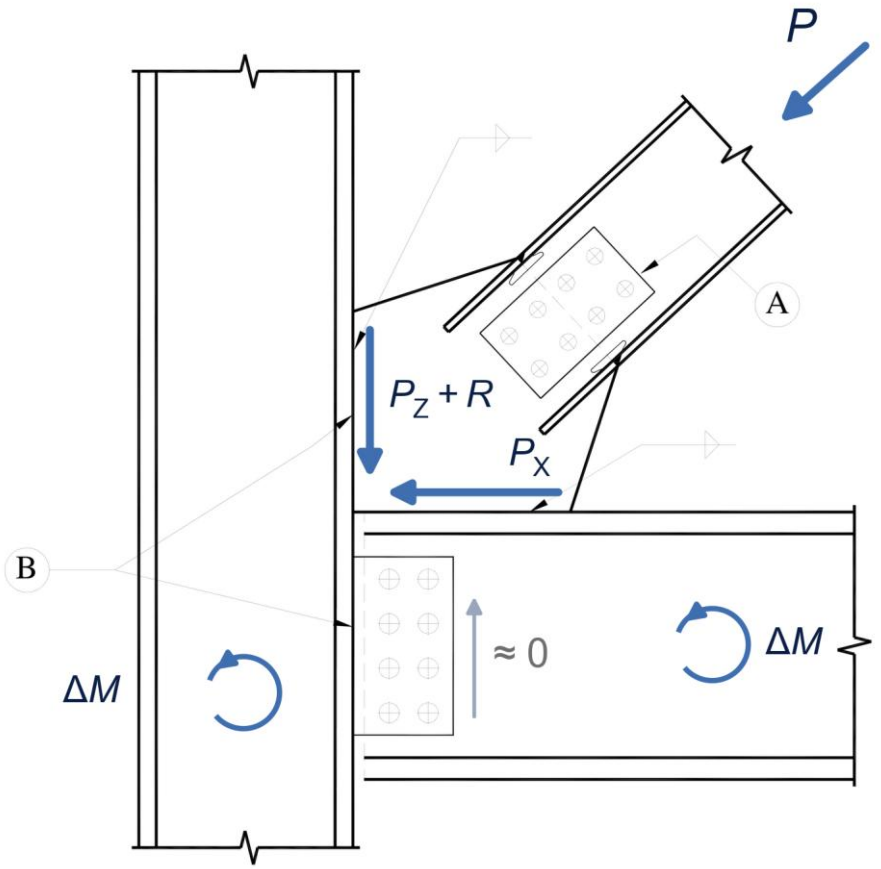
Kaynak: TBDY 2018, 9.2.3.4 ve Ek 9A (9A.1, Şekil 9A.1).

Karışık Birleşimde Kuvvet Akışı

9A.2 – Bulonlar ve kaynaklar, **9.2.3.4**'te belirtildiği gibi, birleşimdeki bir kuvveti veya bir kuvvetin bileşenini paylaşacak şekilde bir arada kullanılamazlar. Kuvvet paylaşımı bakımından uygun olmayan bulonlu ve kaynaklı birleşimlerde karşılaşılan durumlar **Şekil 9A.2**'de açıklanmıştır.

A. Gövdenin bulonlu, başlıkların kaynaklı bağlantısında, bulonlar ve kaynaklar, çaprazdaki eksenel kuvveti birlikte aktaracak şekilde kullanılamazlar.

B. Kolon yüzüne düğüm noktası levhasının kaynaklı, kiriş gövdesinin ise bulonlu bağlanması halinde yük aktarımı, kolon yüzüne bağlantının tamamı kaynaklı veya bulonlu birleşimlerden oluşması durumuna göre farklı olacaktır. Böyle bir durumda, kolon yüzündeki kaynaklı düğüm noktası levhası birleşimi, çapraz elemandaki kuvvetin düşey bileşeni ve kirişteki düşey mesnet tepkisinin toplamını aktarma eğiliminde olacaktır. Aynı zamanda, yatay kuvvetin kiriş gövdesindeki bulonlu birleşimle kolona aktarılması da daha rijit olan kaynaklı düğüm noktası levhası birleşimleri nedeniyle önlenecek ve böylece düğüm noktası levhası-kiriş başlığı kaynaklı birleşimi, çaprazdaki kuvvetin tüm yatay bileşenini de aktarma eğiliminde olacaktır. Böylece, kiriş-kolon-çapraz birleşiminde kolona aktarılması gereken kuvvetler büyük oranda düğüm noktası levhasının kolon yüzüne kaynaklı bağlantısı ile aktarılacak ve kiriş gövdesindeki kayma levhası kuvvet aktaramayacaktır. Bu durumda, birleşimin dengesi dikkate alındığında, kiriş ve kolonlarda ilave momentler oluşacak ve bu momentleri aktarabilmek için düğüm noktası levhası-kolon yüzü ve düğüm noktası levhası-kiriş başlığındaki kaynaklara daha büyük kuvvetler etkiyecektir.



Kaynak: TBDY 2018, Ek 9A (9A.2, Şekil 9A.2).

Şekil 9A.2, kuvvet okları eklenmiştir

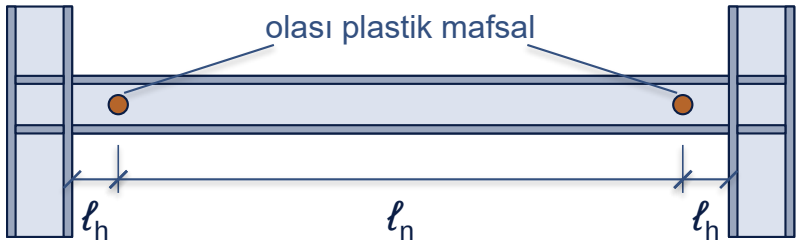
3.2 Moment Aktaran Çerçevelerde Düğüm Noktaları

Kiriş–Kolon Birleşimi

Süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çerçevelerde kiriş–kolon birleşimi aşağıdaki üç koşulu bir arada sağlar (9.3.4.1).

(a) Dönme kapasitesi

Birleşim en az 0,04 radyan göreli kat ötelemesi açısını sağlamalıdır; deneysel ve/veya analitik olarak kanıtlanmış detaylar kullanılır (Ek 9B).



(b) Kolon yüzünde gerekli eğilme momenti dayanımı

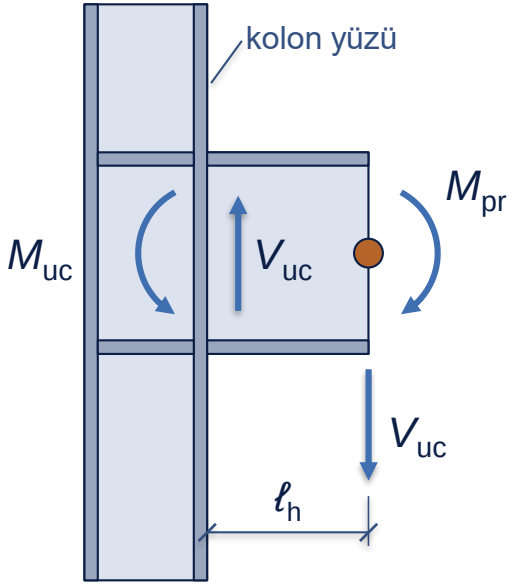
$$M_{uc} = M_{pr} + V_{uc}\,\ell_h$$ Denk. 9.11

M_{pr} kirişin olası plastik eğilme momenti, ℓ_h olası plastik mafsalın kolon yüzüne uzaklığı. Mafsal ile kolon yüzü arasındaki düşey yük momenti de katılabilir.

(c) Kolon yüzünde gerekli kesme kuvveti dayanımı

$$V_{uc} = V_d \pm (M_{pri} + M_{prj}) / \ell_n$$ Denk. 9.12

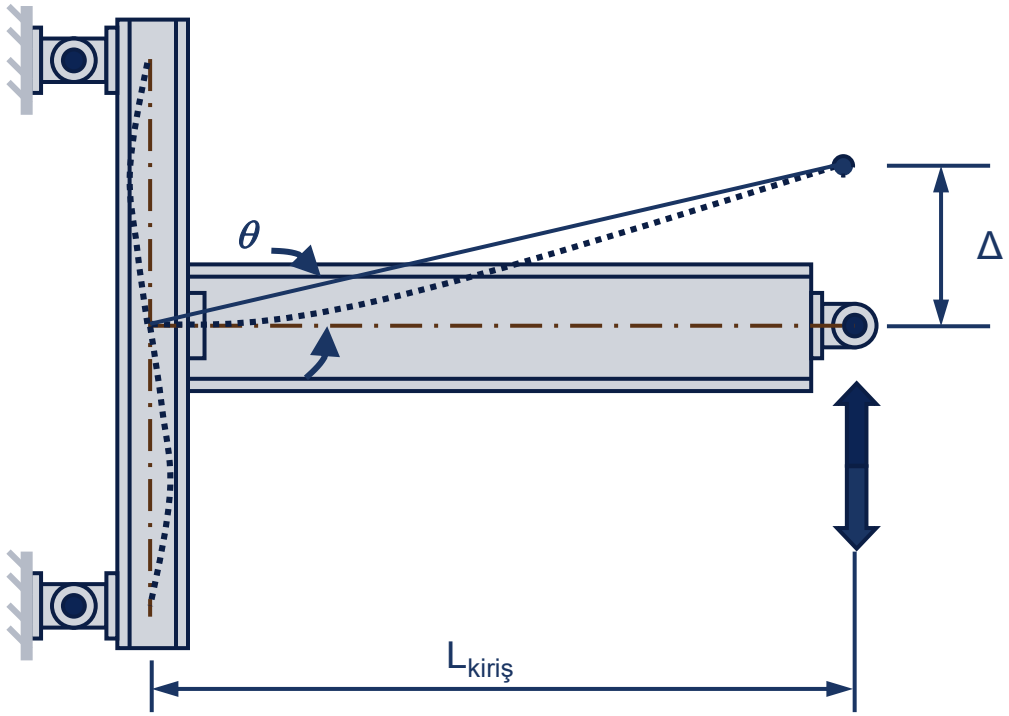
V_d plastik mafsalda $1{,}2G + 0{,}5Q + 0{,}2S$ altındaki kesme kuvveti, ℓ_n plastik mafsallar arası uzaklık. Mafsal ile kolon yüzü arasındaki düşey yük kesmesi de katılabilir.

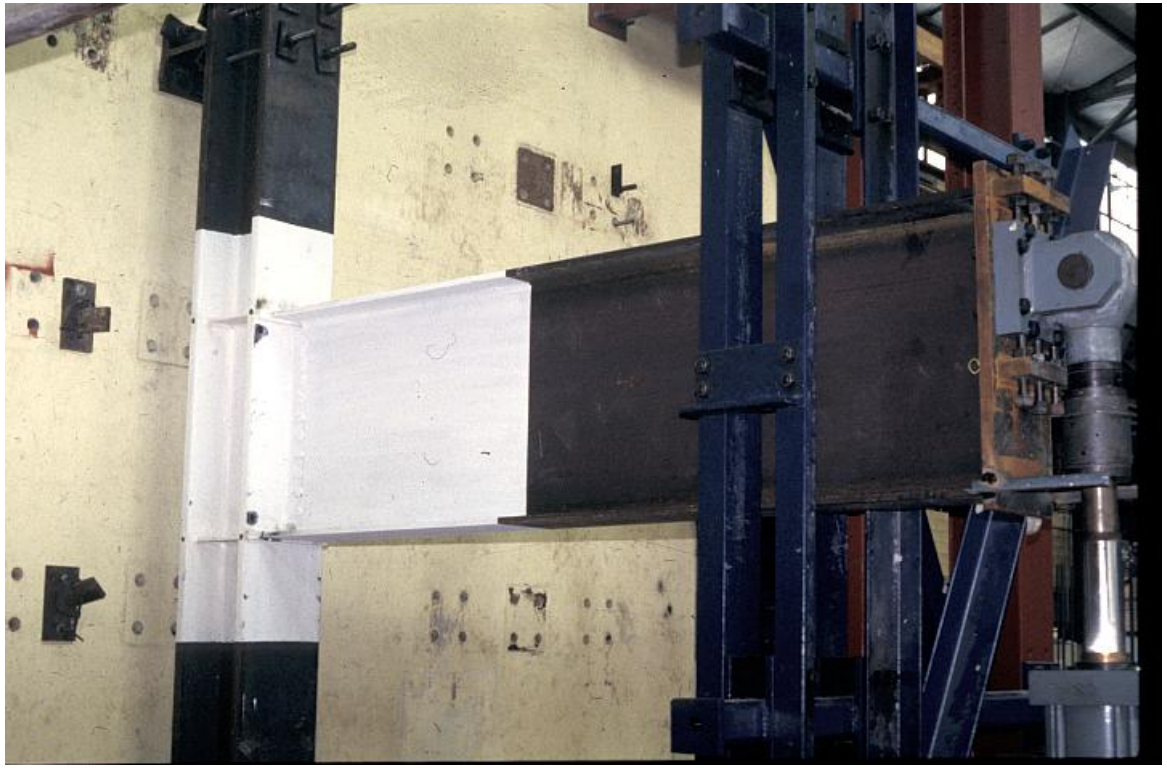


Kaynak: TBDY 2018, 9.3.4.1 ve Ek 9B (9B.1.4, Şekil 9B.1); şekil yeniden çizilmiştir.

Kalitesi Önceden Belirlenmiş Bağlantılar

Tipik dış aks kolon – kiriş bağlantısı deney numunesi





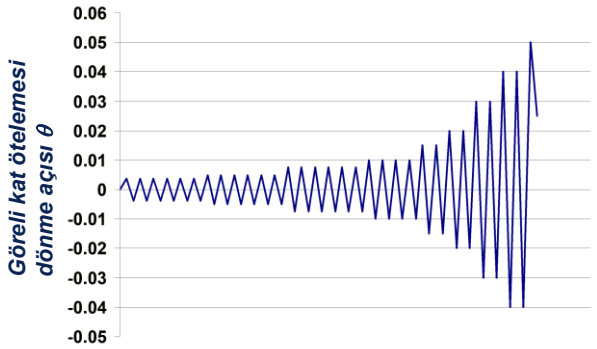
Göreli kat ötelemesi dönme açısı $\theta = \dfrac{\Delta}{L_{kiriş}}$

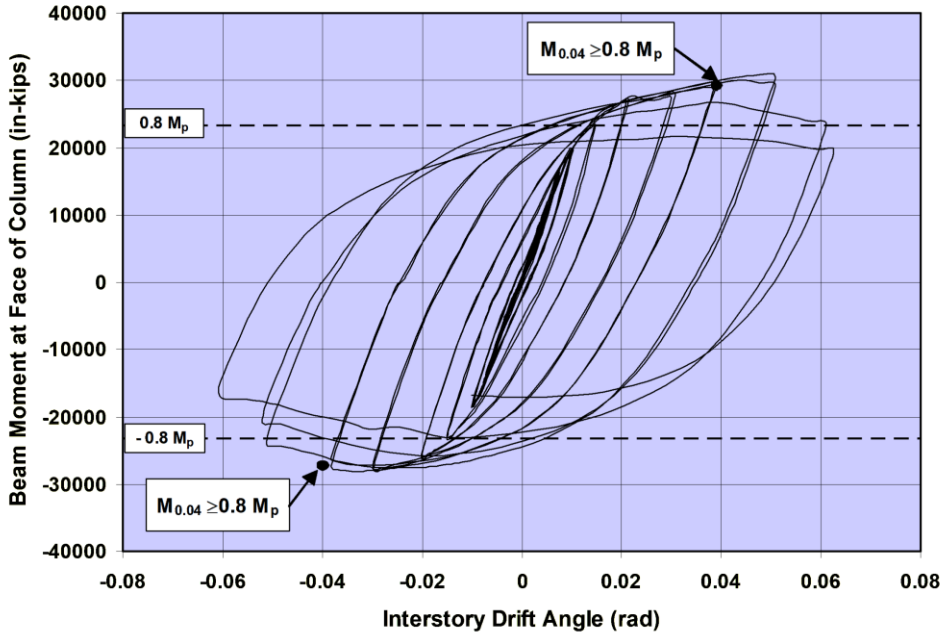
Kaynak: Prof. Dr. M. D. Engelhardt

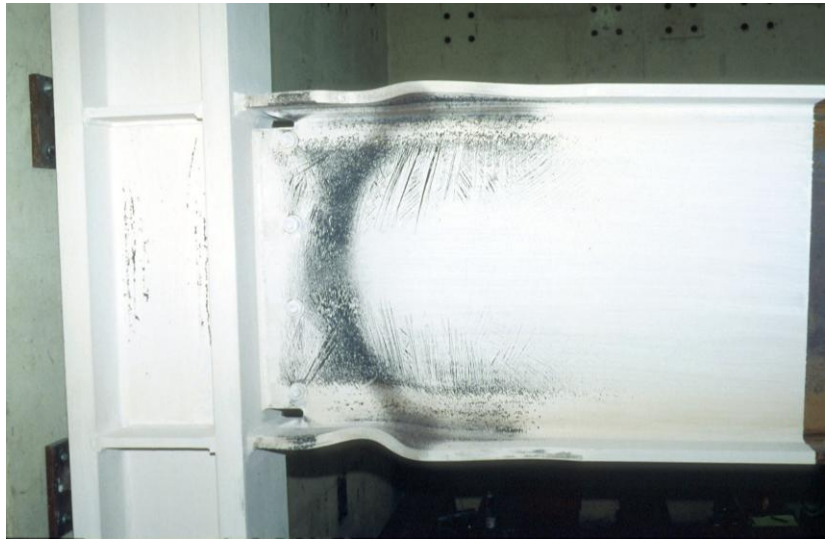
Kalitesi Önceden Belirlenmiş Bağlantılar

Test gereklilikleri- Yükleme geçmişi

6 çevrim	θ = ± 0.00375 rad.
6 çevrim	θ = ± 0.005 rad.
6 çevrim	θ = ± 0.0075 rad.
4 çevrim	θ = ± 0.01 rad.
2 çevrim	θ = ± 0.015 rad.
2 çevrim	θ = ± 0.02 rad.
2 çevrim	θ = ± 0.03 rad.
2 çevrim	θ = ± 0.04 rad.

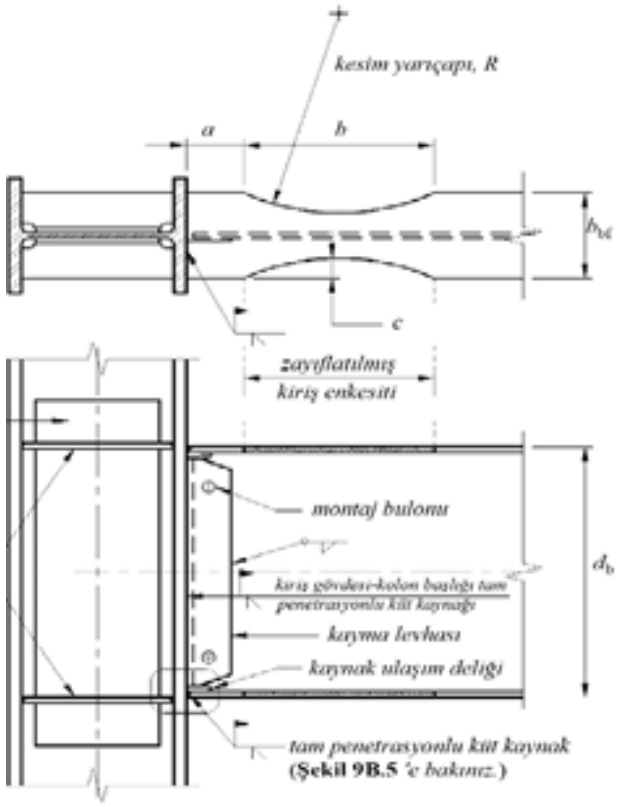




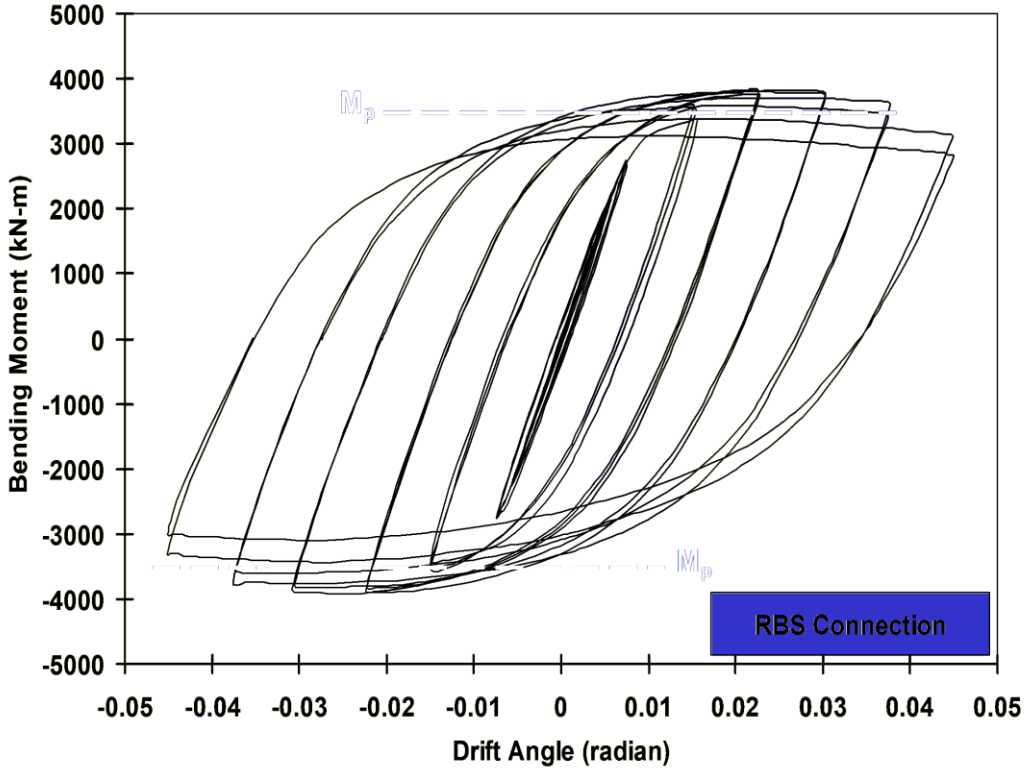


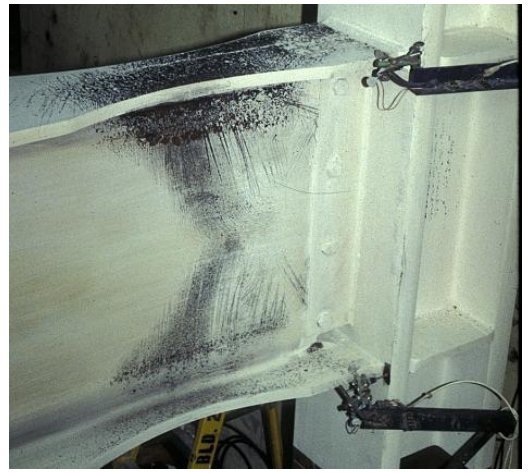
Kaynak: Prof. Dr. M. D. Engelhardt

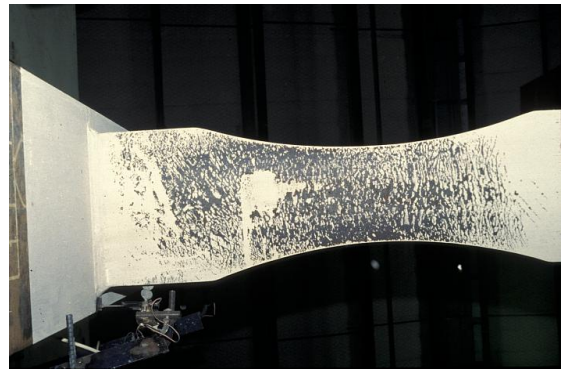
Kalitesi Önceden Belirlenmiş Bağlantılar (Kaynaklı Zayıflatılmış Kiriş Enkesitli Birleşim)



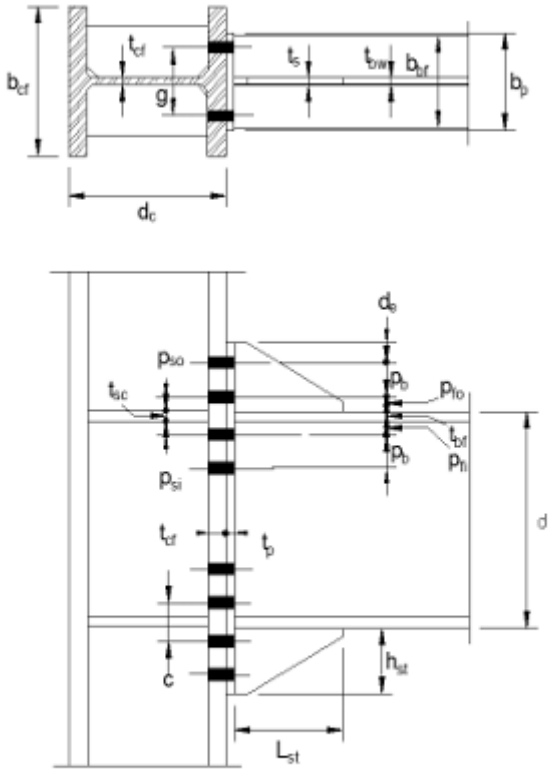
Şekil 9B.7







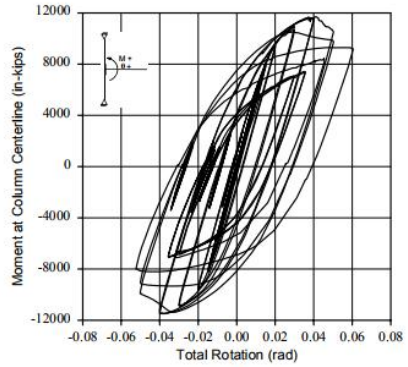
Kalitesi Önceden Belirlenmiş Bağlantılar (Tam Öngermeli Bulonlu Alın Levhalı Birleşim)



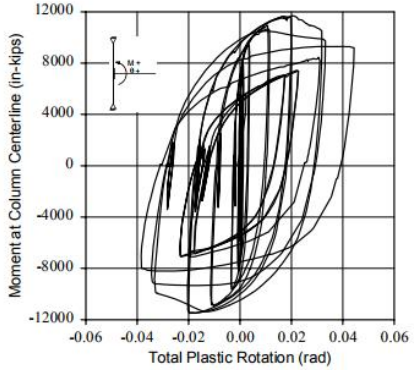
Şekil 9B.3



Photo courtesy of Professor Thomas Murray, Virginia Tech



a) Moment vs. Total Rotation



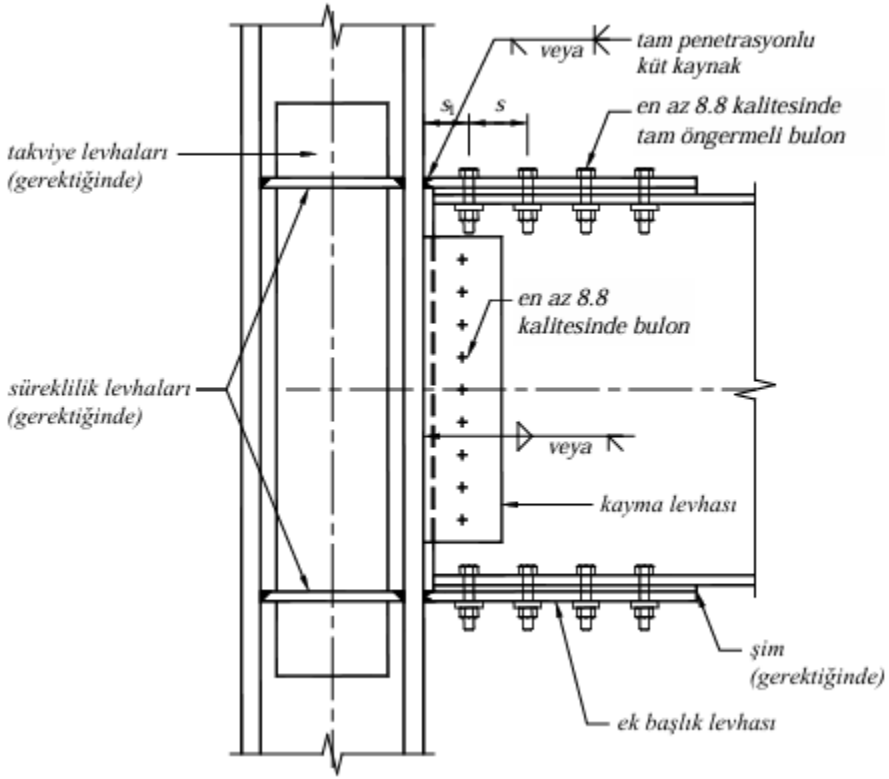
b) Moment vs. Plastic Rotation

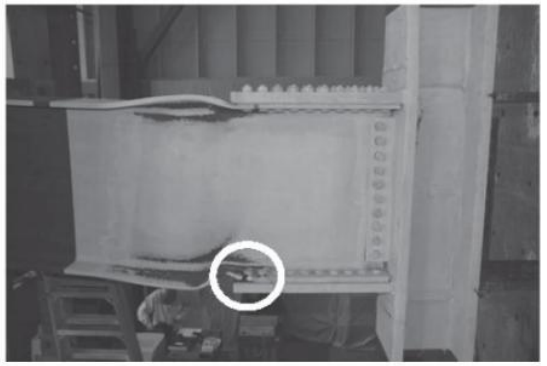
FIGURE 3.6: FOUR BOLT EXTENDED UNSTIFFENED MOMENT ROTATION RESPONSE (4E-1.25-1.5-24)

Kaynak: AISC 358 -16

Kalitesi Önceden Belirlenmiş Bağlantılar (Bulonlu Başlık Levhalı Birleşim)

Bulonlu Başlık Levhalı Birleşim (BFP):





(a) Fracture Location



(b) Close-up

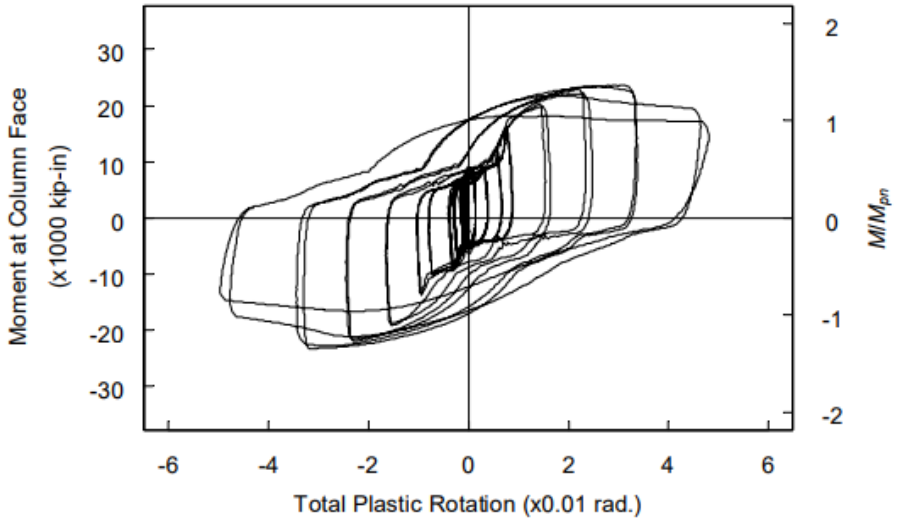
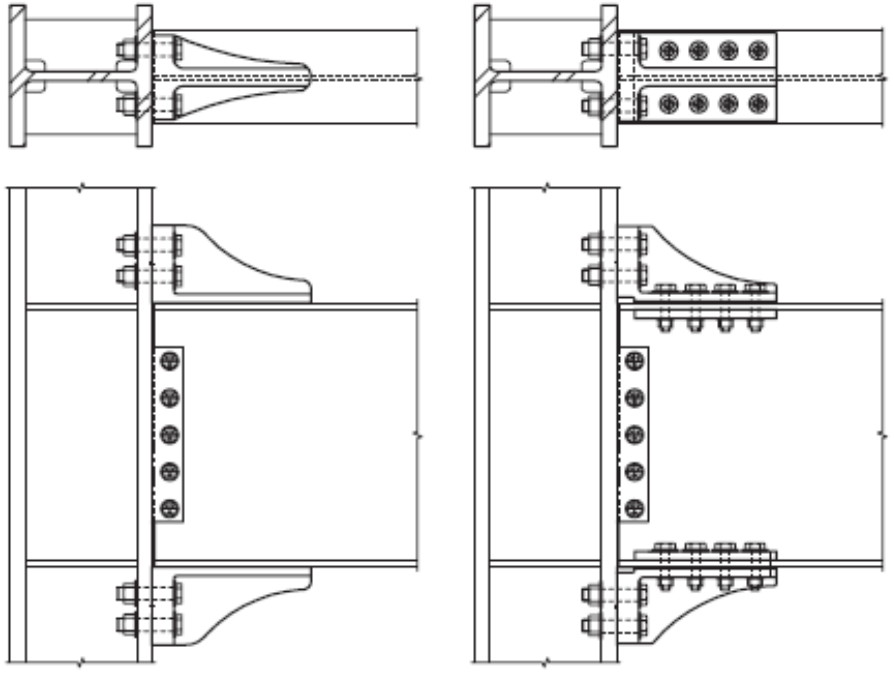


Figure 3.9 Specimen BFP-1: Beam Moment versus Total Plastic Rotation

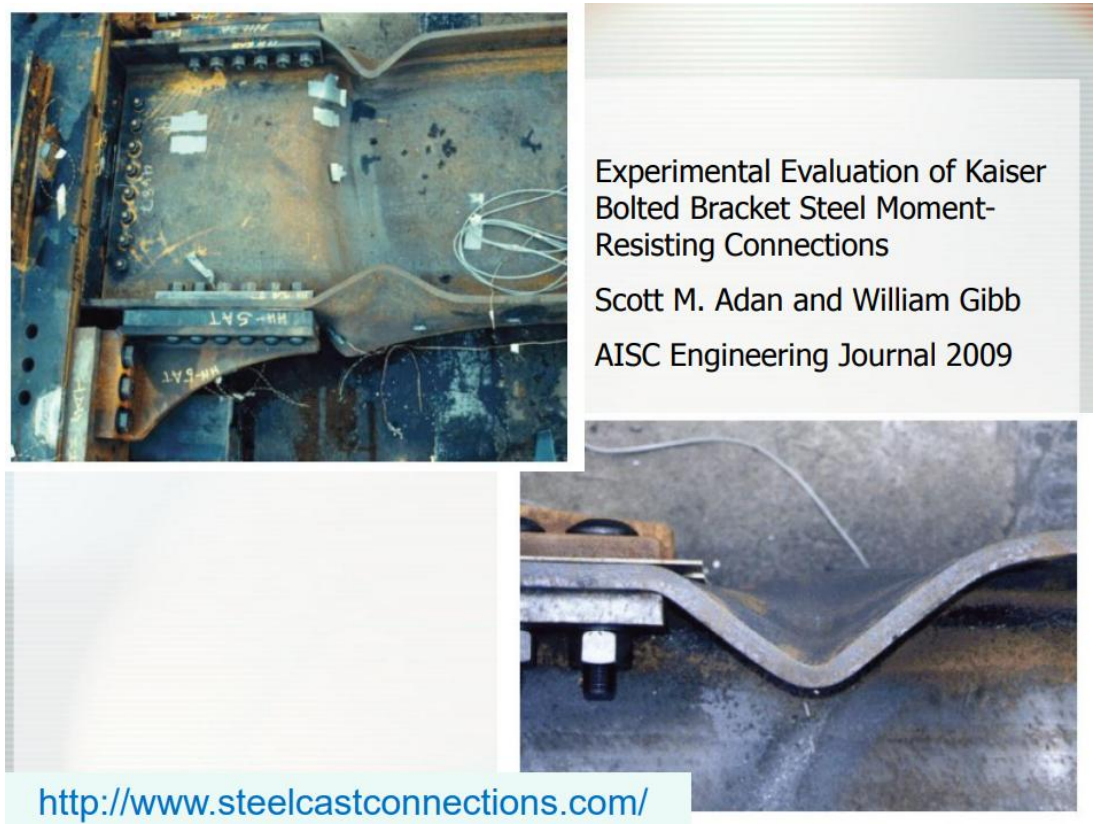
Kaynak: AISC 358 -16 & E. POPOV PEER Report

Kalitesi Önceden Belirlenmiş Bağlantılar (Kaiser Bolted Bracket Connection)



(a) (b)

Fig. 9.1. Kaiser bolted bracket connection.
(a) W-series connection; (b) B-series connection.



Kaynak: AISC 358 -16

Kalitesi Önceden Belirlenmiş Bağlantılar (Assembled ConXL Connection)

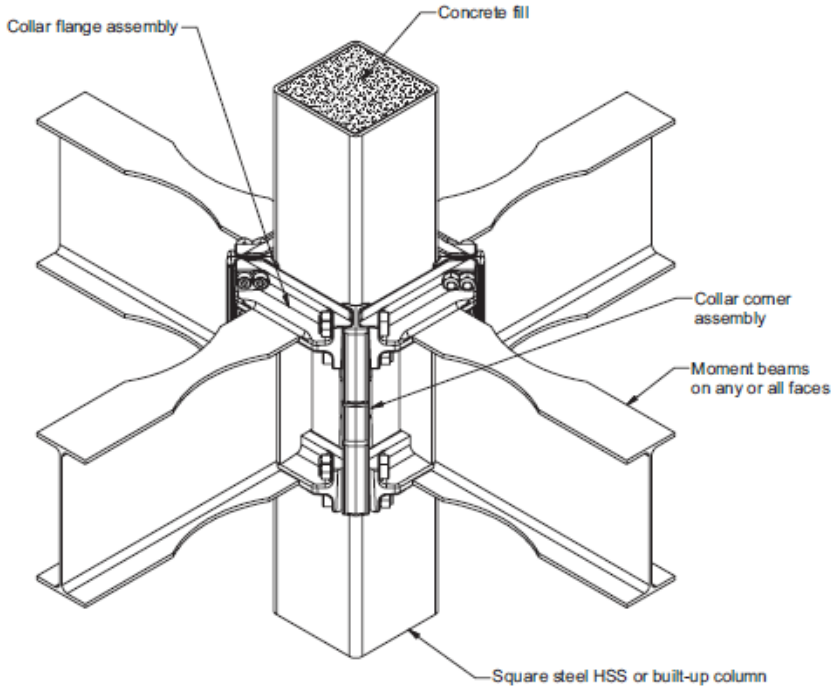
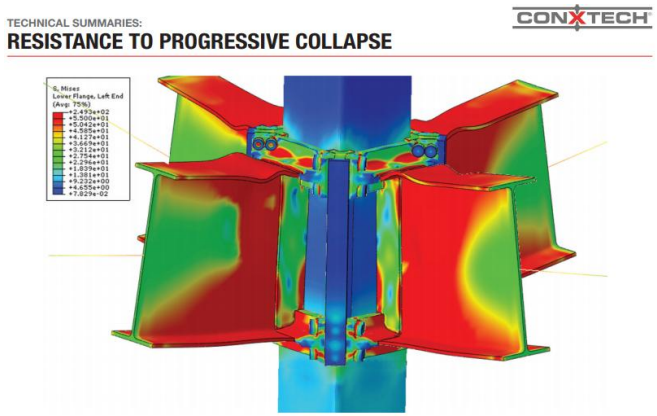


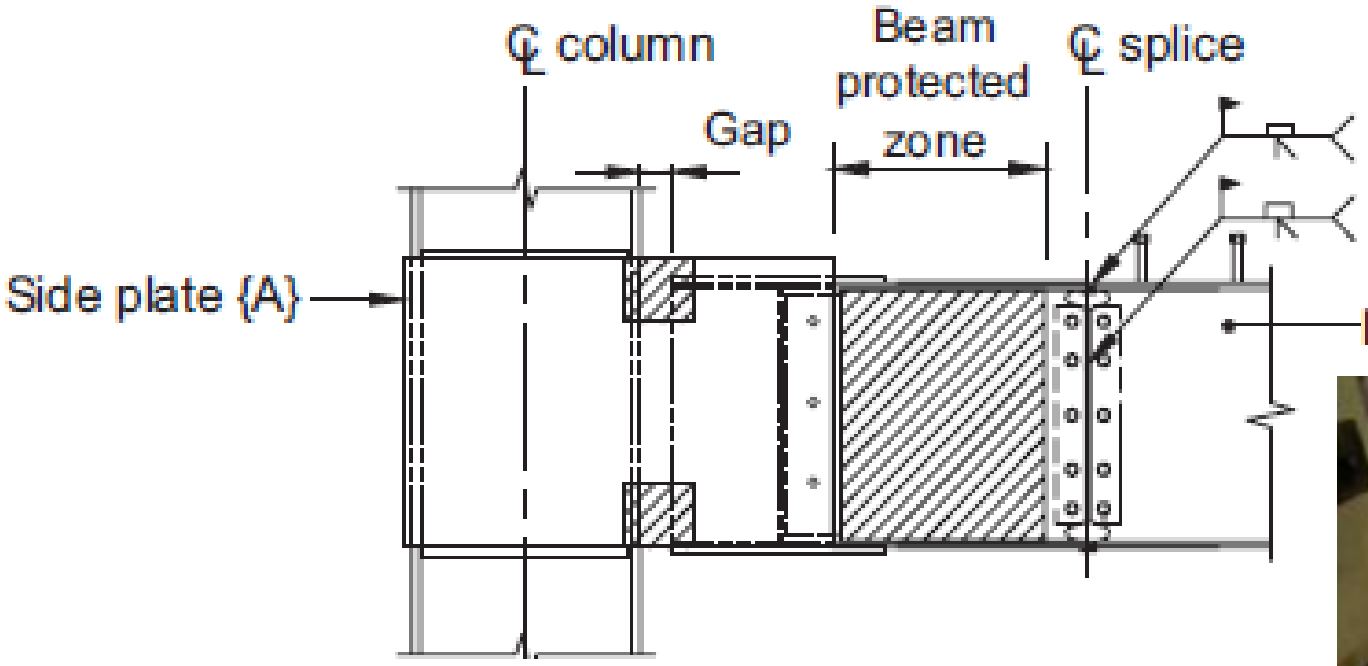
Fig. 10.1. Assembled ConXL moment connection.





Kaynak: AISC 358 -16

Kalitesi Önceden Belirlenmiş Bağlantılar (Side Plate Connection)





Kaynak: AISC 358 -16

Kalitesi Önceden Belirlenmiş Bağlantılar (Simpson Strong – Tie Connection)

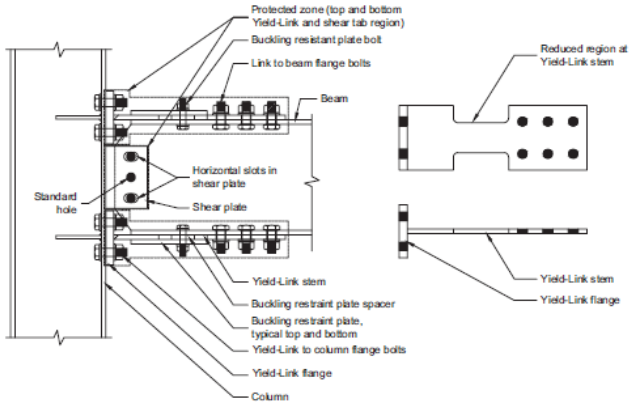


Fig. 12.1. Simpson Strong-Tie Strong Frame moment connection.

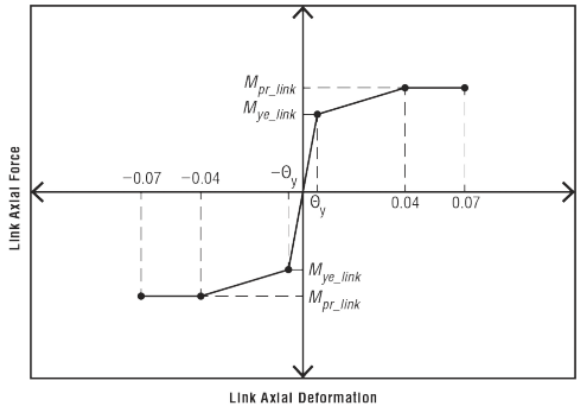
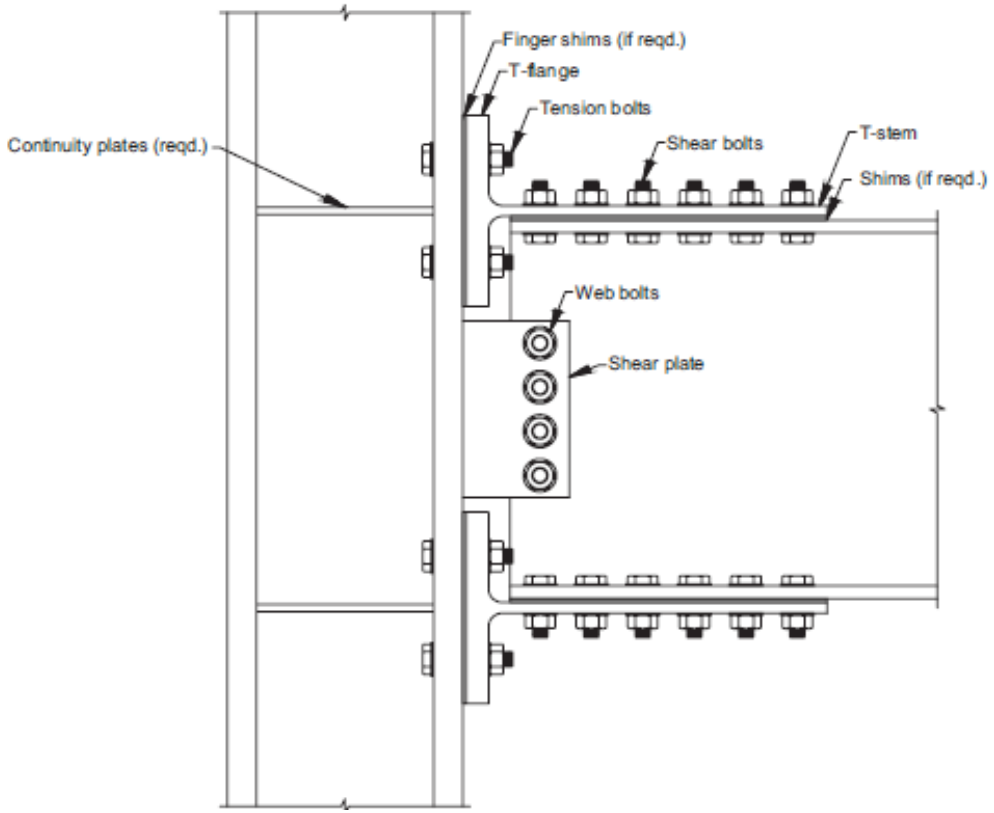


FIGURE A1B—CONNECTION MOMENT VS. ROTATION



Kaynak: AISC 358 -16

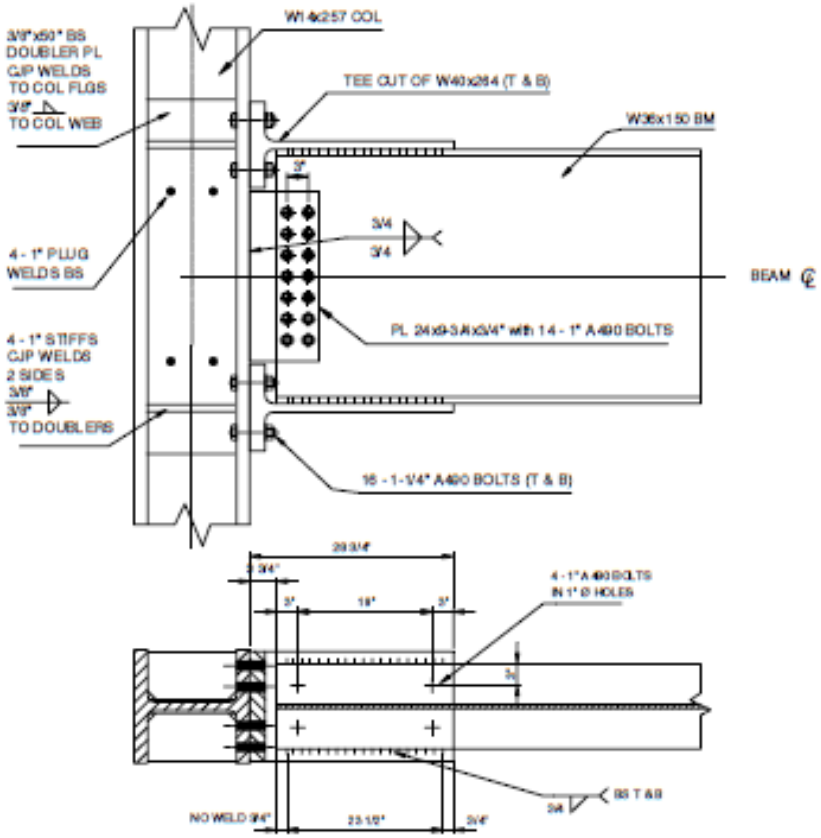
Kalitesi Önceden Belirlenmiş Bağlantılar (Double Tee Bolted Connection)





Kaynak: AISC 358 -16

Kalitesi Önceden Belirlenmiş Bağlantılar (Double Tee Welded Connection)



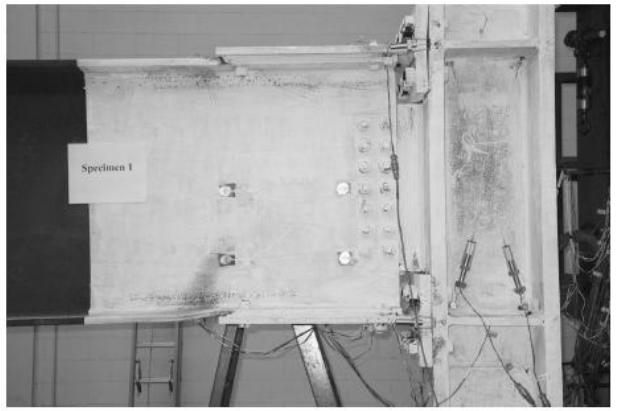


Figure 2-6. Specimen 1 after the test (side view

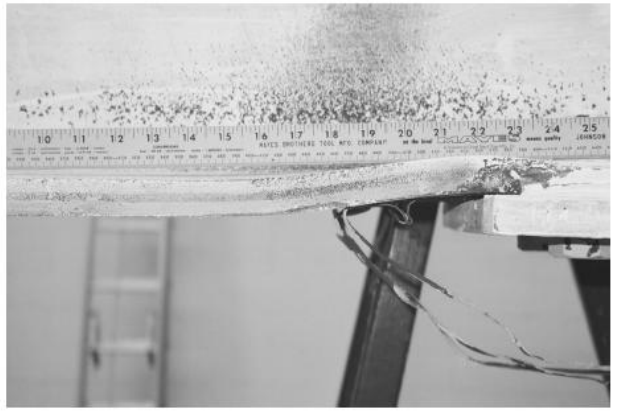
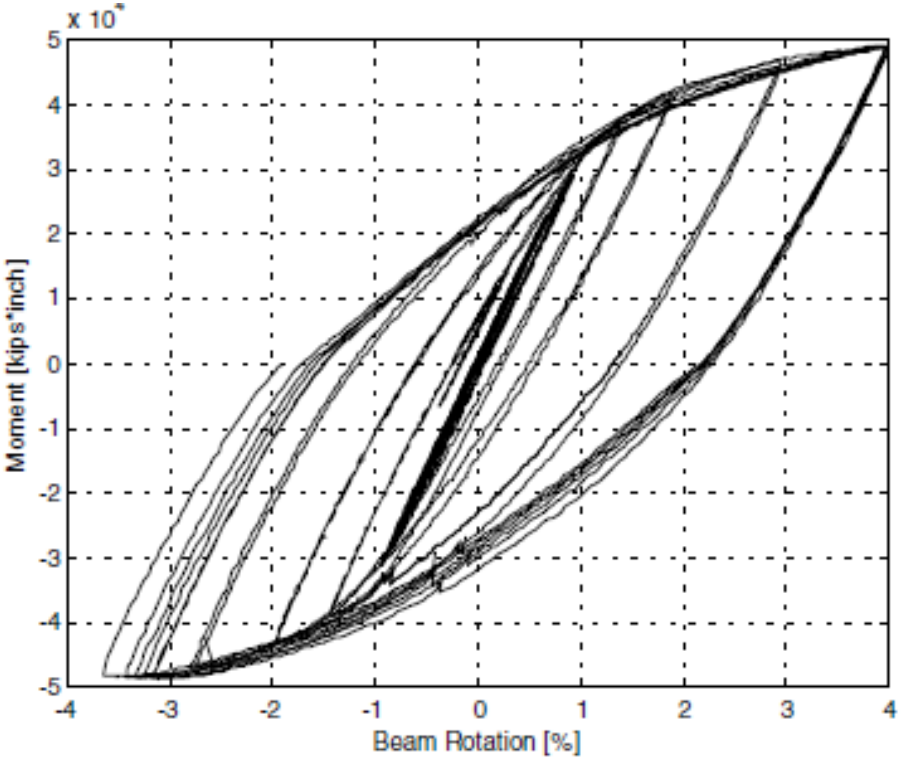


Figure 2-7. Residual beam flange buckling (after the test)



Kaynak: E.POPOV _ PEER Report

Farklı Örnekler - 01

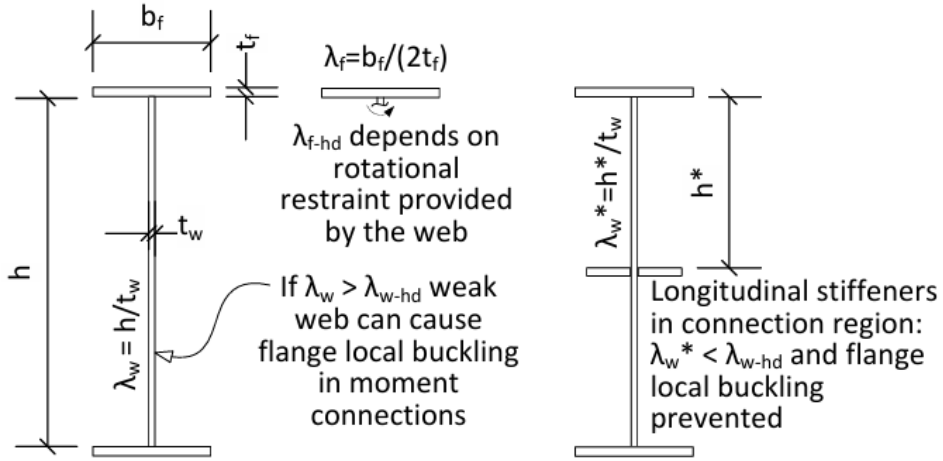
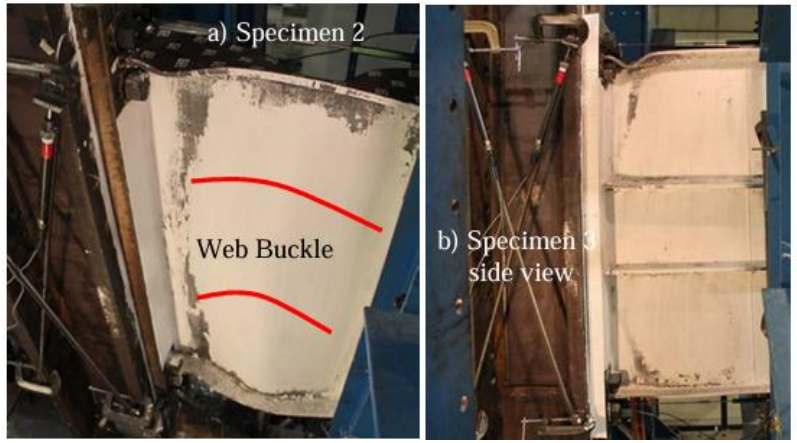


Figure 1: Description of Problem and Proposed Solution



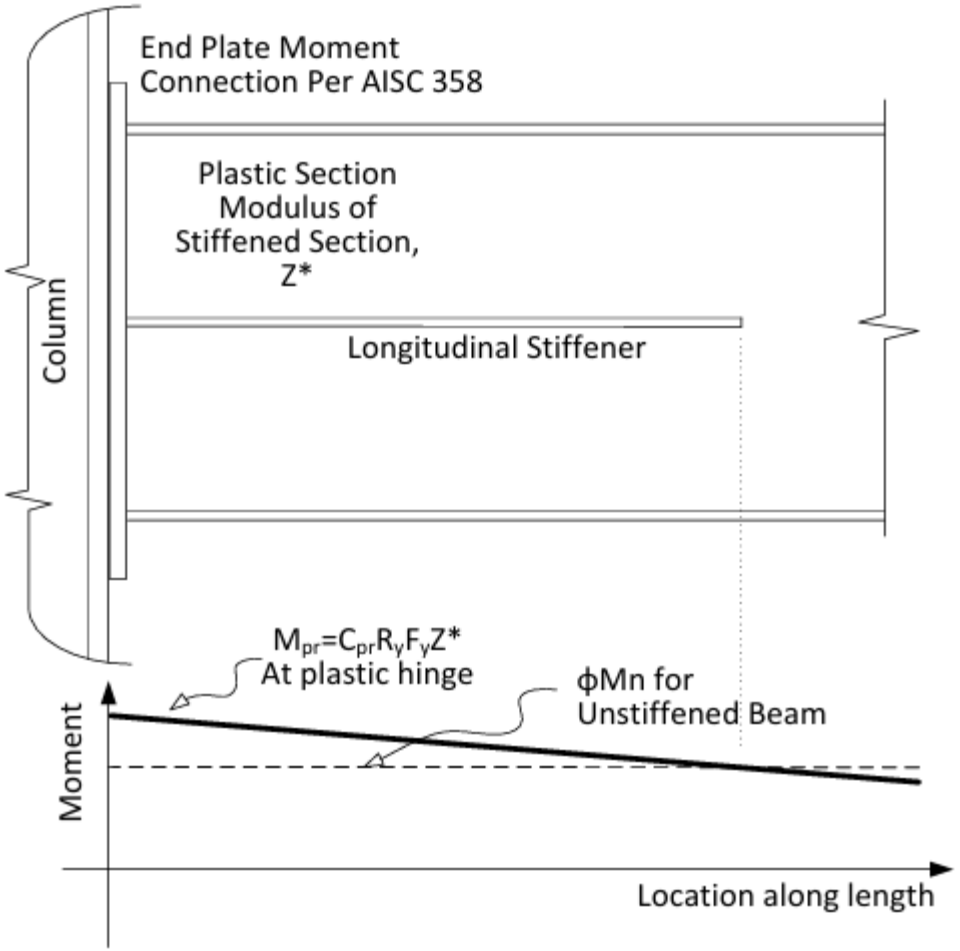


Figure 2: Length of Longitudinal Stiffeners

Farklı Örnekler - 01

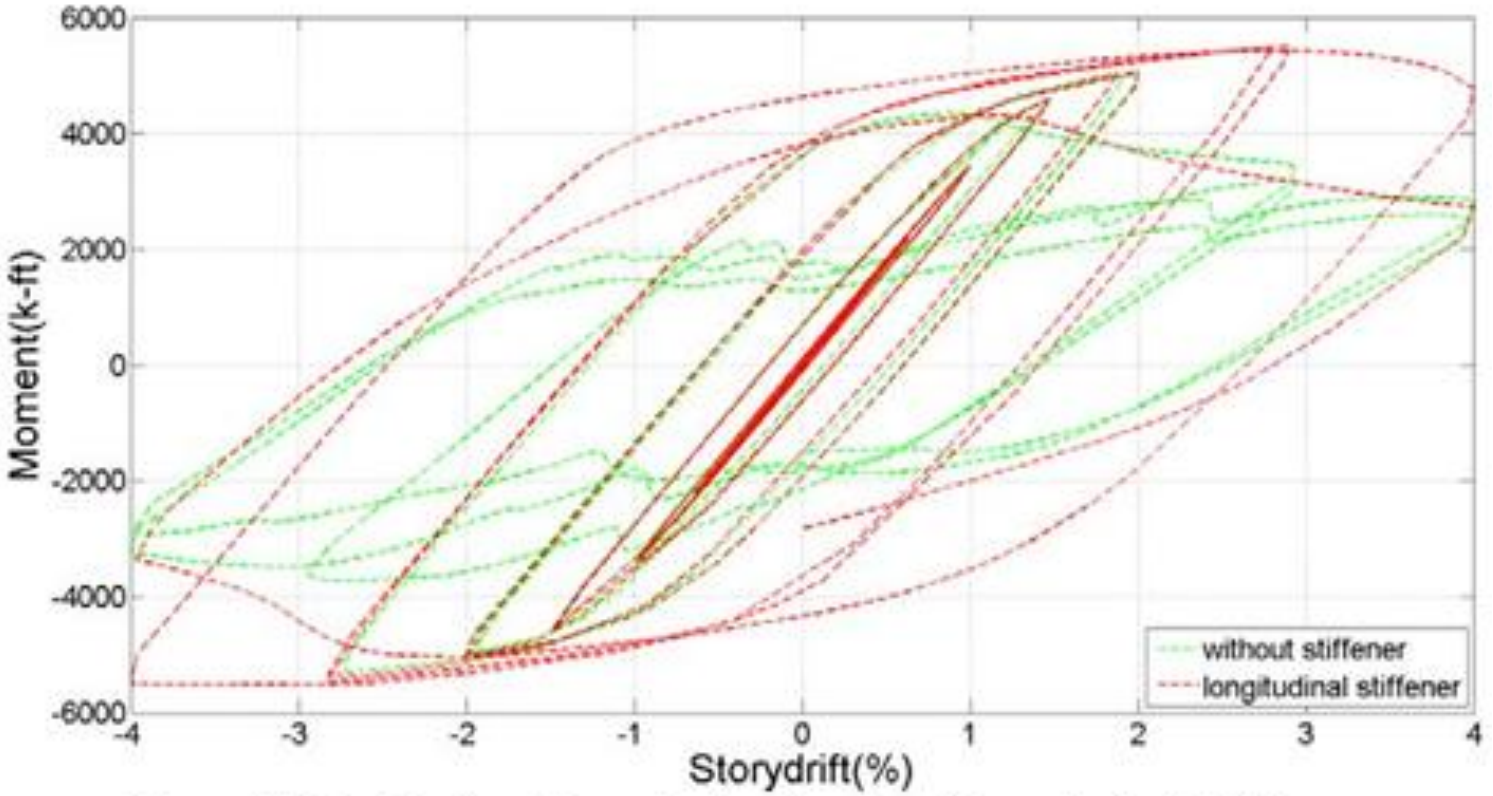
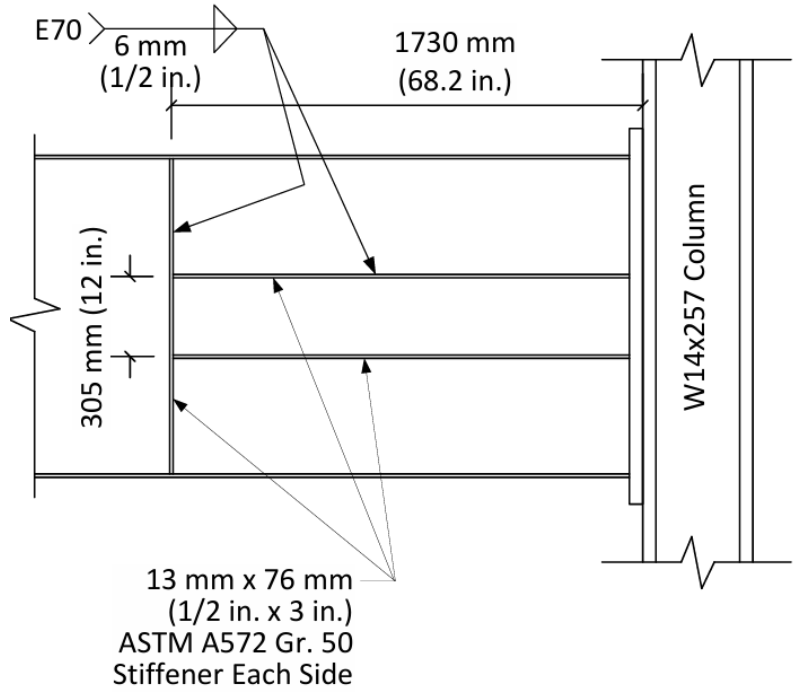
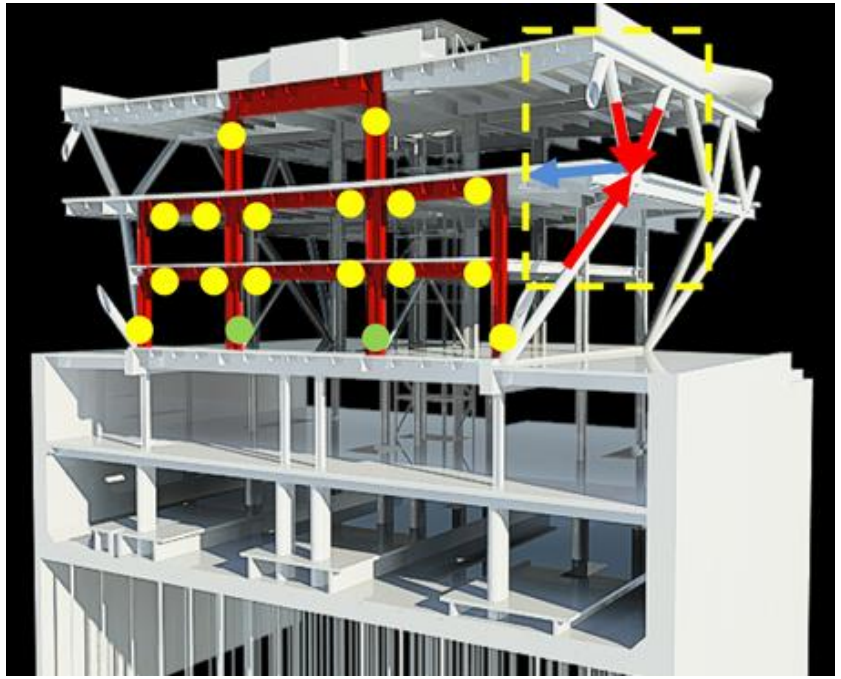
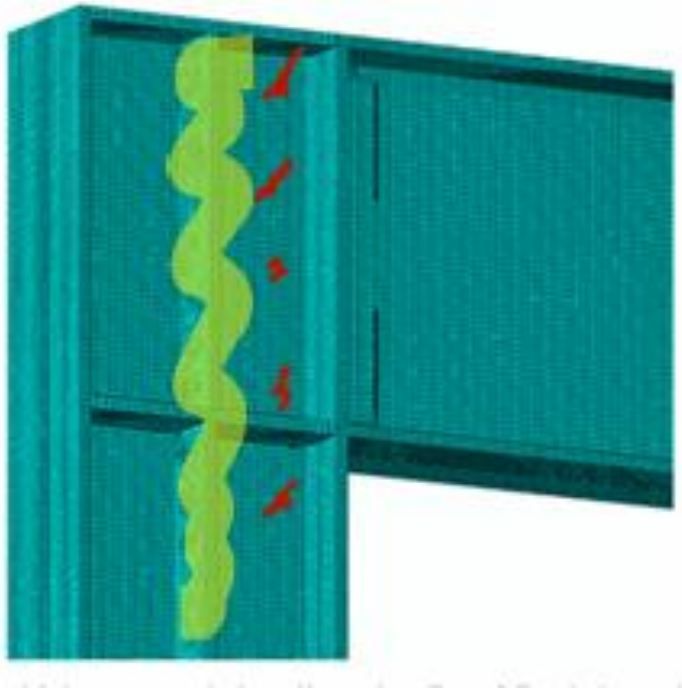


Figure 11: Results from Example Application of Longitudinal Stiffeners



Farklı Örnekler - 02





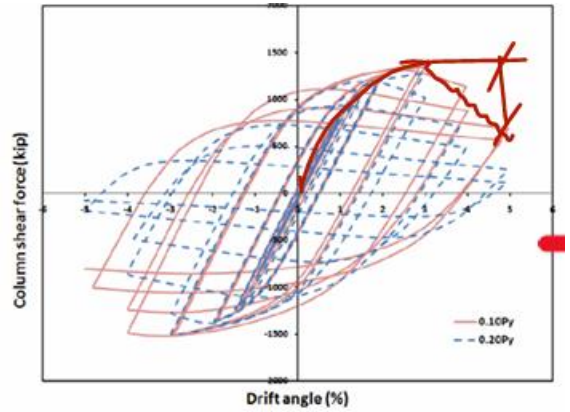


Figure 11 Force-deformation relationship for Roof Park Level SMF connection, axial compressive load 0.10 P_y vs 0.20P_y

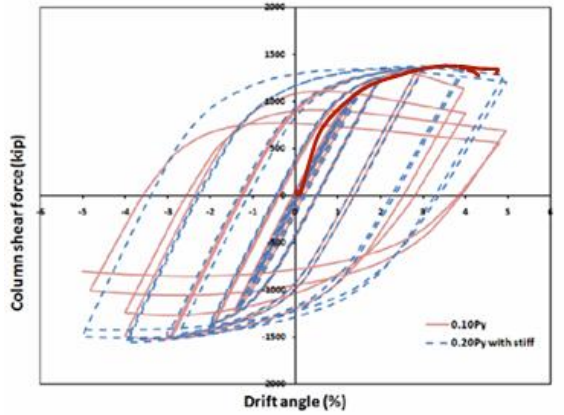


Figure 13 Force-deformation relationship for the improved Roof Park Level SMF connection

Kaynak : A Holistic Performance Based Design for an Iconic Transportation Landmark in San Francisco – Chen A., et al.

Farklı Örnekler - 03



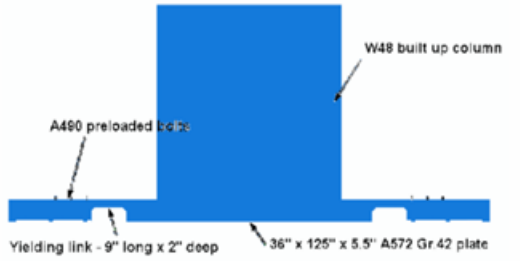
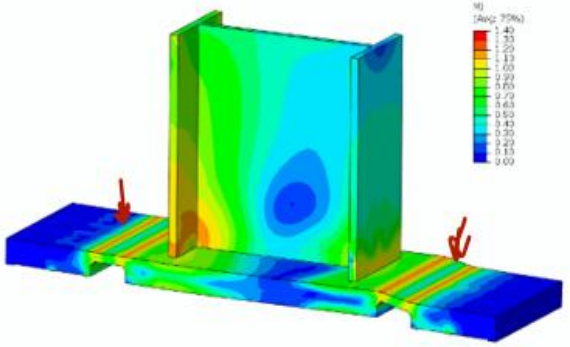


Figure 14 PR base plate connection geometry



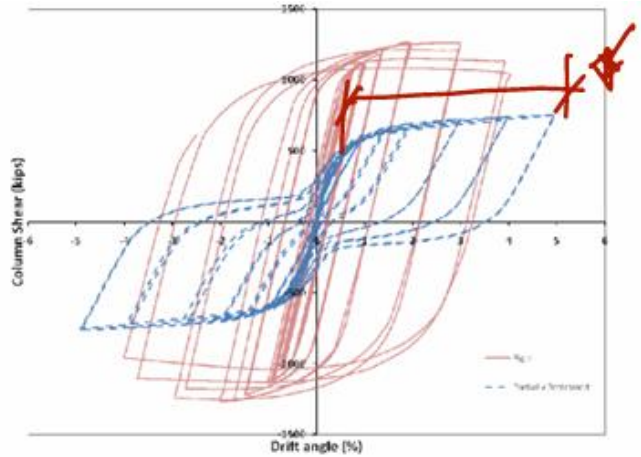
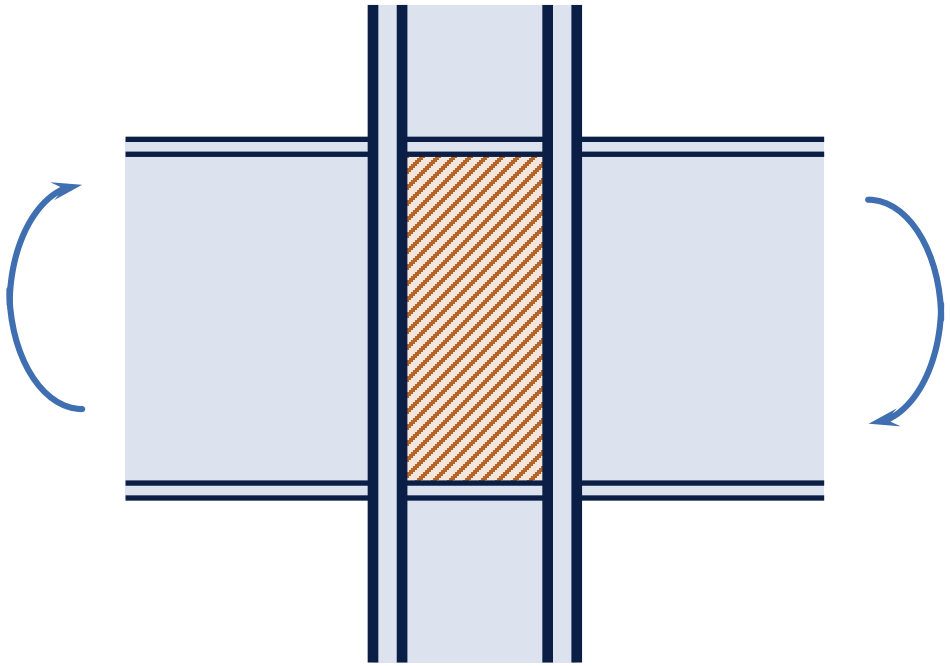


Figure 15 Force-deformation relationship for the PR Base Plate Connection

Kaynak : A Holistic Performance Based Design for an Iconic Transportation Landmark in San Francisco – Chen A., et al.

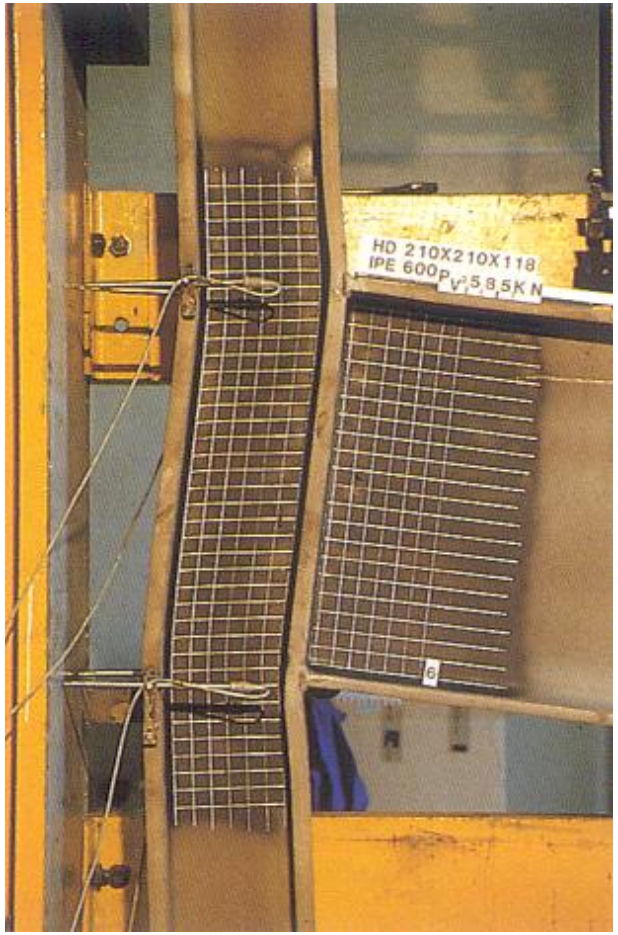
Kolon panel bölgesi



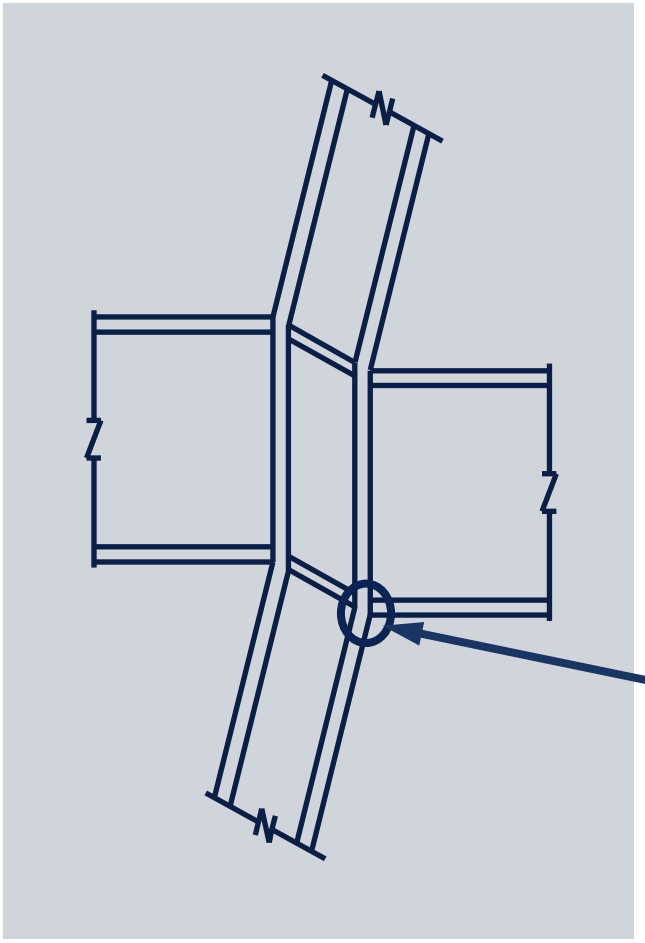
- Muhtemel yüksek sünek davranış.
- Panel bölgesinin köşelerinde lokalize şekil değiştirmeler ("kıvrılma"), kiriş başlığı küt kaynak dikişlerinin yakınında kırılma olasılığını artırabilir.
- Yapı yönetmeliklerinde, panel bölgesi tasarımı çok farklı biçimlerde yer almaktadır.
- Mevcut AISC şartnamesi panel bölgesinde doğrusal olmayan davranışı sınırlamaktadır.
- Kabul edilebilir panel bölgesi doğrusal olmayan davranış tanımı için daha fazla araştırmaya ihtiyaç söz konusudur.

Kaynak: Prof. Dr. M. D. Engelhardt

Kolon panel bölgesi



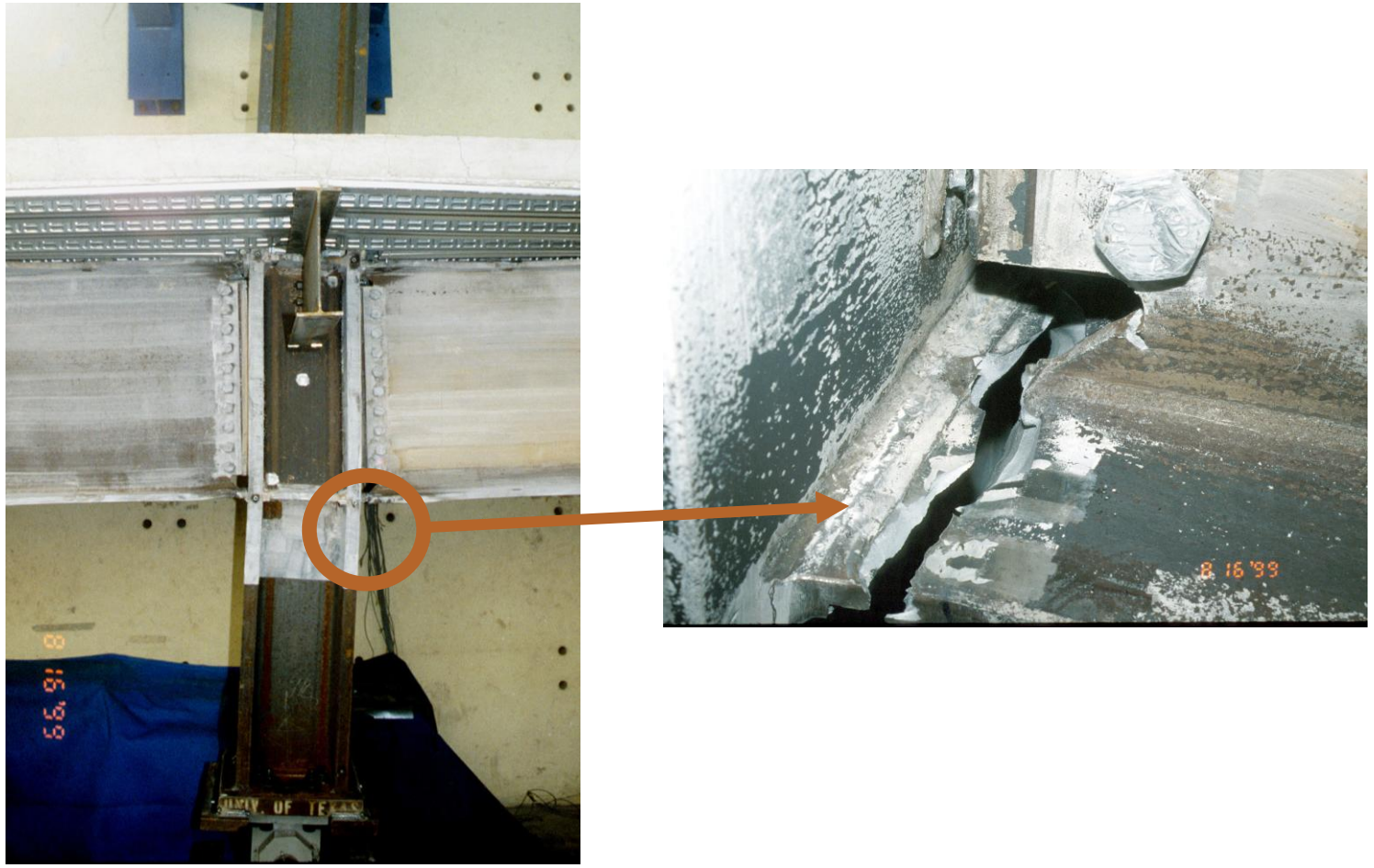




Panel bölgesinin köşesinde "Kıvrılma (Kink)"

Kaynak: Prof. Dr. M. D. Engelhardt

Kolon panel bölgesi



Kaynak: Prof. Dr. M. D. Engelhardt

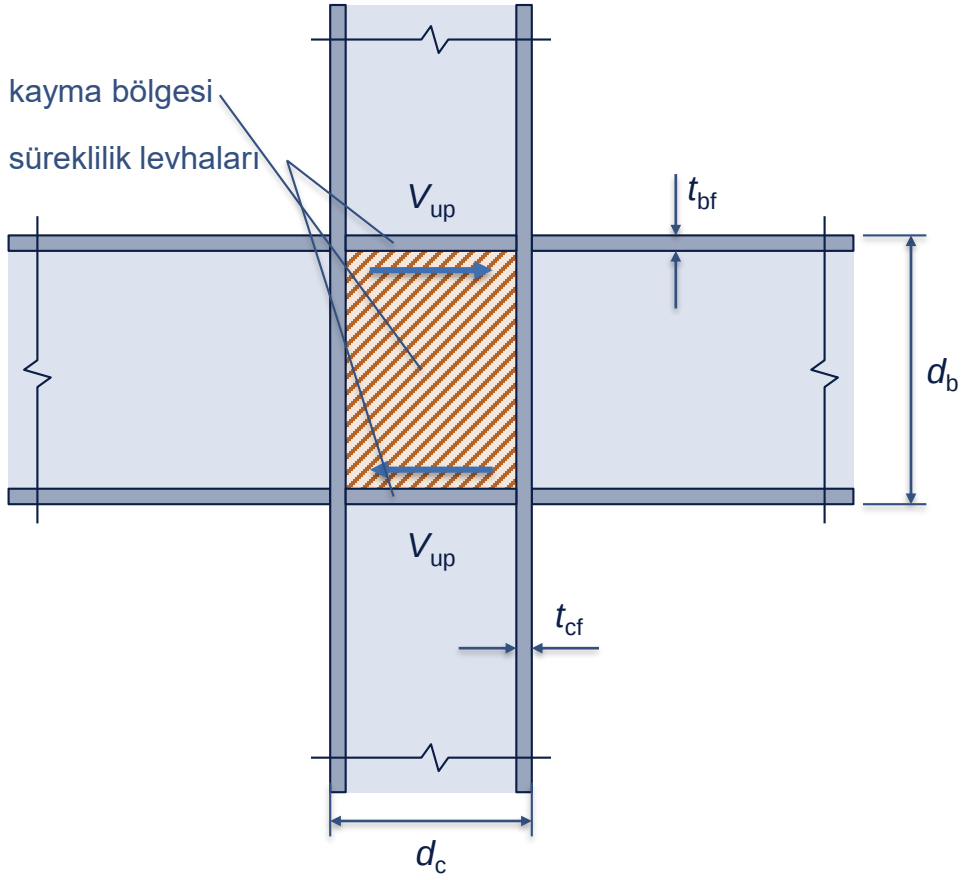
Kolon panel bölgesi

Panel Bölgesi: Kesme Dayanımı

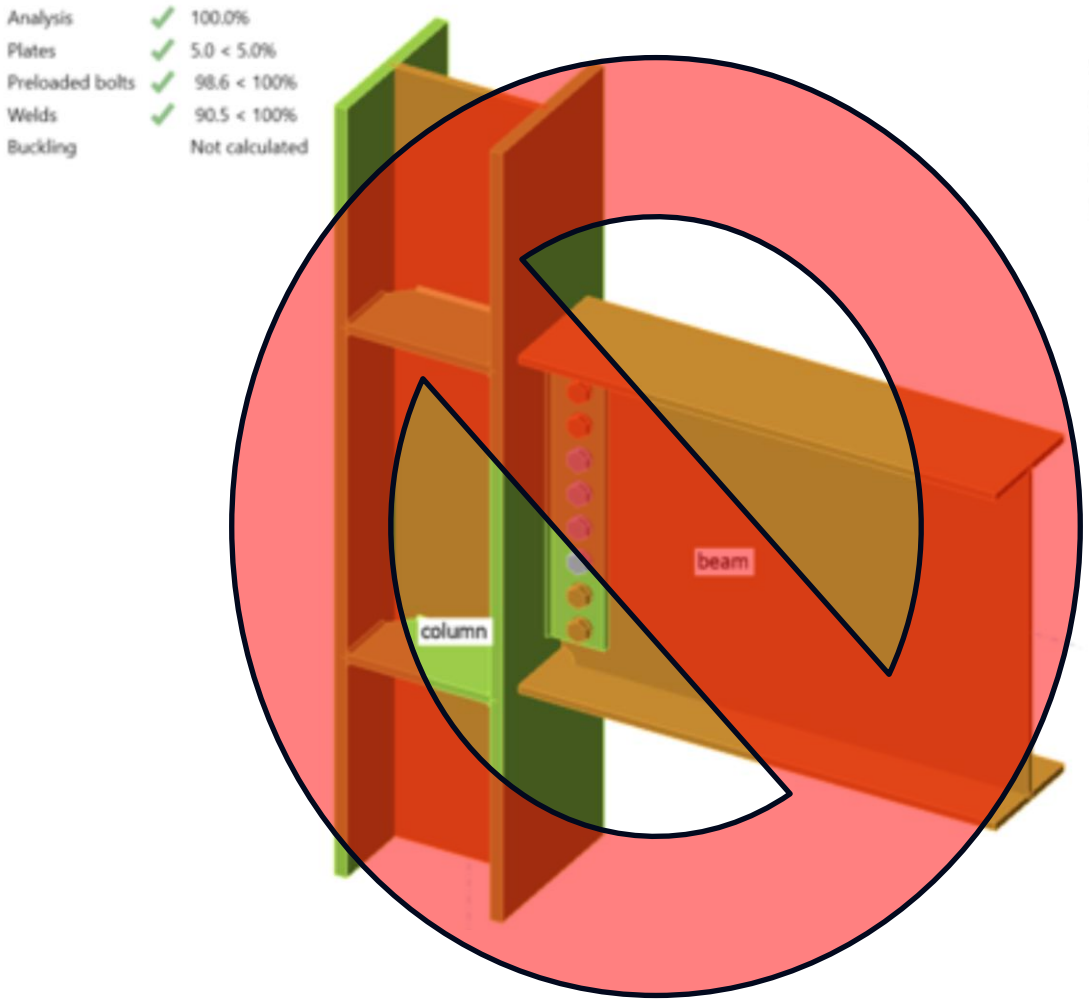
Gerekli kesme kuvveti dayanımı (9.3.4.2)

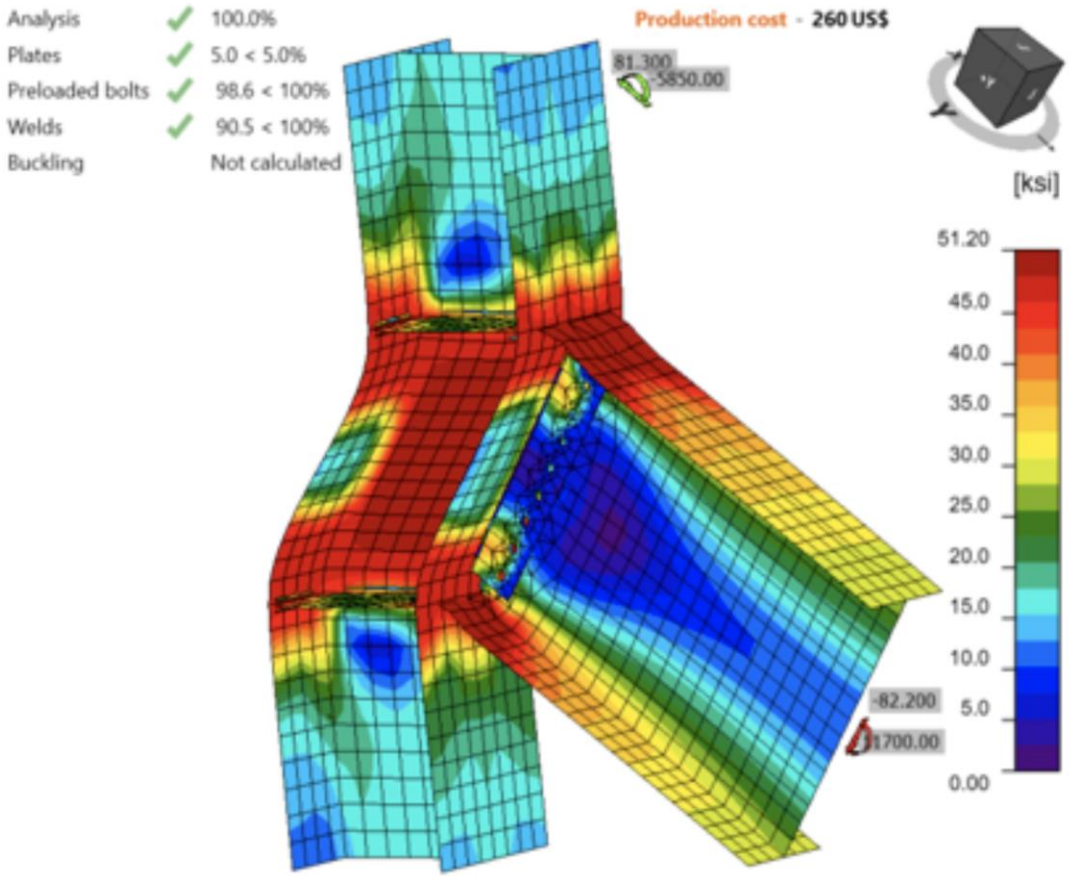
Kolon ve kiriş başlıklarının sınırladığı kayma bölgesinin (Şekil 9.3) gerekli kesme kuvveti dayanımı V_{up}, kolona birleşen kirişlerin olası plastik momentlerinden oluşan kolon kesme kuvveti esas alınarak hesaplanır.

$$V_{up} = \Sigma M_{uc} \left[1 / (d_b - t_{bf}) - 1 / H_{ort} \right] \quad (9.13)$$



Kolon panel bölgesi





Kolon panel bölgesi

(a) Yeterli kesme dayanımı

Kayma etkisinde akma sınır durumuna göre boyutlandırılır; $\varphi_v = 1{,}0$ (YDKT). Sağlanamazsa gövde takviye levhaları veya köşegen doğrultusunda levhalar eklenerek güçlendirilir.

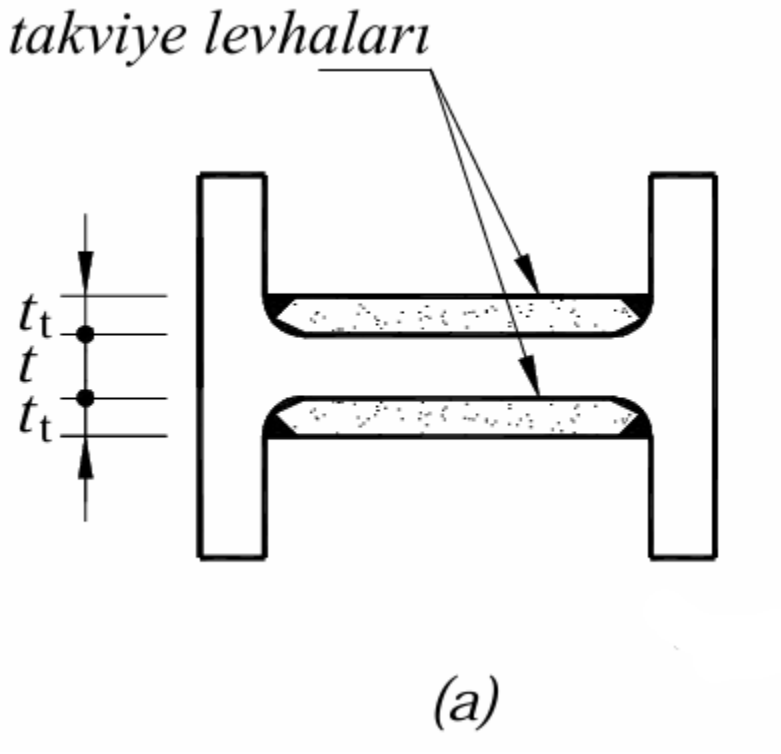
(b) En küçük kalınlık

$t_{min} \geq u / 180$

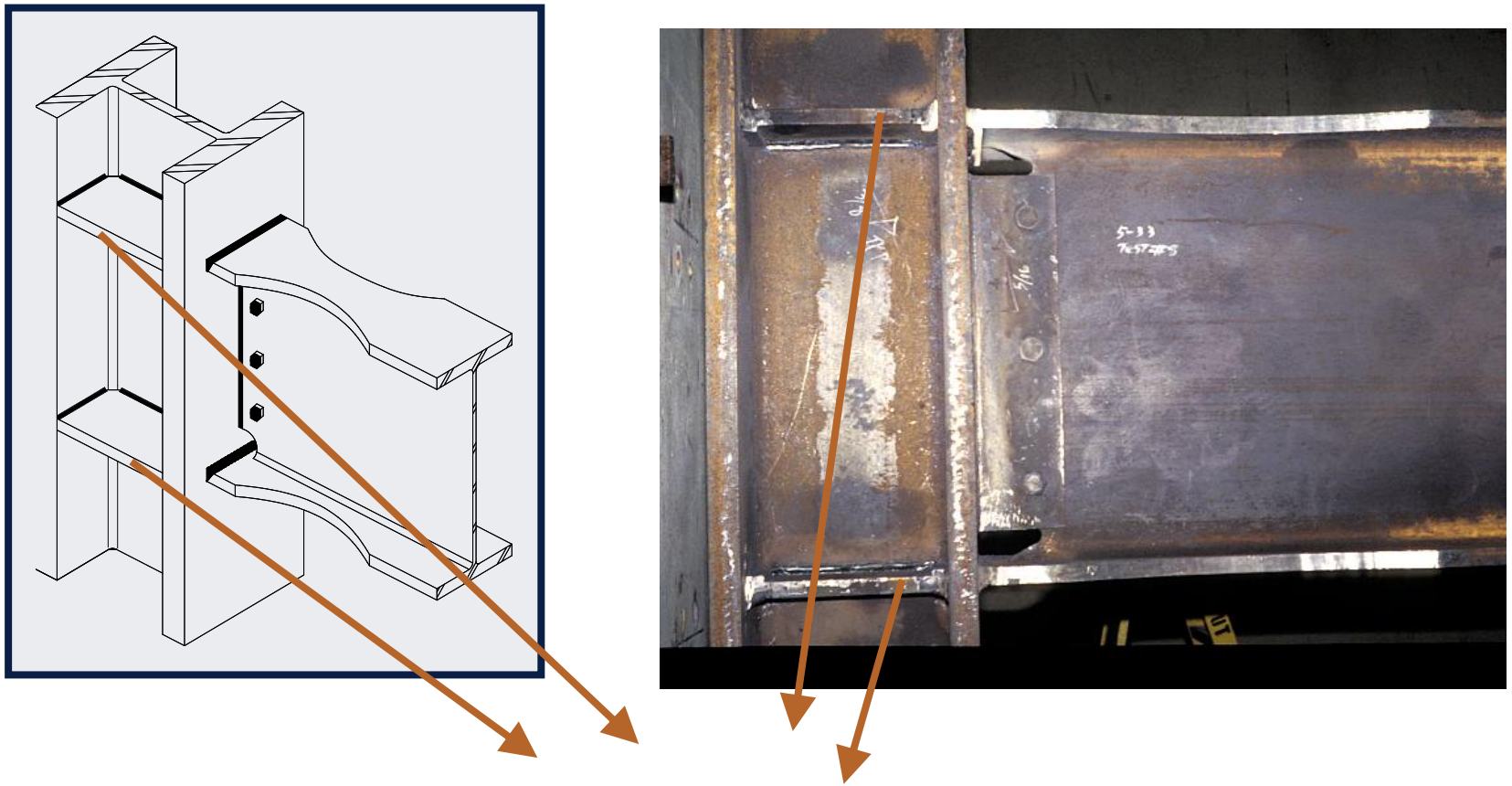
Kolon gövde levhasının ve takviye levhalarının **her birinin en küçük kalınlığı** için (Şekil 9.4). Sağlanmazsa levhalar gövdeyle **birlikte çalışacak şekilde** kaynaklanır ve $\mathbf{\Sigma t \geq u / 180}$ aranır.

(c) Takviye levhası kaynağı

Takviye levhaları kolon başlıklarına **tam penetrasyonlu küt kaynak veya köşe kaynağı** ile bağlanır (Şekil 9.4). **Kaynaklar, takviye levhasının karşıladığı kesme kuvvetine göre boyutlandırılır.**



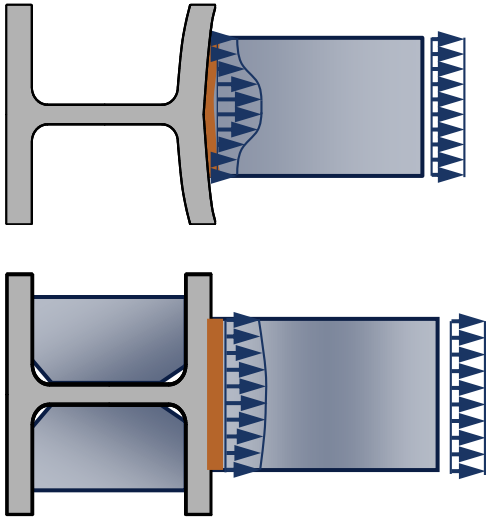
Süreklilik Levhaları

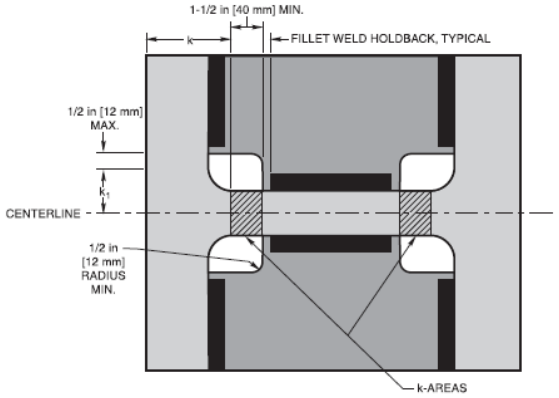


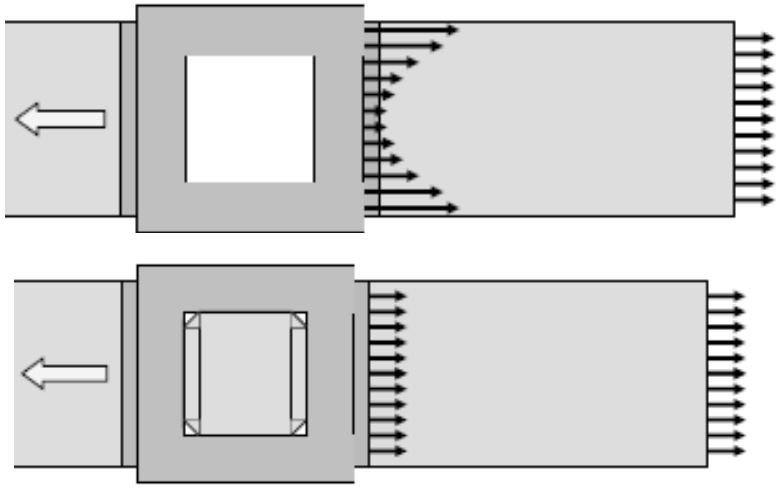
Süreklilik levhaları

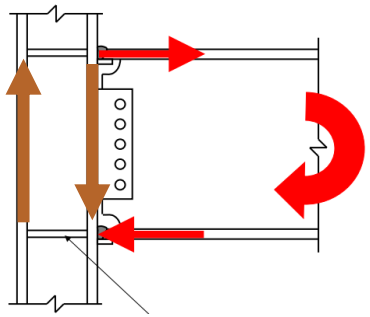
Kaynak: Prof. Dr. M. D. Engelhardt

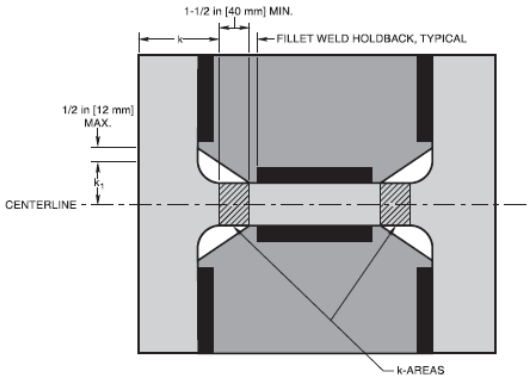
Süreklilik Levhaları







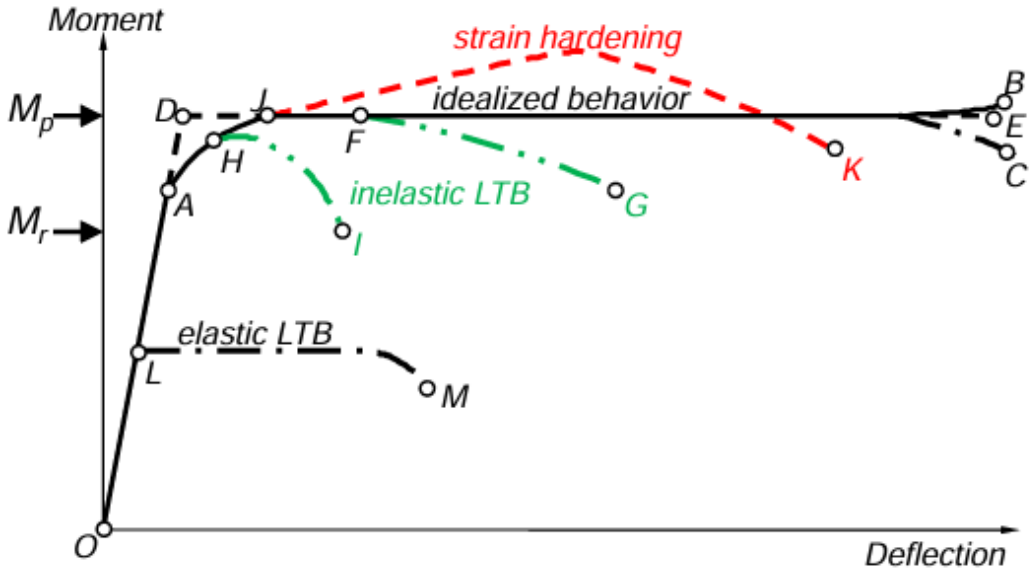


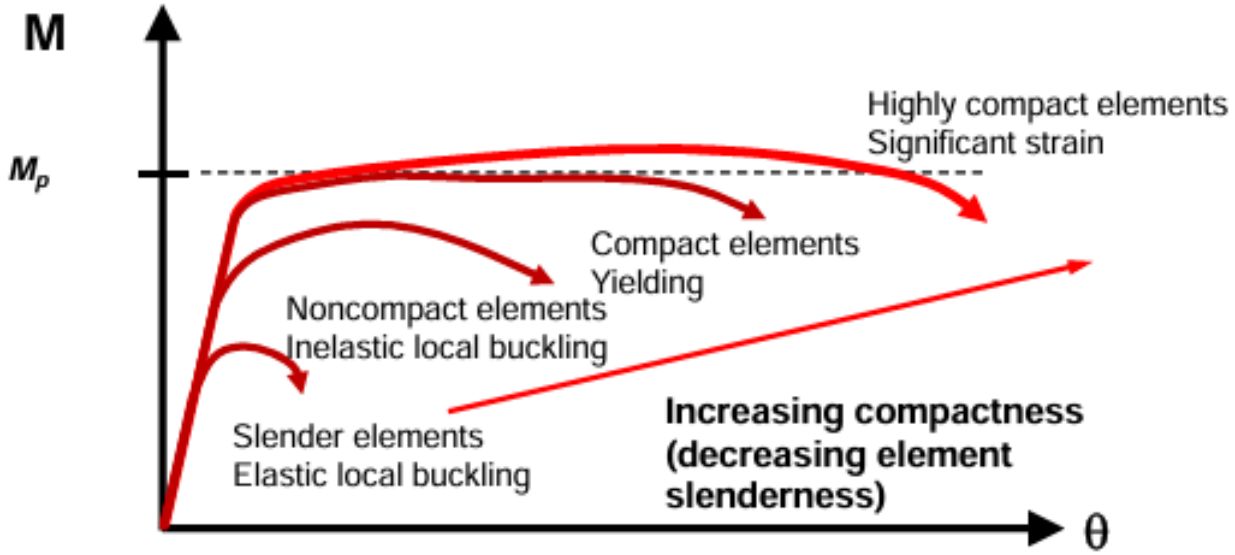




Kaynak: Prof. Dr. M. D. Engelhardt & Prof. Dr. JUDY LUİ

Yanal & Yerel Stabilite





Tablo 9.3 – En kesit koşulları

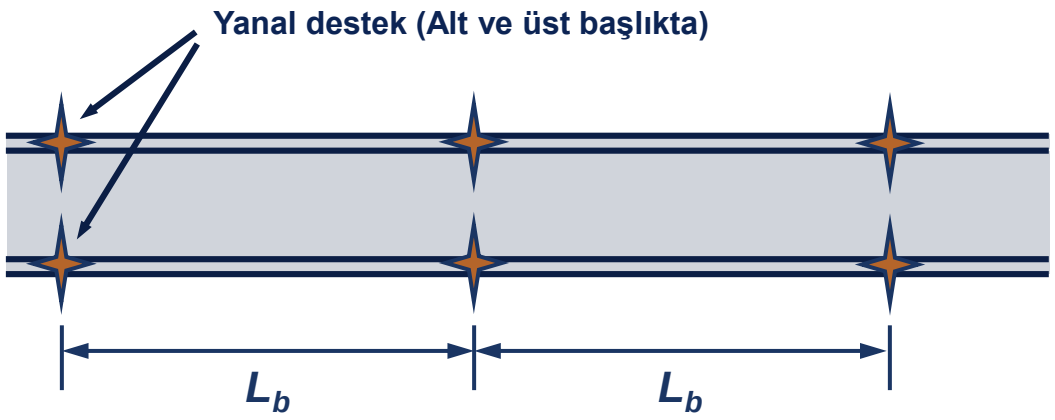
$$L_b \leq 0.086 i_y \frac{E}{F_y}$$

Kaynak: Prof. Dr. M. D. Engelhardt

Yanal Stabilite

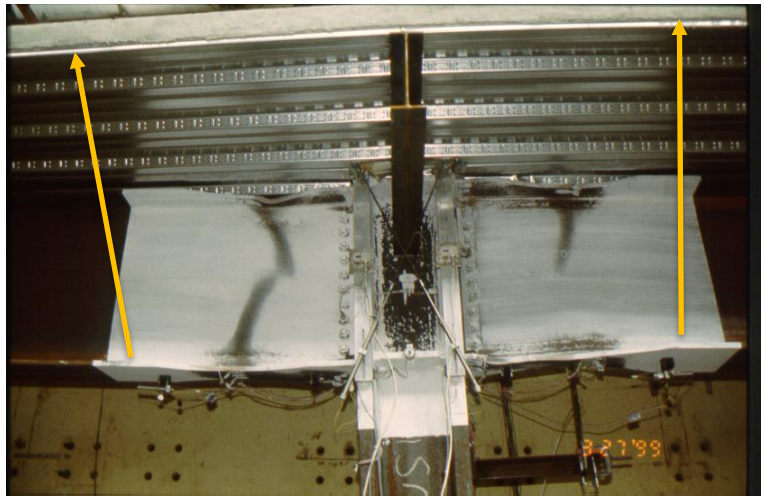
L_b = yanal destek noktaları arası mesafe

r_y = zayıf eksende atalet yarı çapı





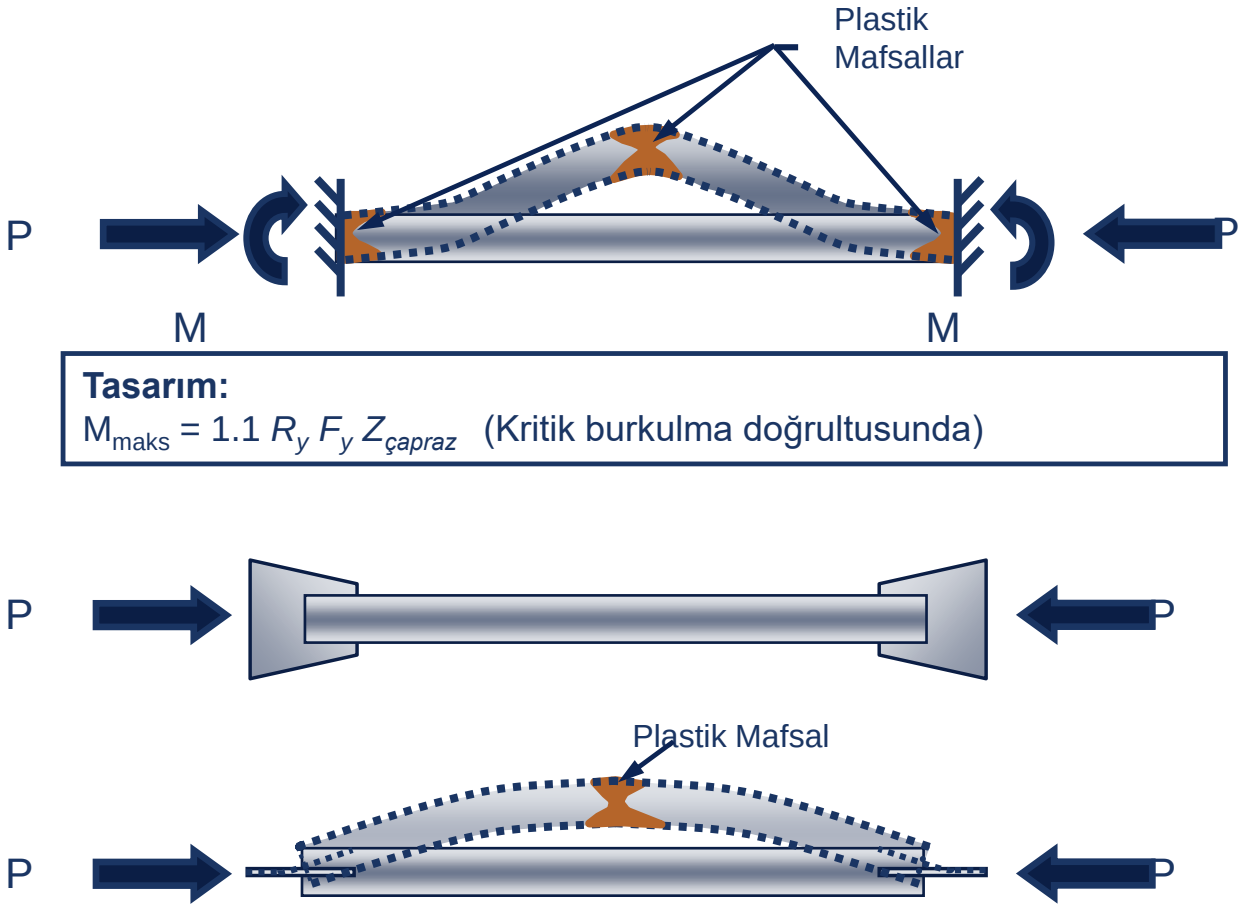




Kaynak: Prof. Dr. M. D. Engelhardt

3.3 Merkezi Çaprazlı Çerçevelerde Düğüm Noktaları

Çapraz Bağlantılarında Oluşabilecek Maksimum Etkiler



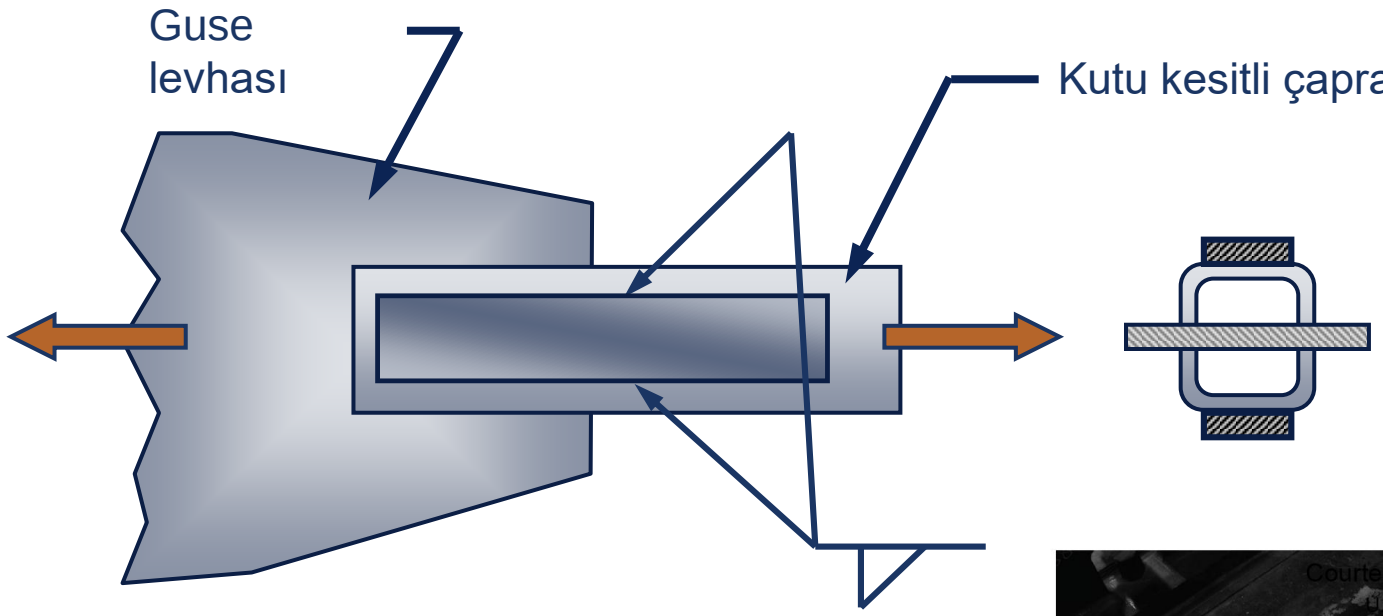
Tasarım:

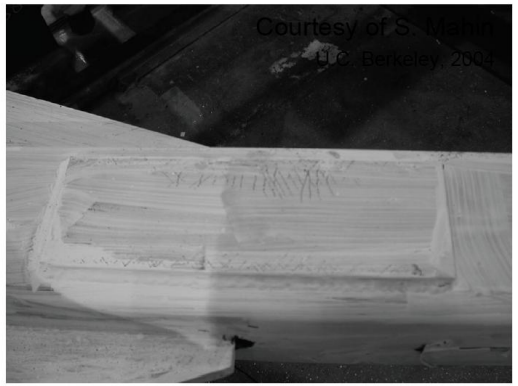
$M_{maks} = 1.1\ R_y\ F_y\ Z_{çapraz}$ (Kritik burkulma doğrultusunda)



Kaynak: Prof. Dr. M. D. Engelhardt

Çapraz – Guse Levhası Bağlantısında Kayıplı Kesitte Kopma Limit Durumu

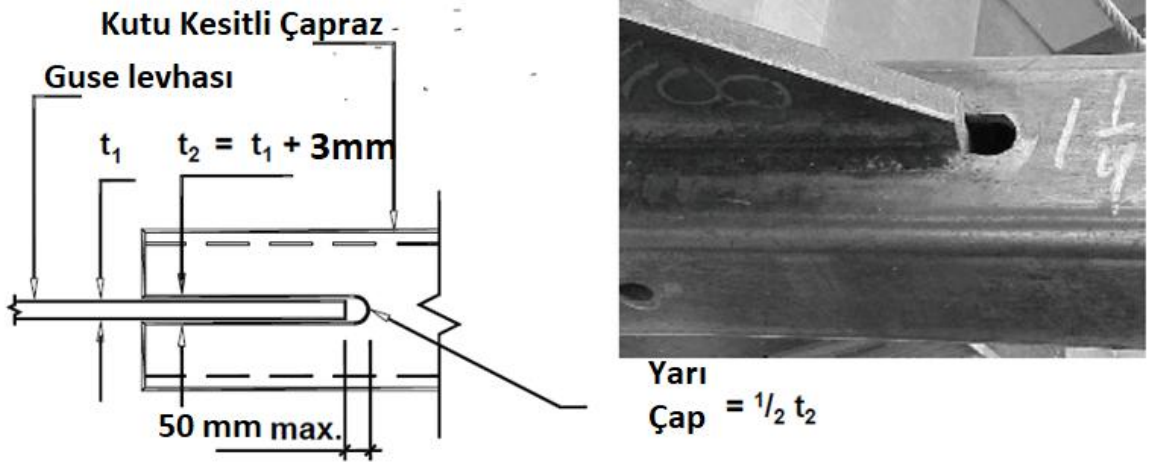




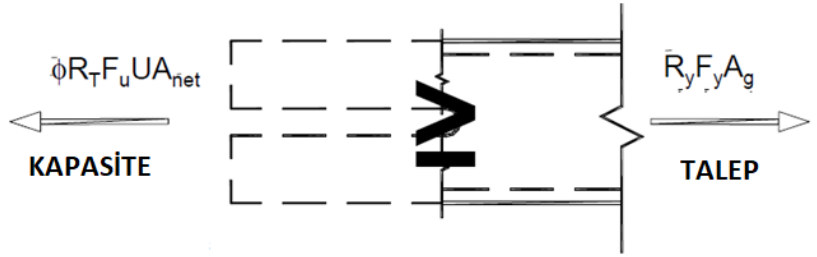
Kayıplı kesitin güçlendirilmesi

Kaynak: Prof. Dr. M. D. Engelhardt

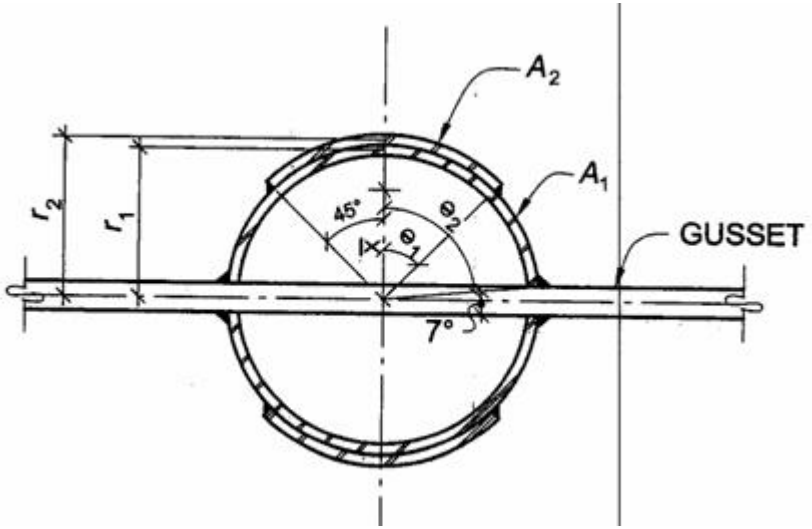
Çapraz – Guse Levhası Bağlantısında Kayıplı Kesitte Kopma Limit Durumu



Yarı Çap $= {}^1/_2\, t_2$



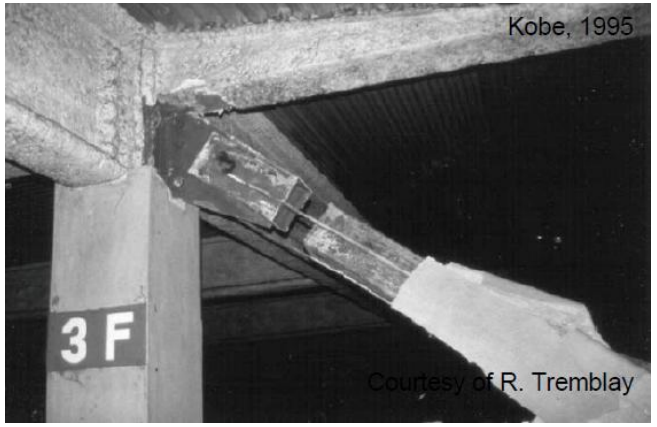
$$\frac{A_{net}}{A_g} \geq \frac{R_y F_y}{\phi R_T F_u U} = \begin{cases} 1.23 & \text{S235} \\ 1.17 & \text{S355} \end{cases} \quad (U = 0.9)$$



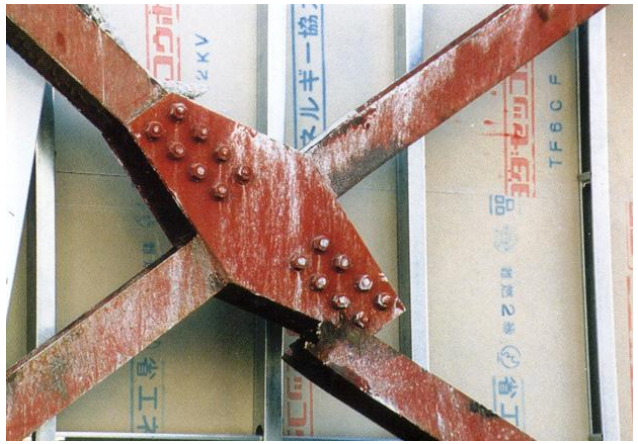
Kaynak: Rafael Sabelli & AISC Seismic Design Manuel

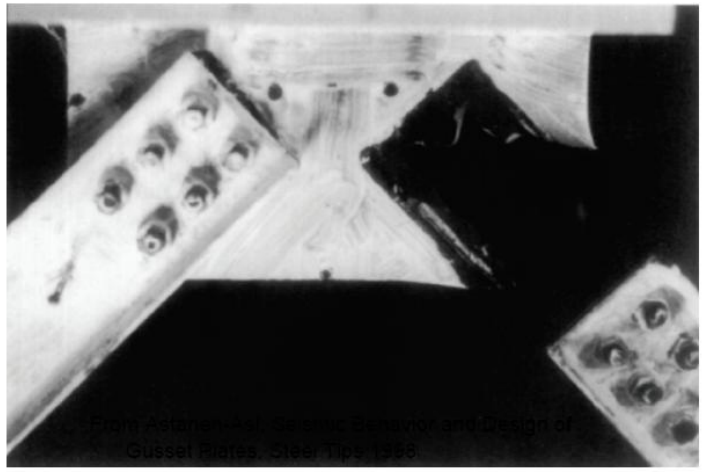
Geçmiş Depremlerde ve Deneysel Çalışmalarda Karşılaşılan Hasarlar

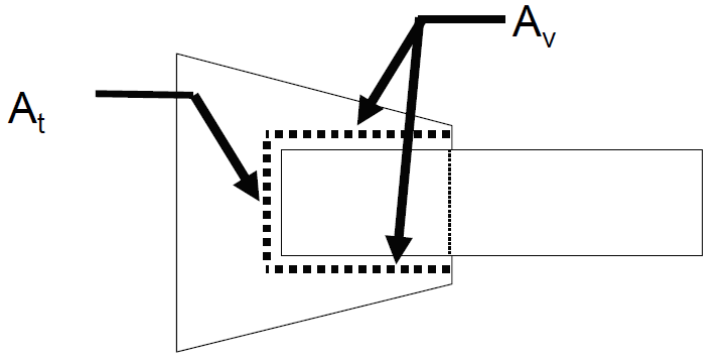












Kaynak: Prof. Dr. M. D. Engelhardt

Geçmiş Depremlerde ve Deneysel Çalışmalarda Karşılaşılan Hasarlar

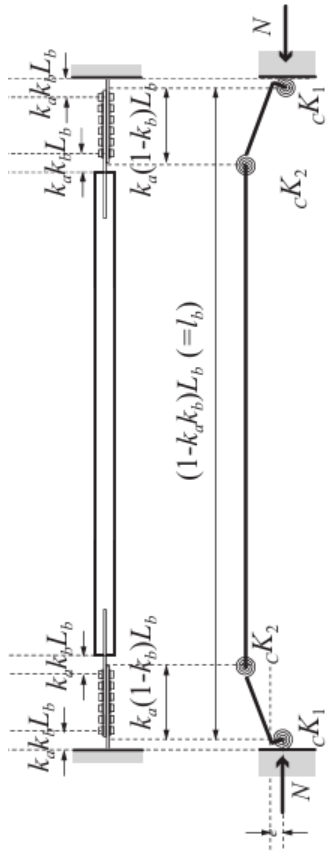




(a) Connection buckling

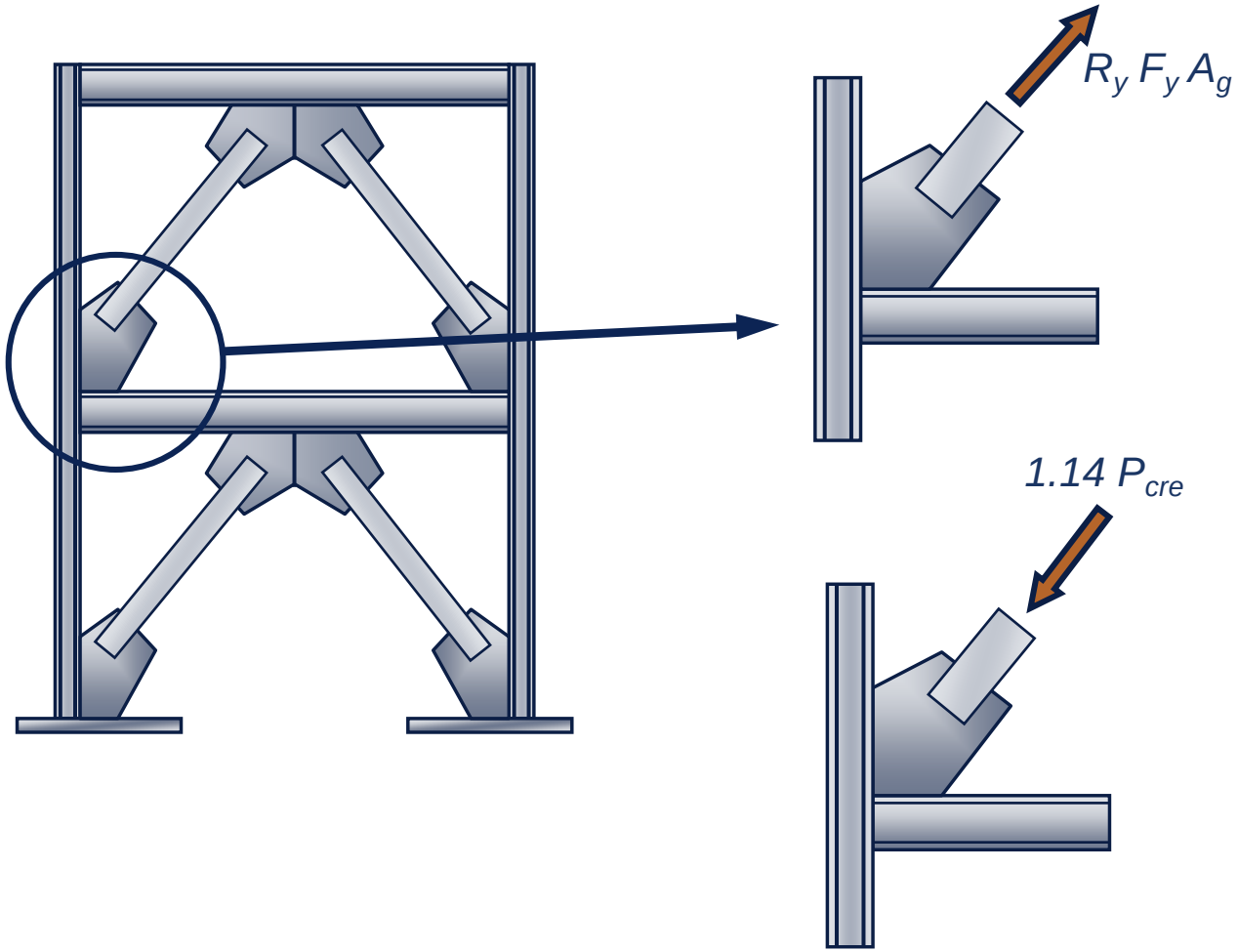


(b) Fracture at bracing connection

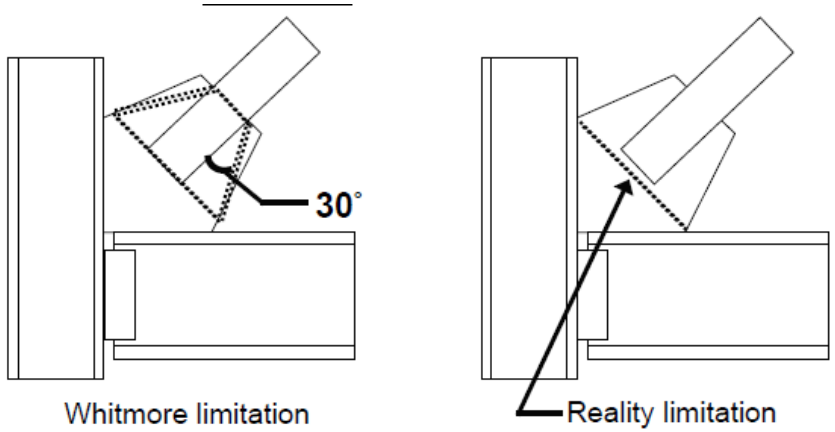


Kaynak: Okazaki et al.

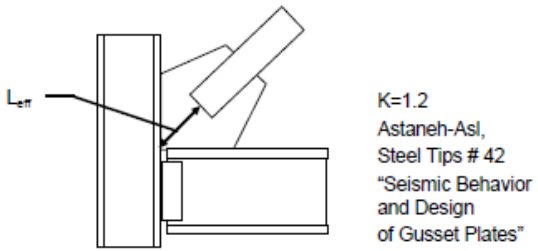
Guse Levhasının Basınç ve Çekme Altındaki Limit Durumu



Etkin Guse Levhası Genişliği

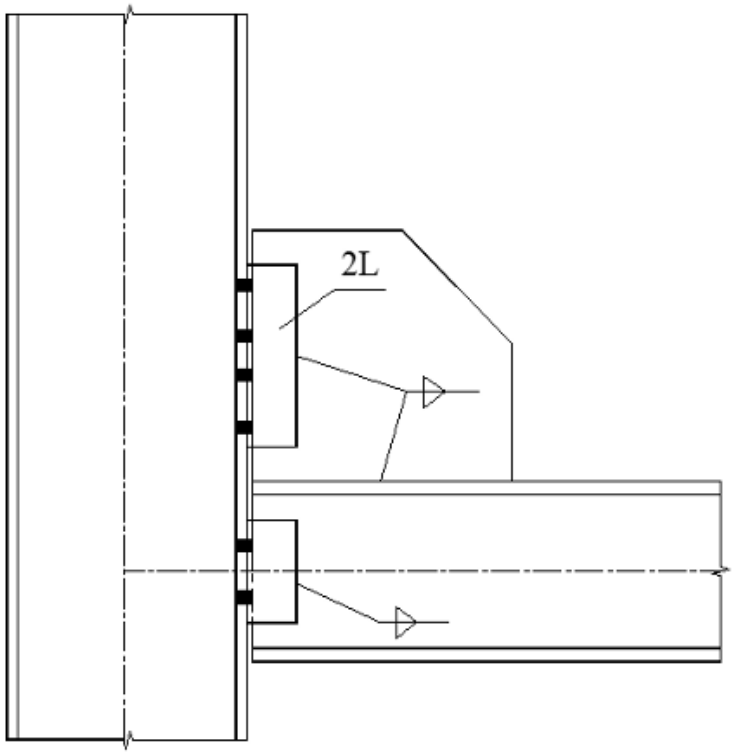


Etkin Burkulma Boyu

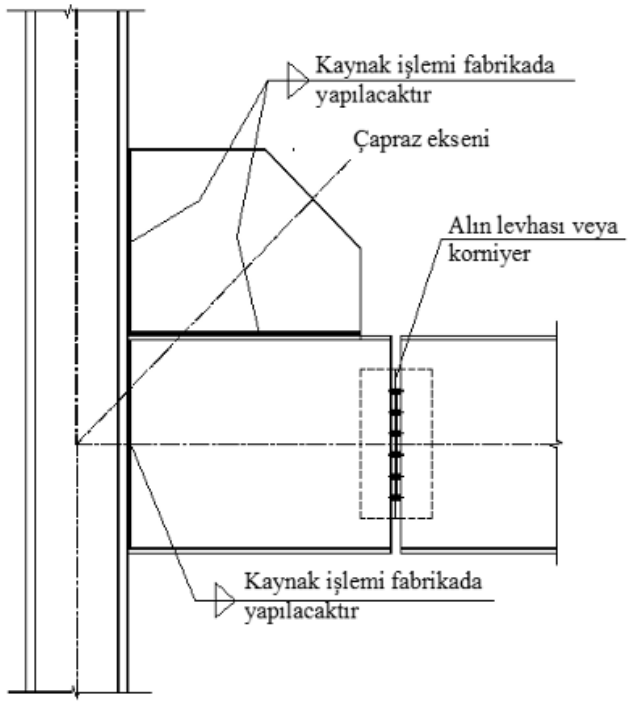


Kaynak: Prof. Dr. M. D. Engelhardt

TBDY 2018’de Önerilen Kolon-Kiriş Bağlantıları



(a) Mafsallı Birleşim

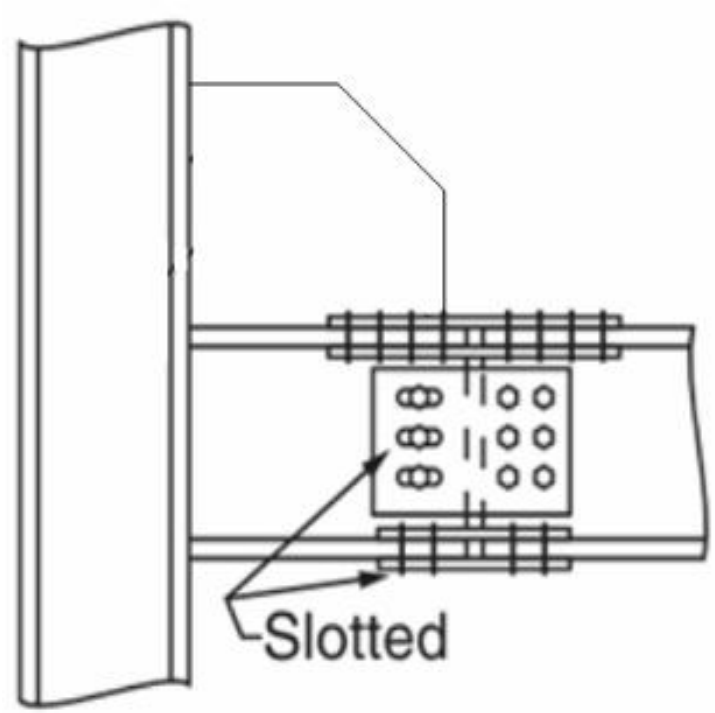


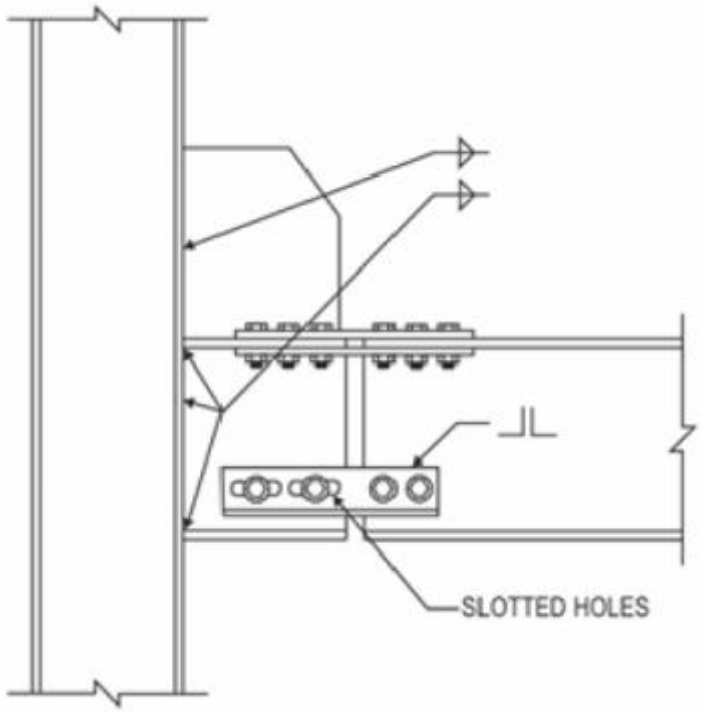
(b) Rijit Birleşim

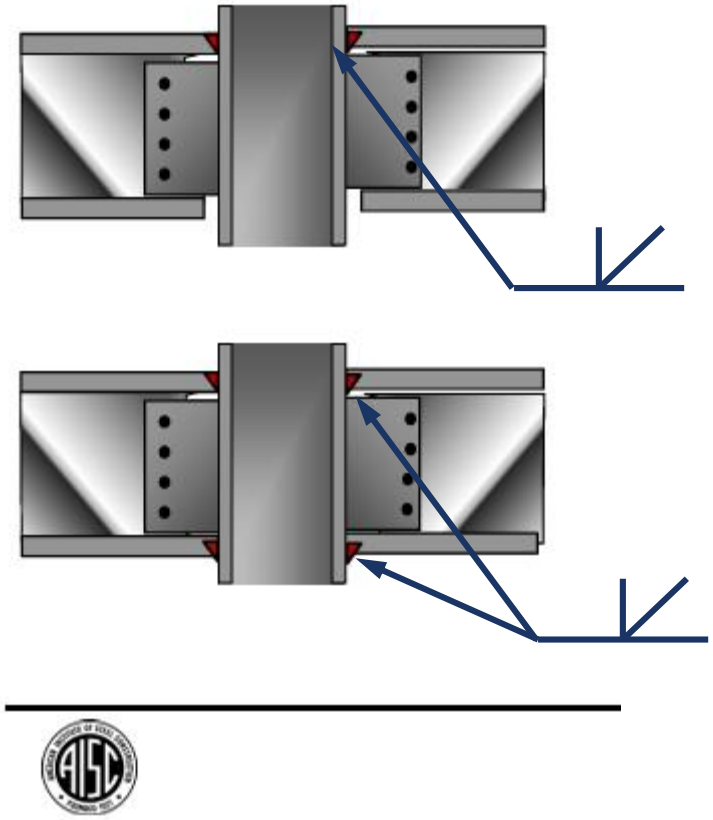
- Guse hem kirişe hem kolona bağlanıyorsa birleşim:
- 0,025 rad dönebilen birleşim
- min (1,1 Ry Mp,kiriş ; Σ 1,1 Ry Mp,kolon) momentine göre rijit birleşim.
- AISC'de üçüncü yol: OMF birleşim koşulları (E1.6b(c)). Moment, çapraz bağlantısının ve diyafram toplayıcı kuvvetlerinin gerekli dayanımıyla birlikte alınır.

Kaynak: TBDY 2018

Kolon – Kiriş Bağlantı Alternatif Bağlantı Örnekleri



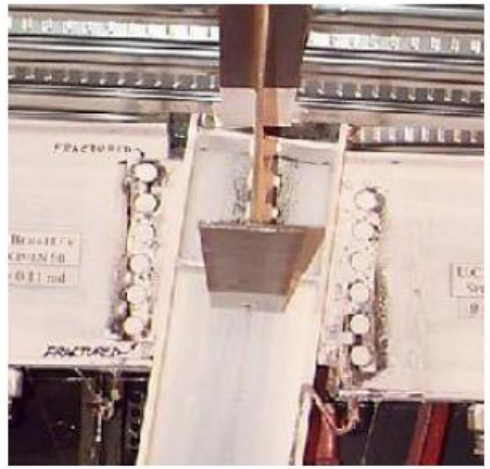


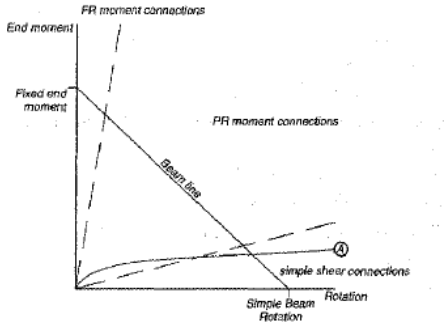


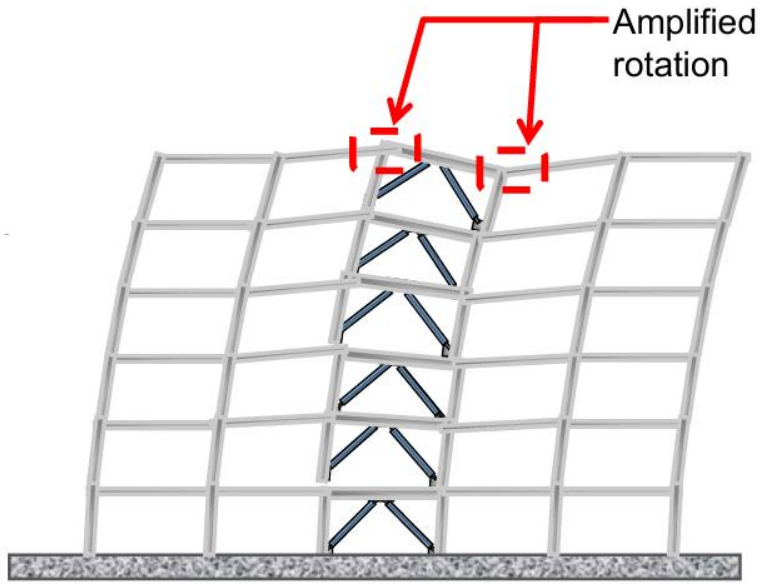
Kaynak: Bluebook 2019 & Rafael Sabelli Webinars

Mafsallı Birleşimler için Dönme Kapasitesi

- **Bağlantı dönme açısı ≈ Göreli Kat Ötelemesi açısı**
- **Basit bağlantılar belirli bir elastik ötesi dönme kapasitesine sahip olmalıdır. (Mininmum %2.5 YTDY – 2018)**
- **Kesme levhalı bağlantıların dönme kapasitelerin az olduğu yapılan araştırmalar ile tespit edilmiştir.**
- **Bu durumda, köşebent ve alın levhalı bağlantıları kullanılması yönetmeliklerde belirtilmiştir.**

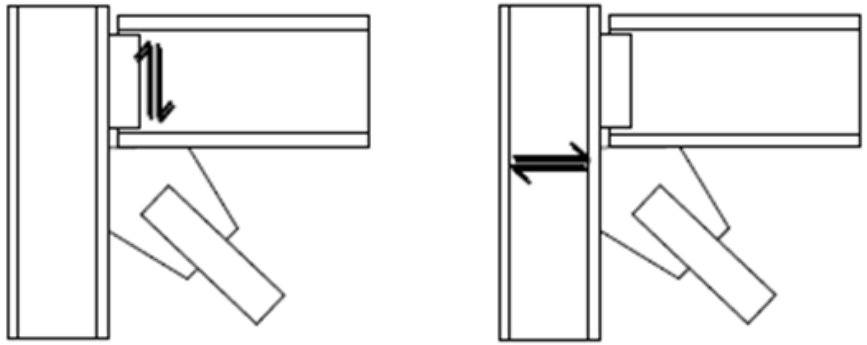


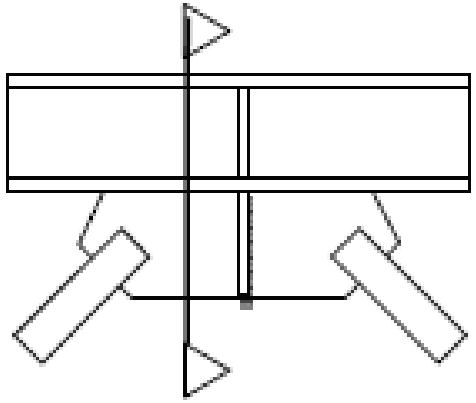


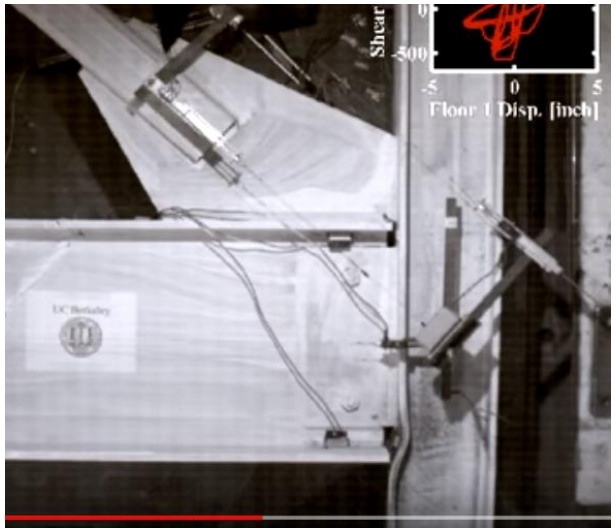


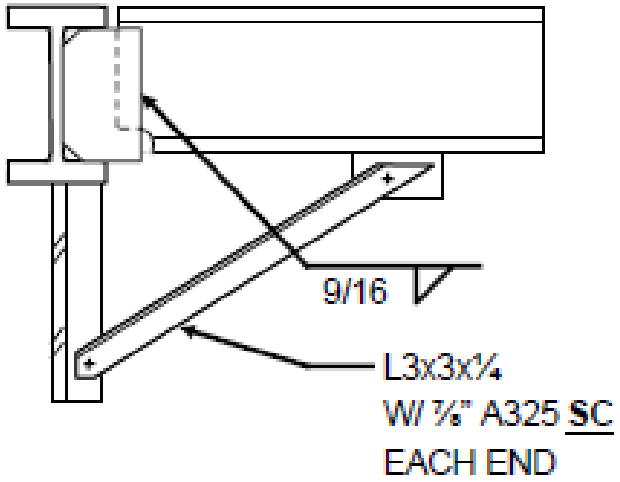
Kaynak: TBDY 2018 & Rafael Sabelli

Kolon ve Kiriş Gövdesinde Lokal Akma Limit Durumlarının ve Yanal Stabilite



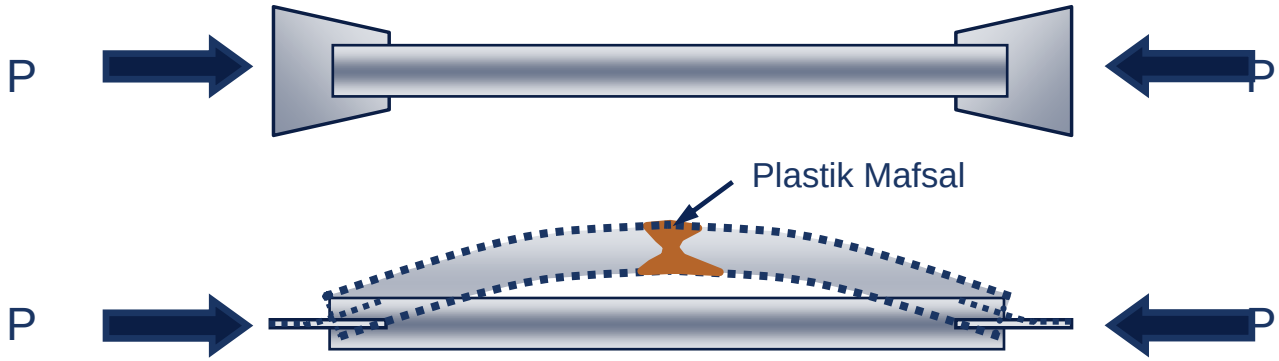


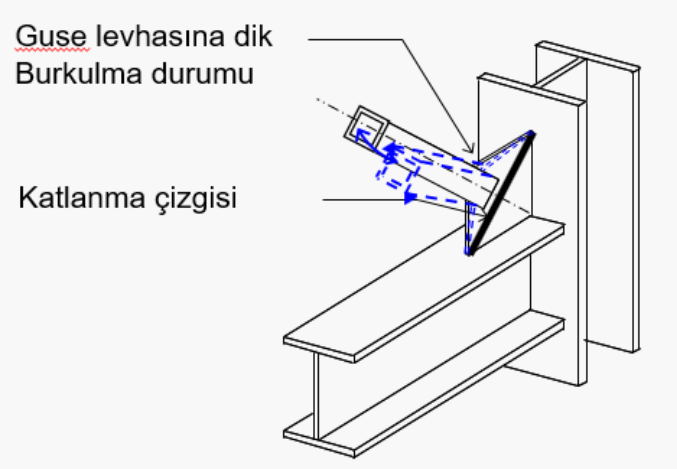




Kaynak: Rafael Sabelli

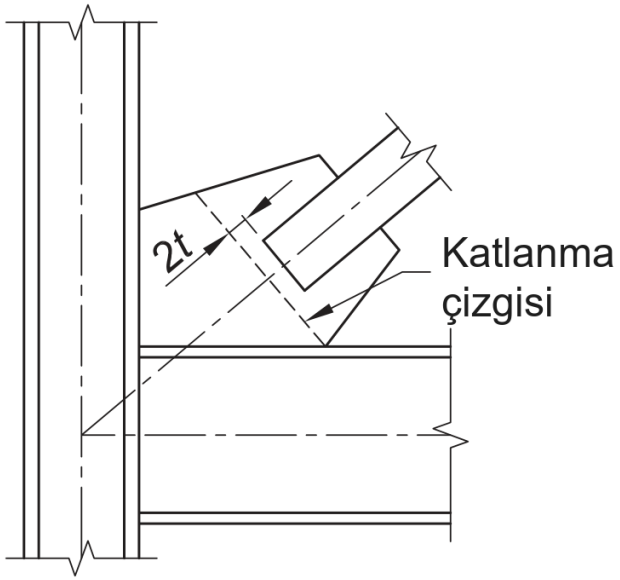
Eğilme / Katlanma Çizgisi



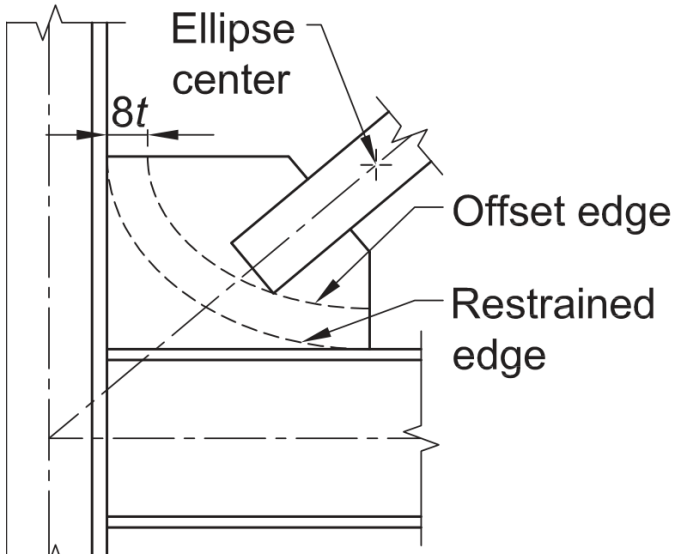


Kaynak: Prof. Dr. M. D. Engelhardt

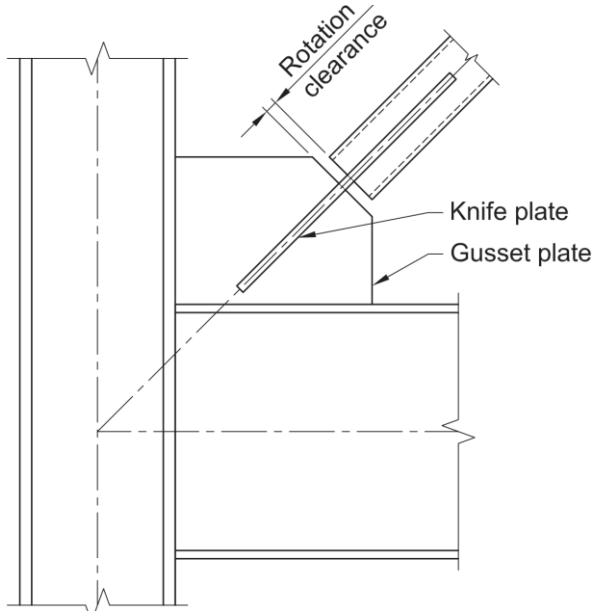
Katlanma Çizgisi Teşkili



(a) 2t doğrusal bölge
düzlem dışı burkulma



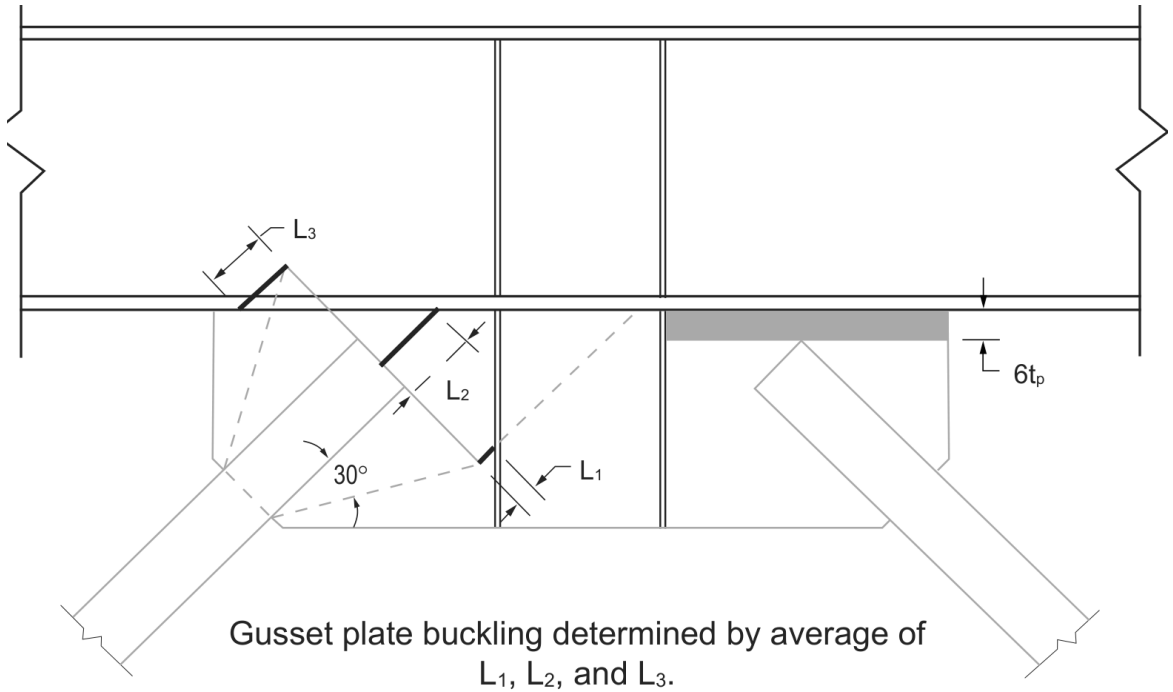
(b) 8t eliptik bölge
düzlem dışı burkulma



(c) Bıçak levha
düzlem içi burkulma, dönme bölgesi ≈ 3t

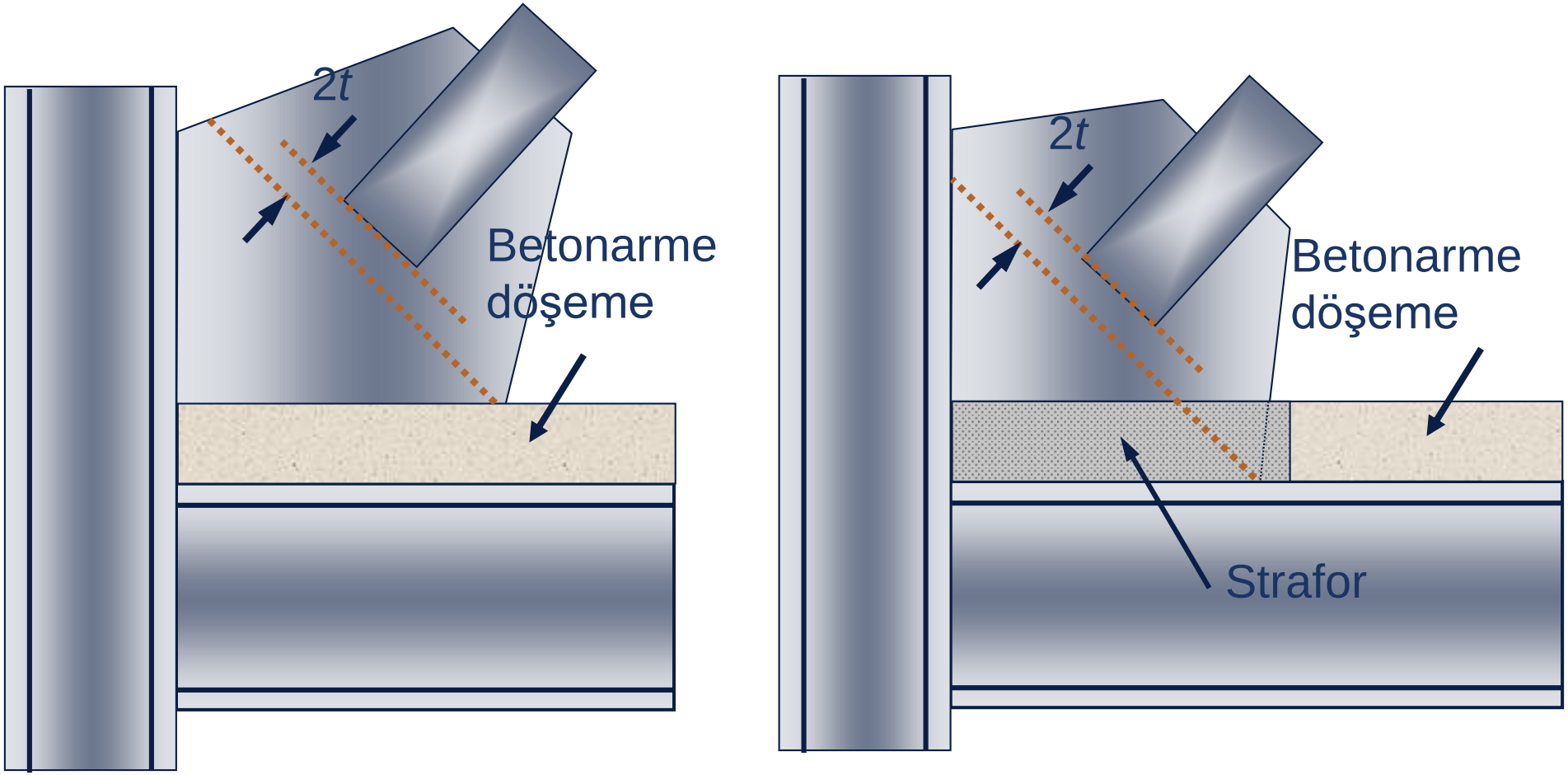


Orta guse: 6t yatay bant



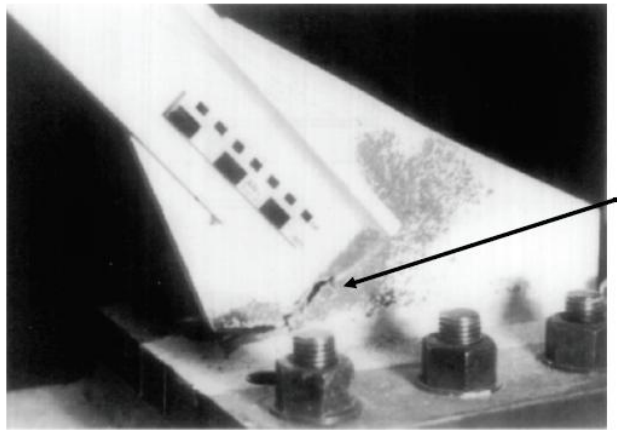
Gusset plate buckling determined by average of L_1, L_2, and L_3.
L_2 = Length from end of brace to flange or stiffener along centroid of brace
L_1 and L_3 = Length at the edge of Whitmore width

Katlanma Çizgisi



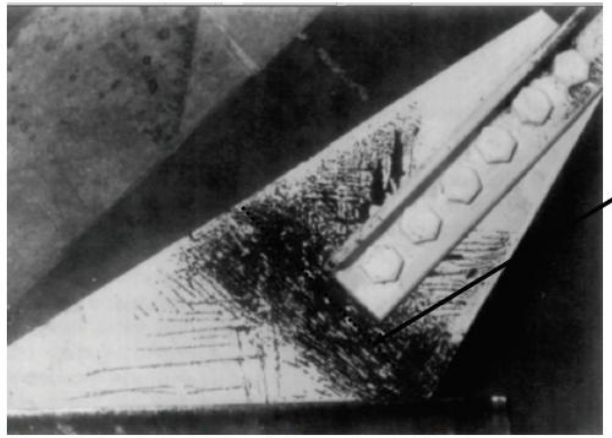
Kaynak: Prof. Dr. M. D. Engelhardt

Eğilme / Katlanma Çizgisi



From Astaneh-Asl, Seismic Behavior and Design of Gusset Plates, Steel Tips 1998

Guse levhası katlanma çizgisinde kırılma



From Astaneh-Asl, Seismic Behavior and Design of Gusset Plates, Steel Tips 1998

Guse levhası katlanma çizgisi





Eğilme / Katlanma Çizgisi



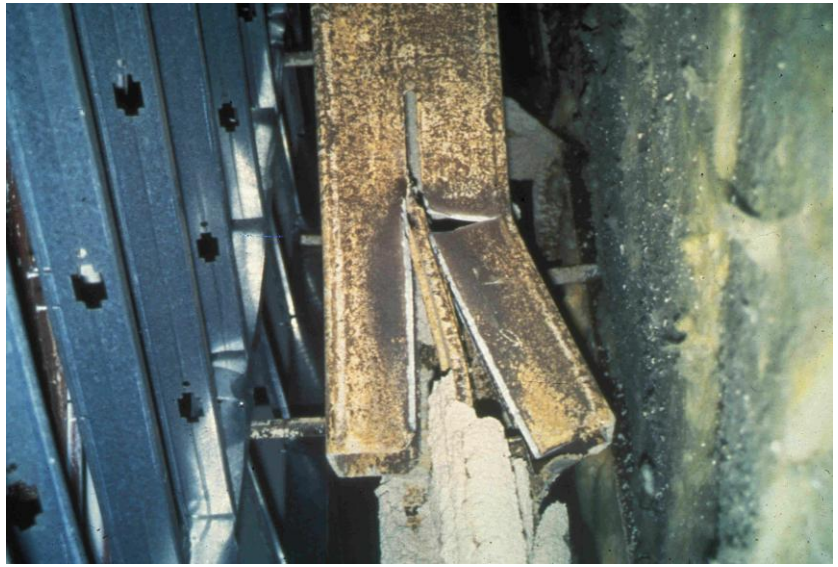
Kaynak: Prof. Dr. M. D. Engelhardt



Kaynak: Prof. Dr. M. D. Engelhardt

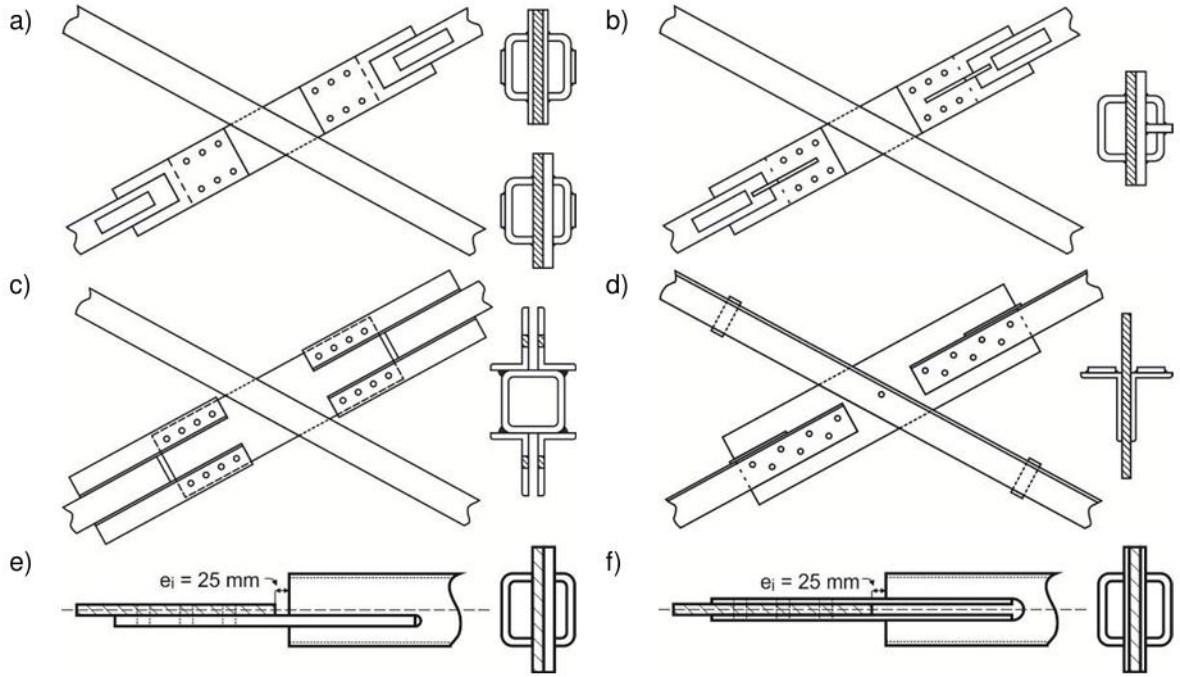
Eğilme / Katlanma Çizgisi





Kaynak: Prof. Dr. M. D. Engelhardt

Bulonlu Çapraz Birleşimi



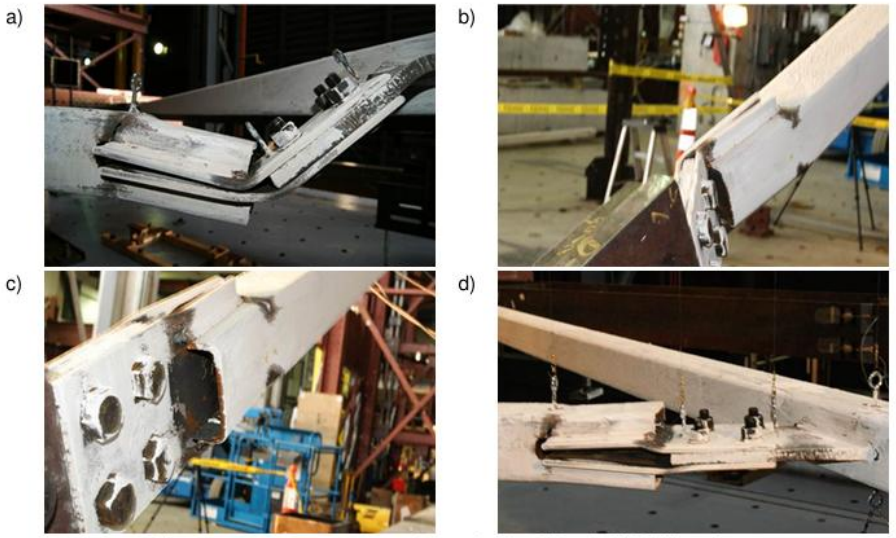


Figure 5 : Damage to connections after buckling in HSS X-bracing with DS connections without shim plates (Specimen no.13).

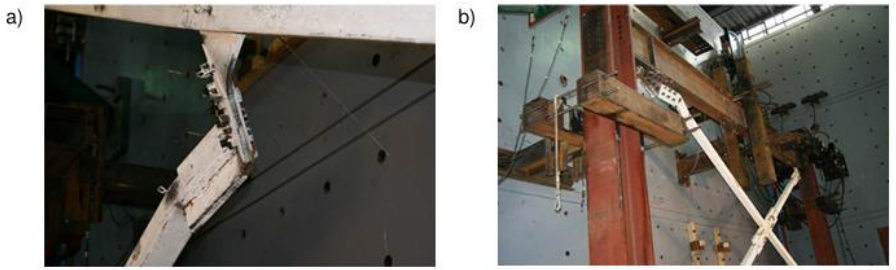


Figure 6 : Connection buckling in Specimen no. 12 with DS connections and tack welded shim plates: a) At mid-connection; b) At gusset plate connection.

Kaynak: Tremblay et al.

Geçmiş Depremlerde ve Deneysel Çalışmalarda Karşılaşılan Hasarlar

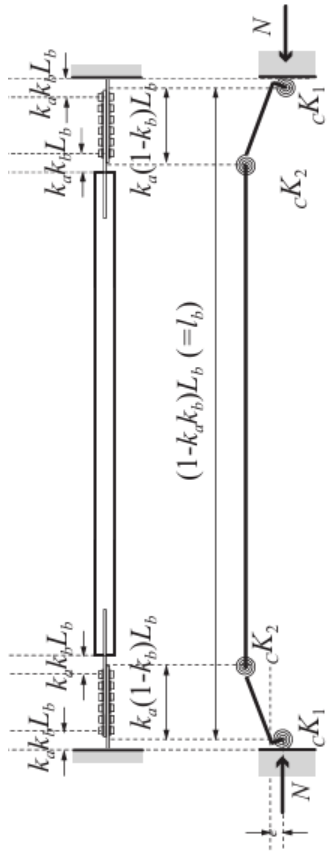




(a) Connection buckling



(b) Fracture at bracing connection

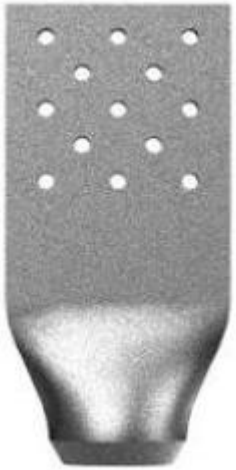


Kaynak: Okazaki et al.

Alternatif Çapraz Birleşim Denemeleri



Amerika’dan farklı bir örnek

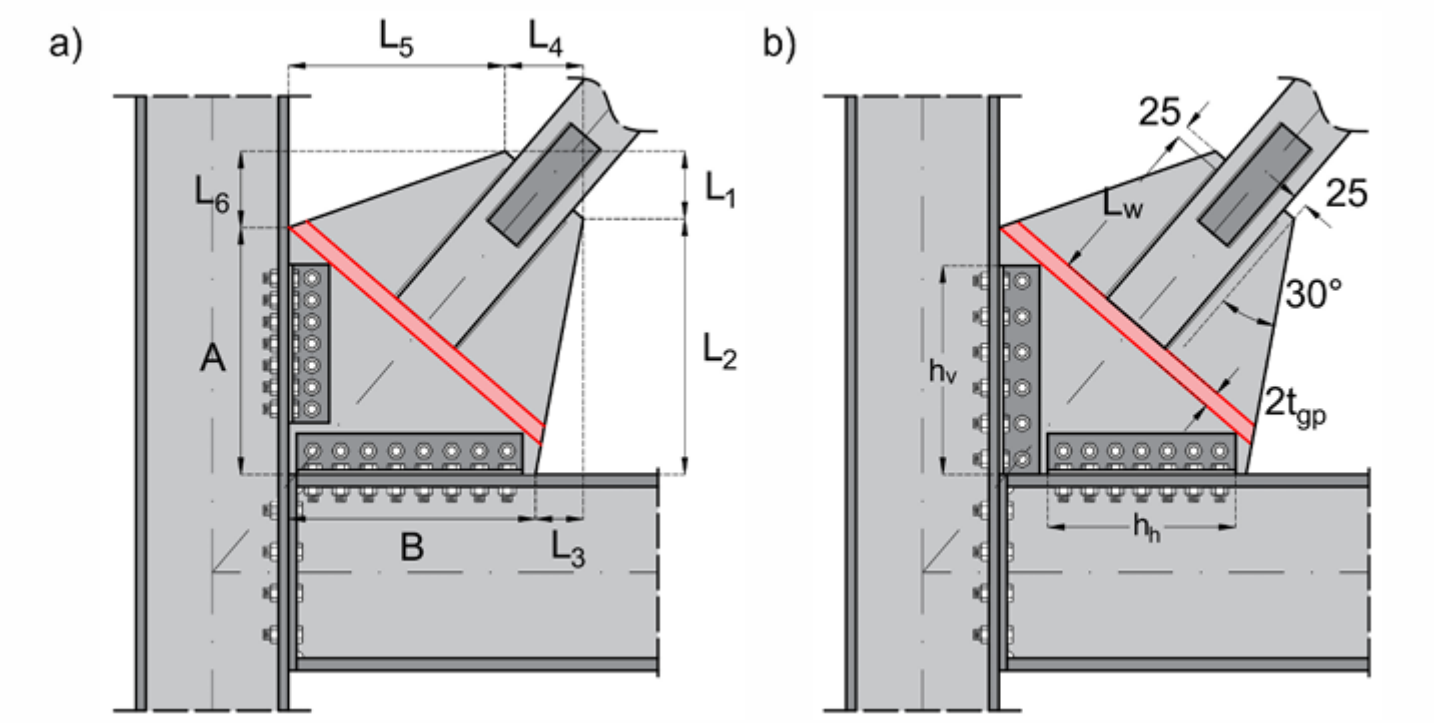




Japonya’dan farklı bir örnek

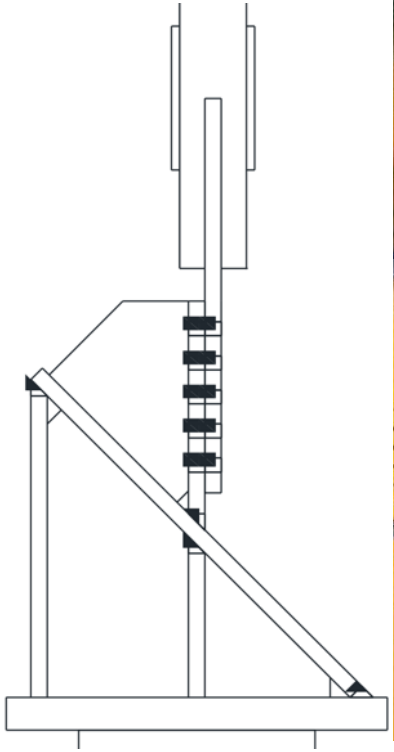
Kaynak: Cast Connex

Alternatif Çapraz Birleşim Denemeleri



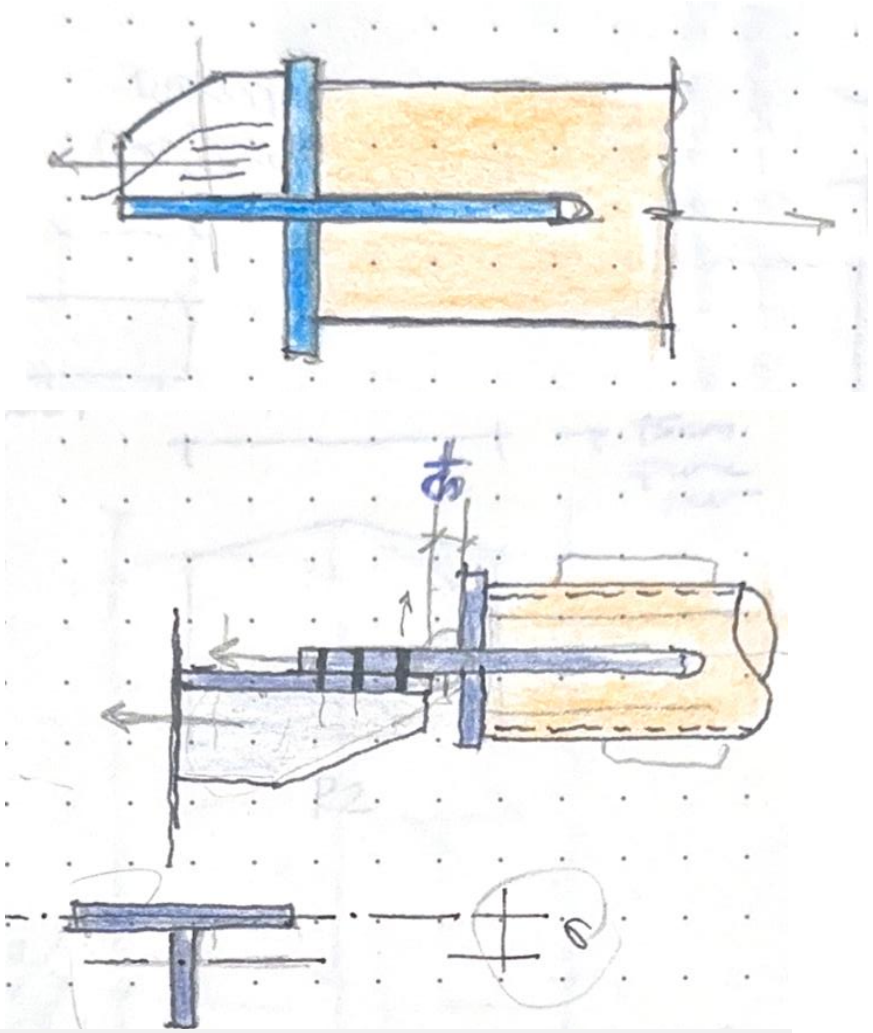
Kaynak: Landolfo et al.

Alternatif Çapraz Birleşim Denemeleri









Kaynak: Stevens & Wiebe

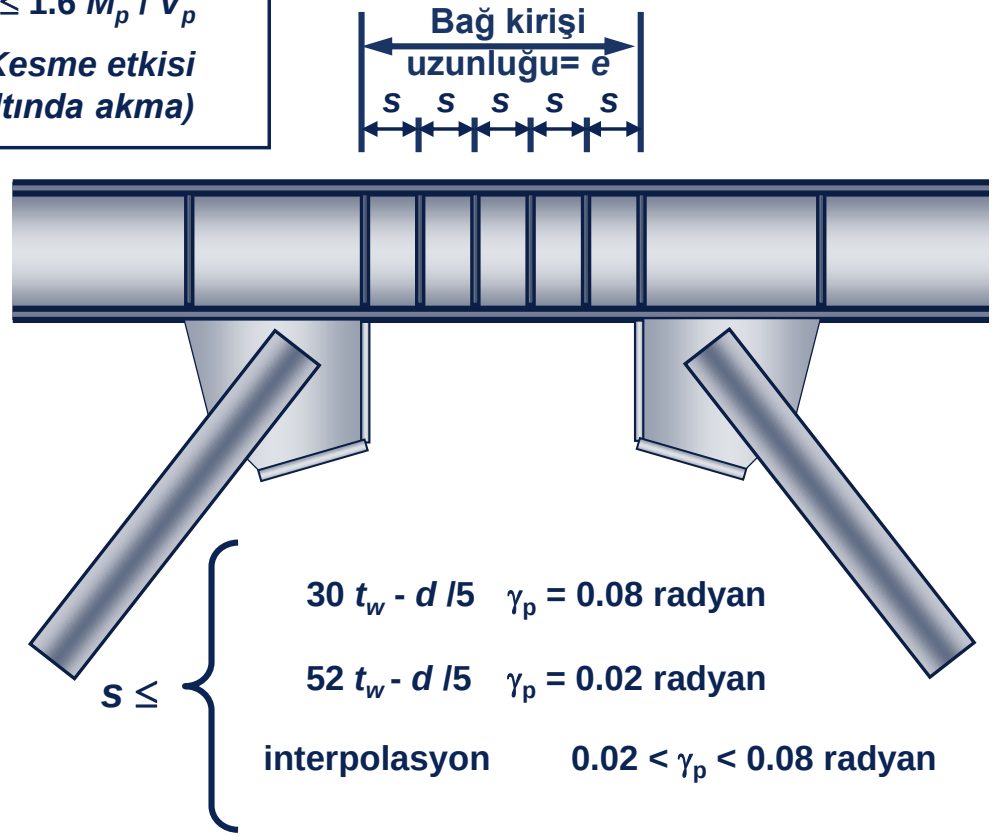
1.14Pcr altında elastik kalacak şekilde tasarlanmalı.

3.4 Dışmerkez Çaprazlı Çerçevelerde Düğüm Noktaları

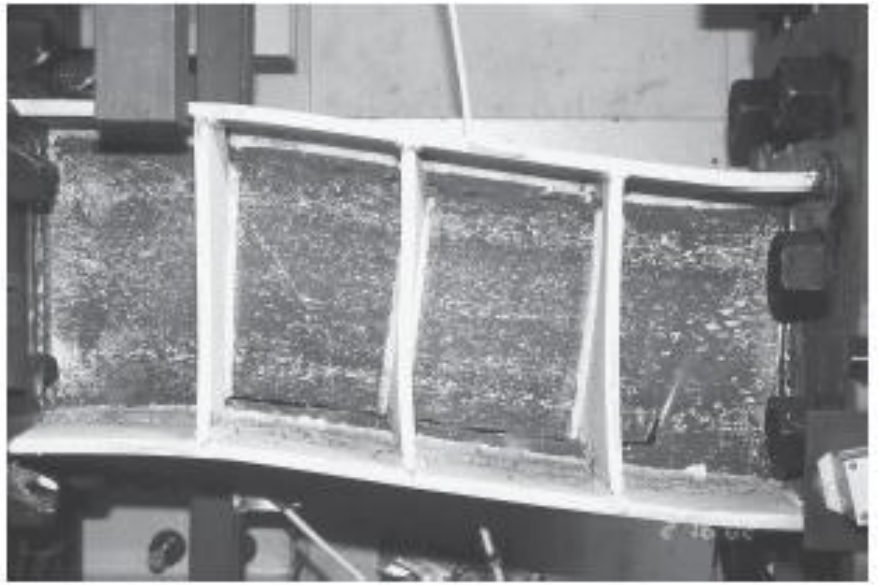
Bağ Kirişi Berkitme Düzeni

$e \leq 1.6\, M_p / V_p$

(Kesme etkisi altında akma)



t_w = bağ kirişi gövde kalınlığı d = bağ kirişi yüksekliği

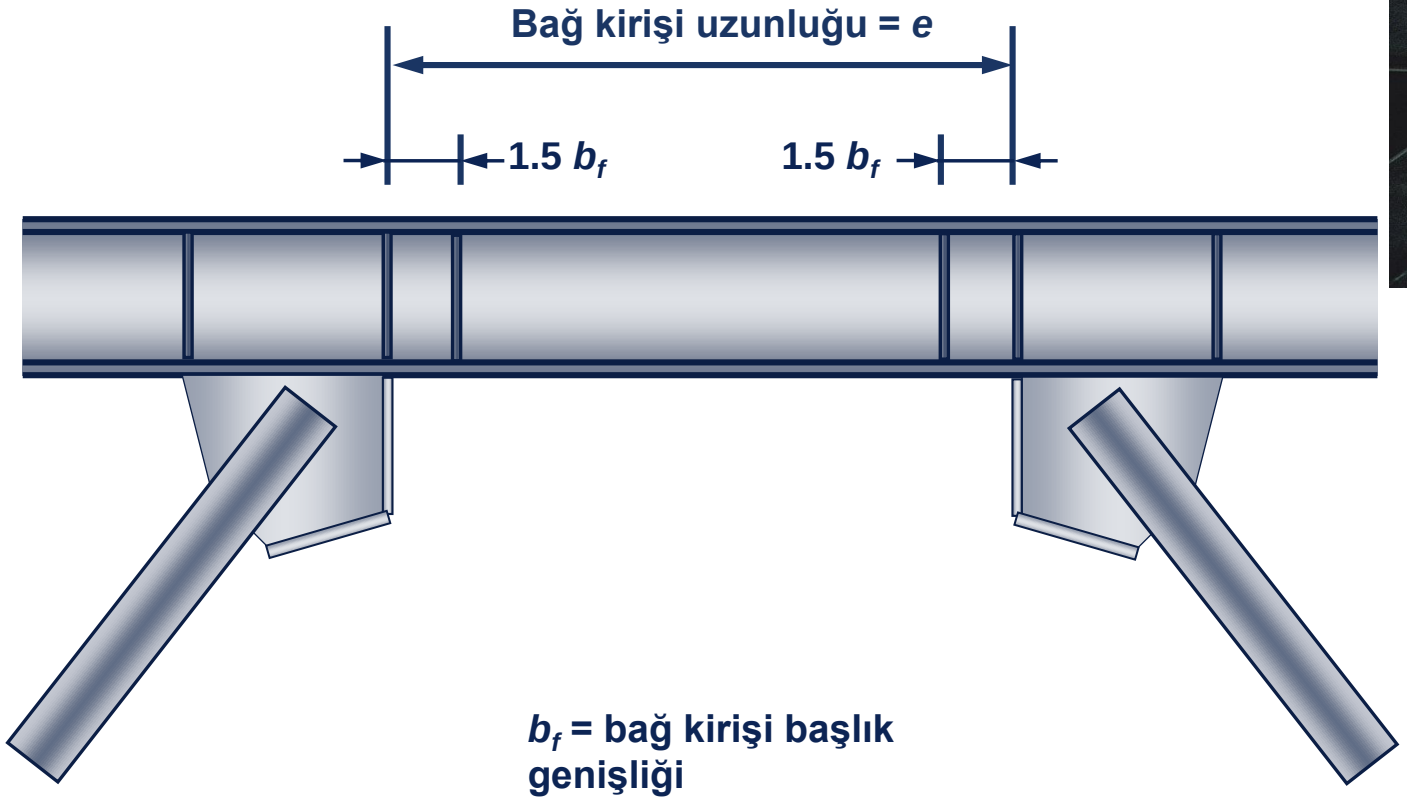


Kaynak: Prof. Dr. M. D. Engelhardt

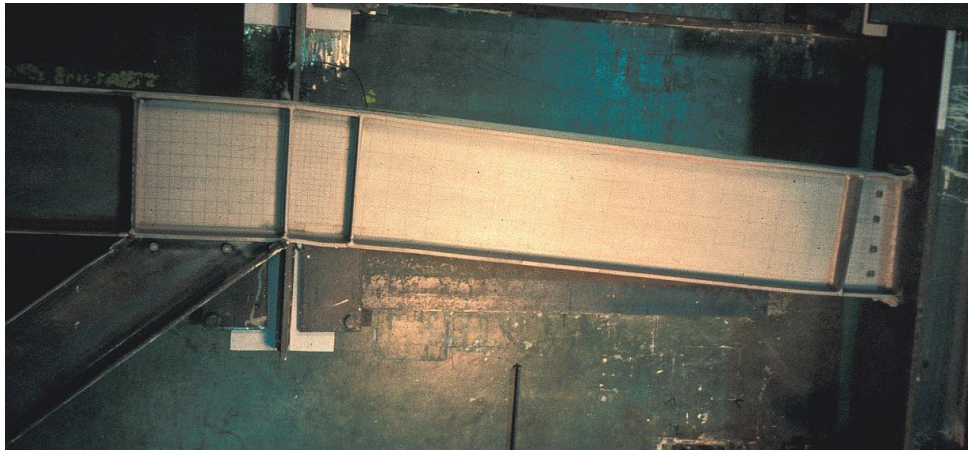
Bağ Kirişi Berkitme Düzeni

$2.6\ M_p / V_p < e < 5\ M_p / V_p$

(Uzun bağ kirişi)



b_f = bağ kirişi başlık genişliği



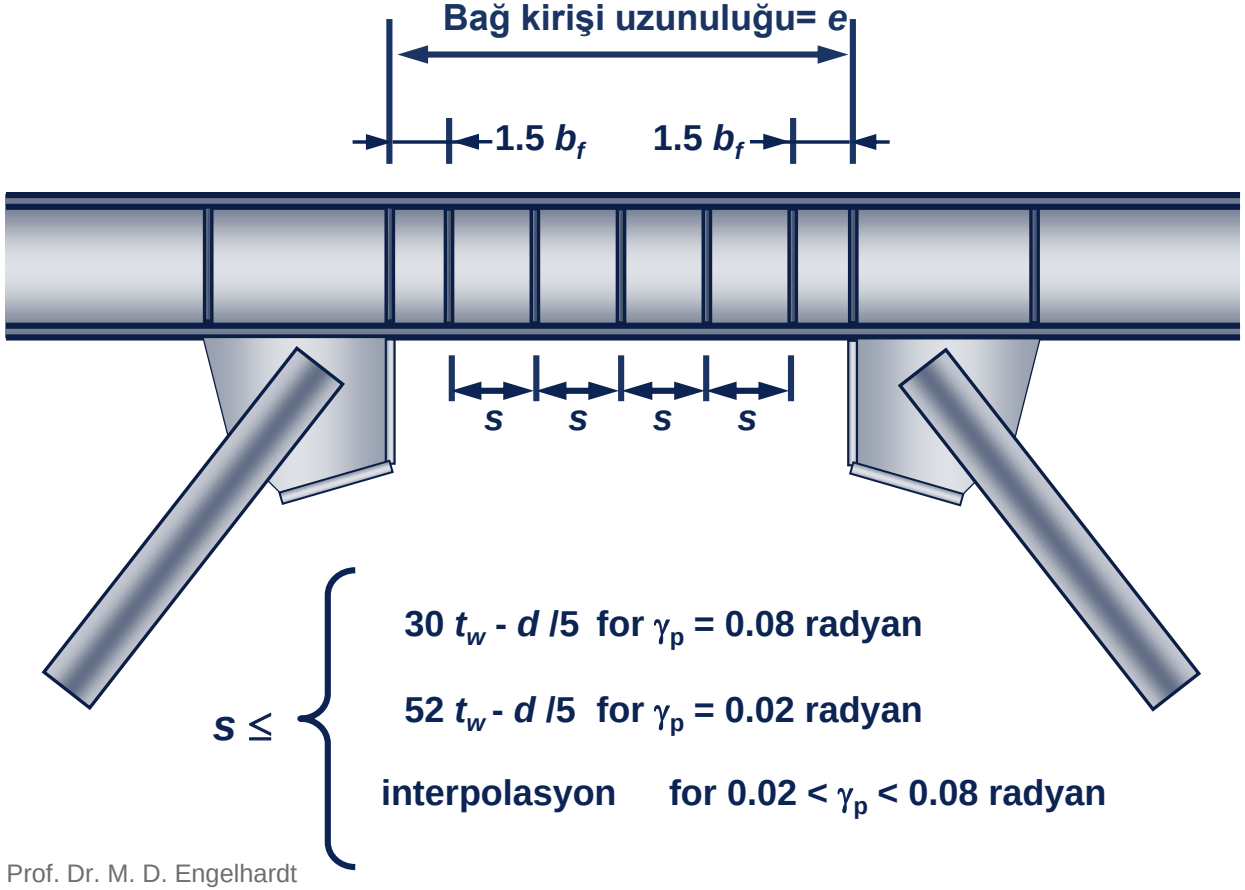


Kaynak: Prof. Dr. M. D. Engelhardt

Bağ Kirişi Berkitme Düzeni

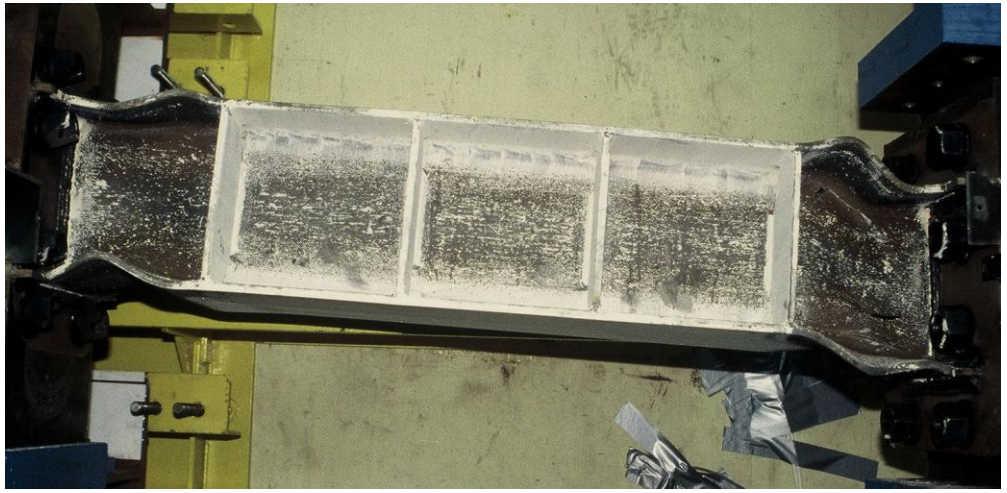
$1.6\ M_p / V_p < e < 2.6\ M_p / V_p$

(Orta bağ kirişi)

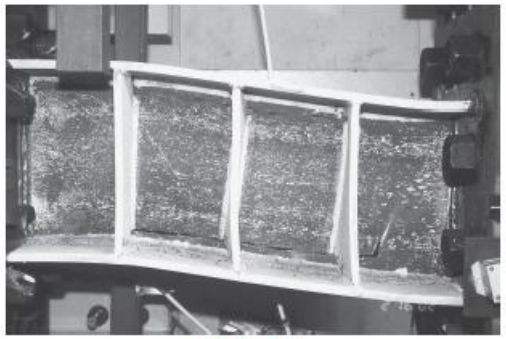


$s \leq$

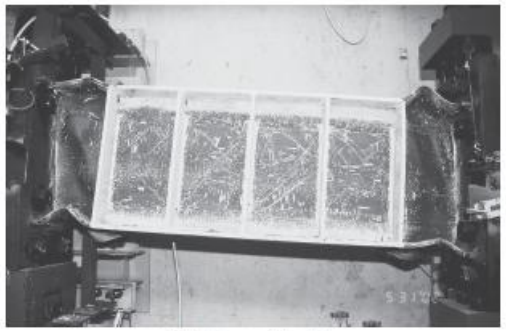
- $30\ t_w - d/5$ for $\gamma_p = 0.08$ radyan
- $52\ t_w - d/5$ for $\gamma_p = 0.02$ radyan
- interpolasyon for $0.02 < \gamma_p < 0.08$ radyan



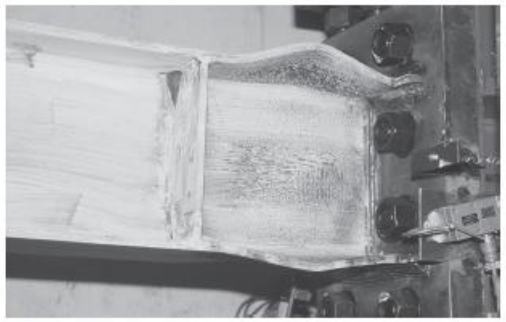
Kaynak: Prof. Dr. M. D. Engelhardt



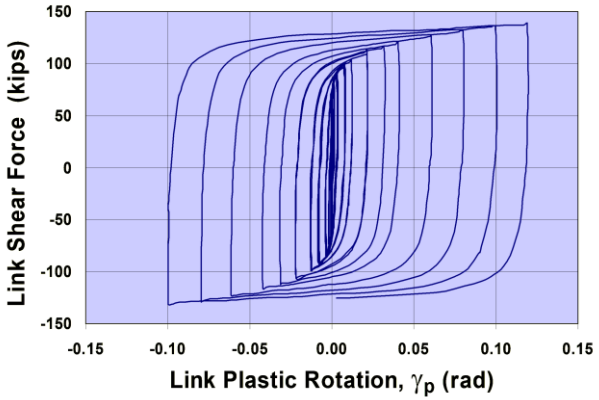
(a) Short link

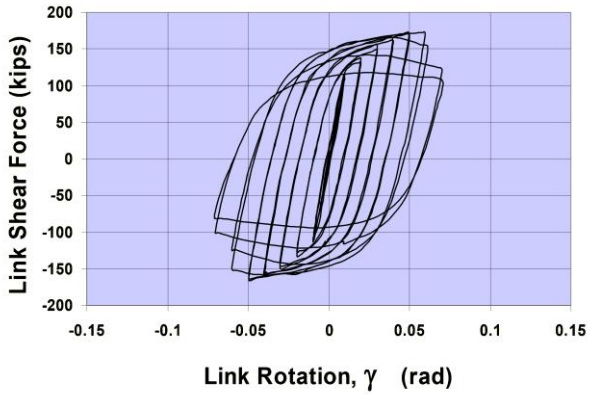


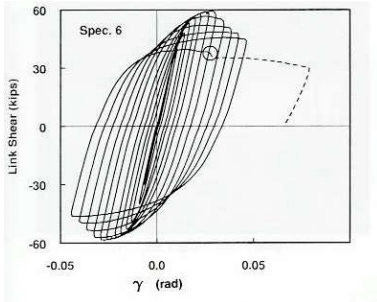
(b) Intermediate link



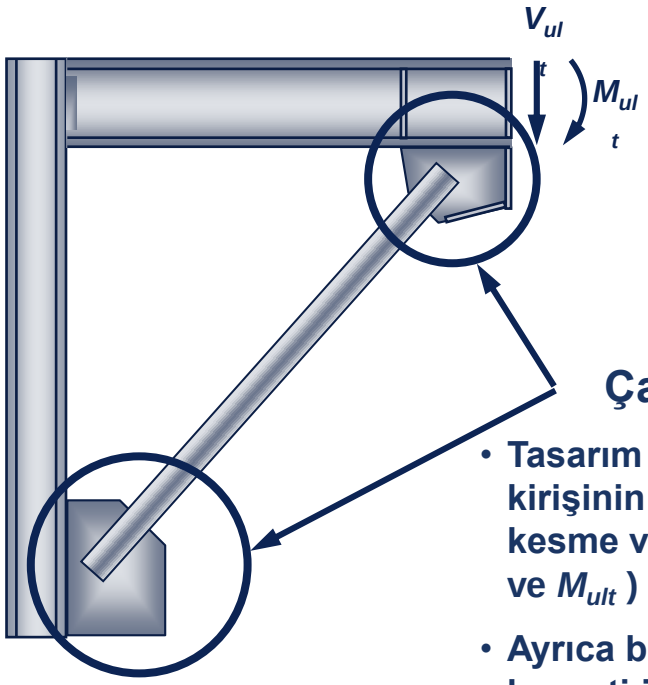
(c) Long link







Bağ Kiriş – Çapraz Bağlantıları



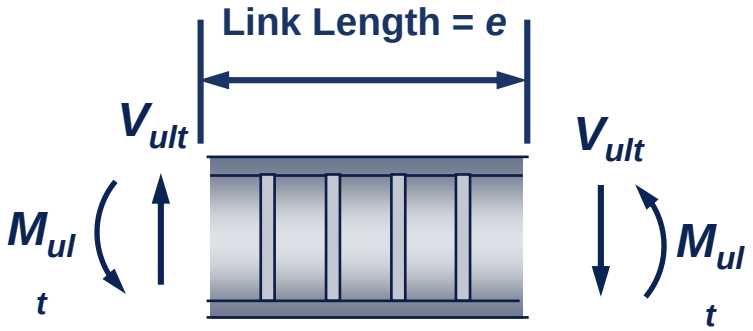
Çapraz bağlantıları

- Tasarım kuvvetleri (*P* and *M*) bağ kirişinin üreteceği maksimum kesme ve eğilme etkilerinden (V_{ult} ve M_{ult}) elde edilir.
- Ayrıca basınç için 1.1 $R_y P_n$ kuvveti ile kontrol yapılır.
- Çaprazlarda burkulma öngörülmediği için katlanma çizgisi söz konusu değildir.



Kaynak: Prof. Dr. M. D. Engelhardt

Bağ Kiriş – Çapraz Bağlantıları



Çaprazların tasarımı için: $V_{ult_Ç} = 1.25\ R_y\ V_n$

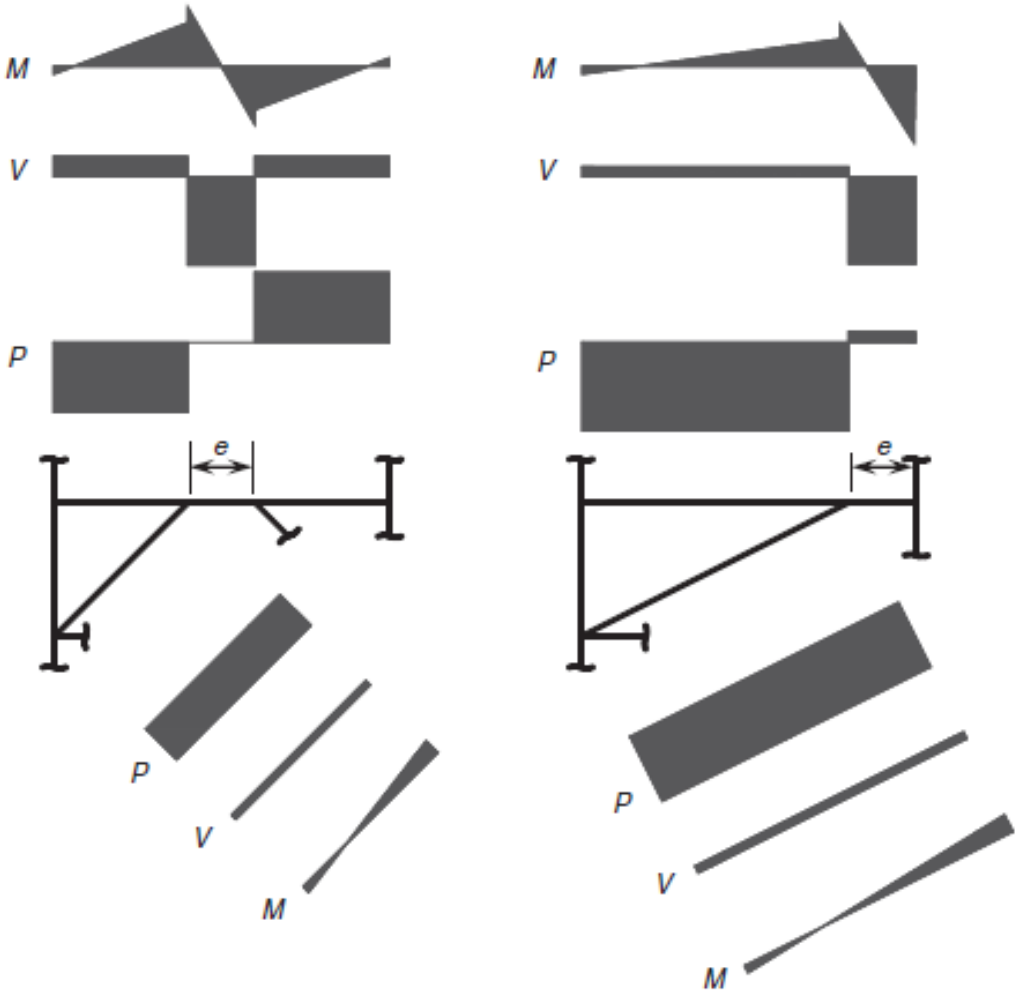
Bağ kirişi dışındaki kirişler için : $V_{ult_B} = 1.1\ R_y\ V_n$

V_n = bağ kirişi nominal kesme dayanımı = min (V_p or 2 M_p / e)

$M_{ult} = e \cdot V_{ult} / 2$

Kaynak: Prof. Dr. M. D. Engelhardt

Bağ Kiriş – Çapraz Bağlantıları



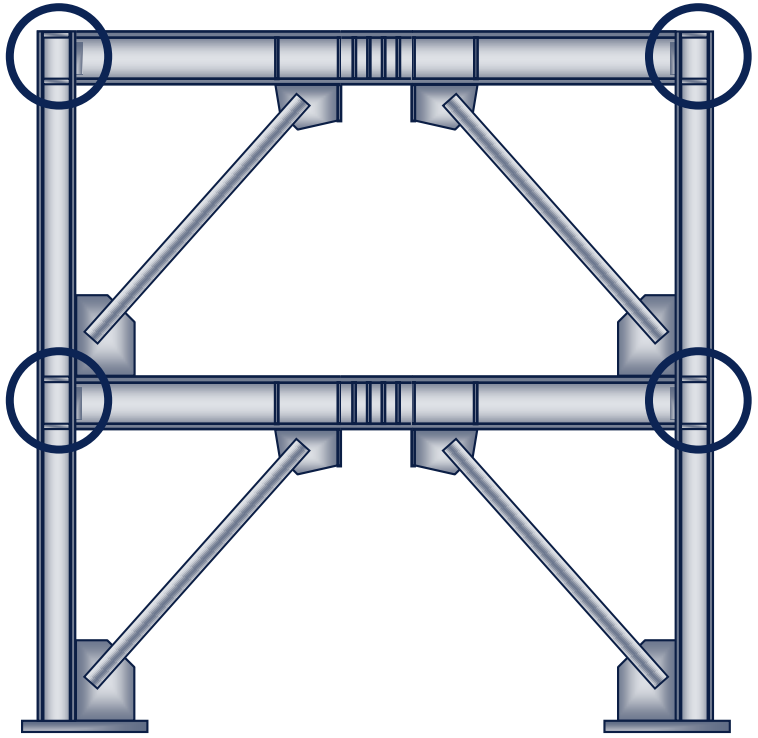
Bağ Kiriş – Çapraz Bağlantıları





Kaynak: Prof. Dr. M. D. Engelhardt

Kolon-Kiriş Bağlantıları

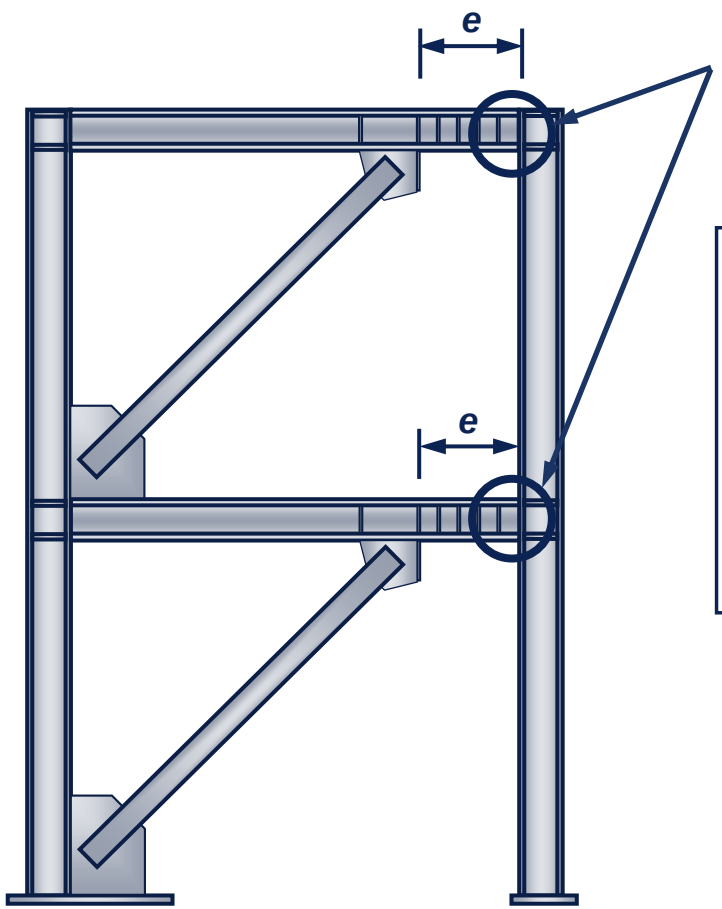


Bağ kirişinden uzak kolon kiriş bağlantıları:

Kolon kiriş bağlantıları 0.025 radyan dönmeyi sağlayacak şekilde detaylandırılmalı. Yeni deprem yönetmeliği EK9C

Kaynak: Prof. Dr. M. D. Engelhardt

Bağ Kirişi Kolon Bağlantısı



Bağ kirişi kolon bağlantısı

Aşağıdaki dönme değerlerini oluşmasını sağlamaldır:

$\gamma_p \geq \pm 0.08$ rad. for $e \leq 1.6\, M_p / V_p$

$\gamma_p \geq \pm 0.02$ rad. for $e \geq 2.6\, M_p / V_p$

interpolasyon

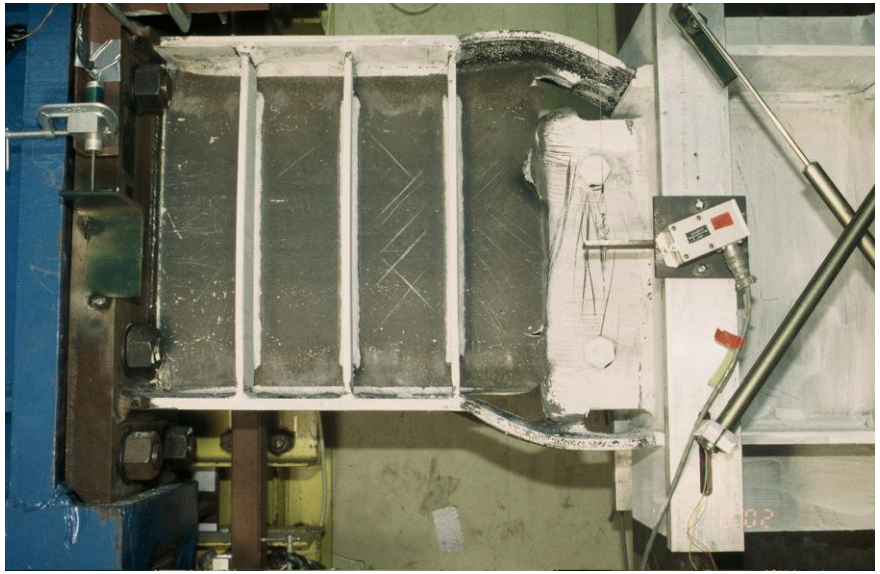
$1.6\, M_p / V_p < e < 2.6\, M_p / V_p$

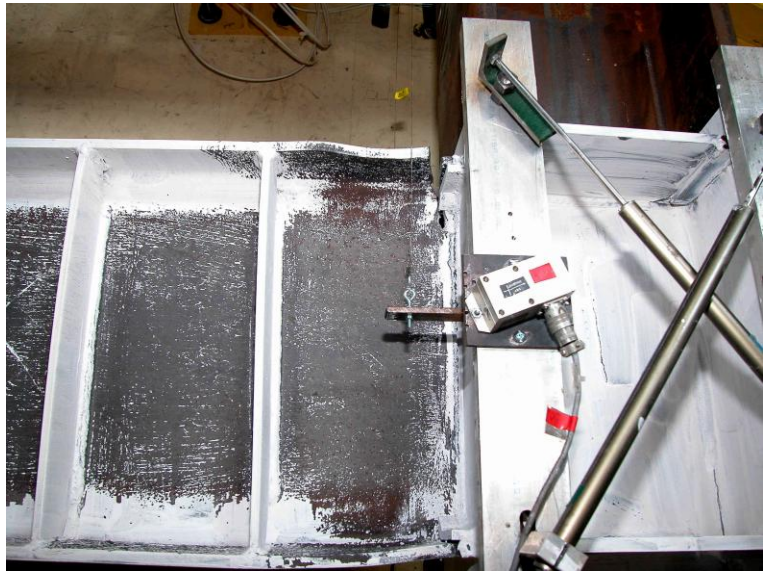
Kaynak: Prof. Dr. M. D. Engelhardt

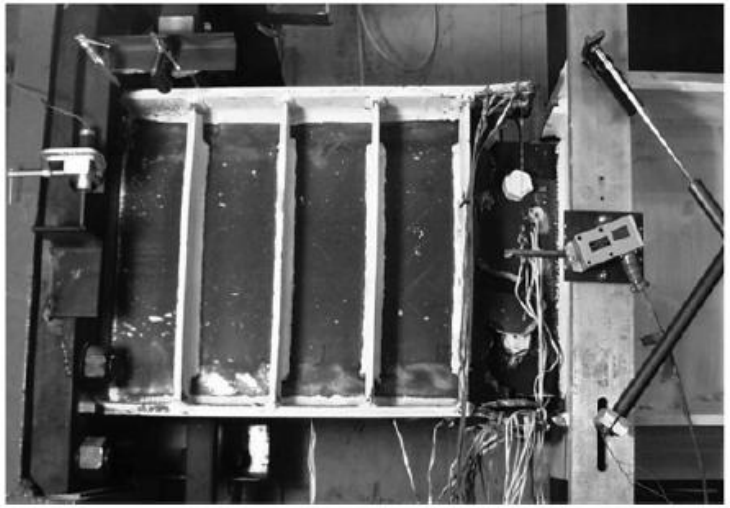
Bağ Kirişi Kolon Bağlantısı

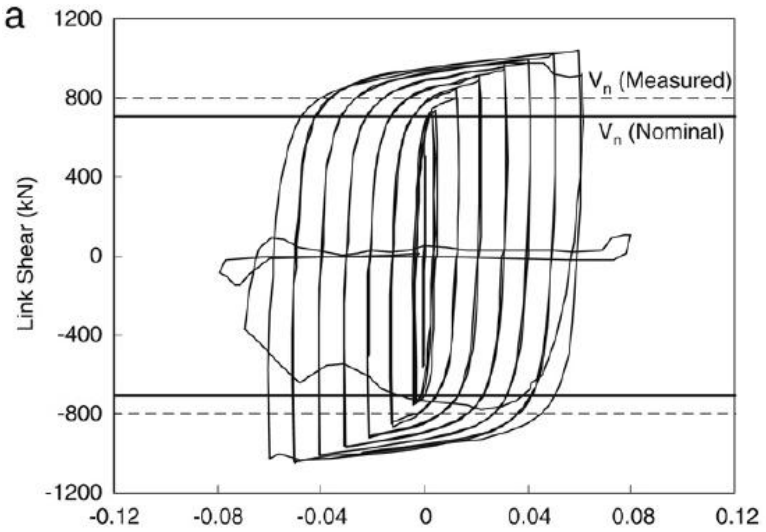
- Bağ kirişi – kolon bağlantısı oluşacak maksimum kesme kuvvetini ve bu kuvvet kaynaklı kolon yüzündeki momente karşılık gerekli dayanımı olmalıdır.
- Bir önceki madde belirtilen kuvvetlerin yanı sıra diyafram kuvvetlerini de taşımalı. (Eksenel çekme ve basınç)
- Bağ kirişinin kolona moment aktaran bağlantısının kalitesi önceden belirlenmiş bağlantı olması gerekmektedir.
- Fakat kolona bağlı bağ kirişlerinin kalitesi önceden belirlenmiş bağlantısı mevcut değildir. AISC 358 ve FEMA 350 dokümanlarında tariflenen detaylar bağ kirişi için uygun değildir. Bu sebeple tasarlanacak bağlantı çevrimsel deneye tabi tutulmalıdır.
- Deney yapılamadığı durumlarda aşağıdaki şartlar sağlanmalıdır;

1. güçlendirilmiş moment çerçeve bağlantısı kullanılabilir. Bu bağlantı akma gerilmelerinin bağlantıdan uzakta olacağı bir bağlantı olmalıdır.
2. Tam derinlikli berkitmeler güçlendirilmiş kesit ile bağ kirişi kesiti arayüzünde teşkil edilmeli.
3. Bağ kirişi uzunluğu $e \leq 1.6\, M_p / V_p$

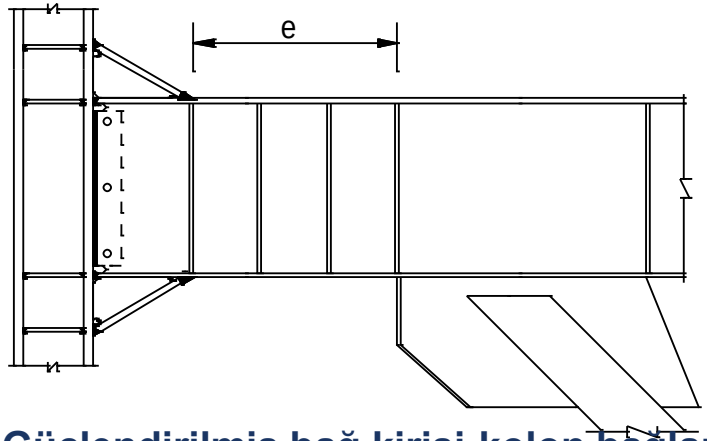




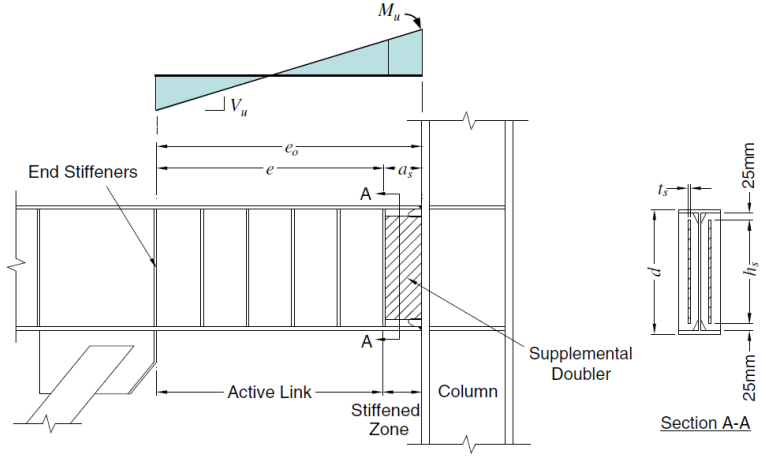


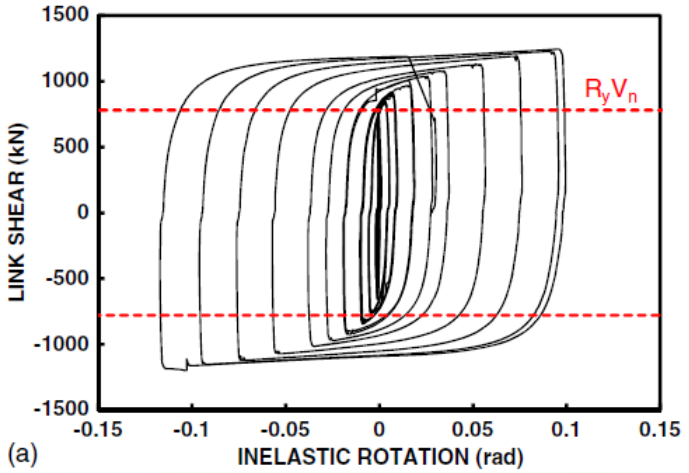

a
1200
800
400
0
-400
-800
-1200
Link Shear (kN)
V_n (Measured)
V_n (Nominal)
-0.12
-0.08
-0.04
0
0.04
0.08
0.12

Bağ Kirişi Kolon Bağlantısı

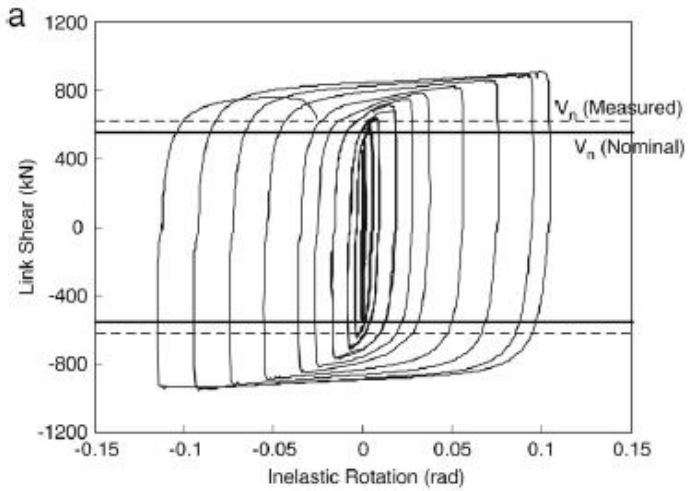


Güçlendirilmiş bağ kirişi-kolon bağlantı









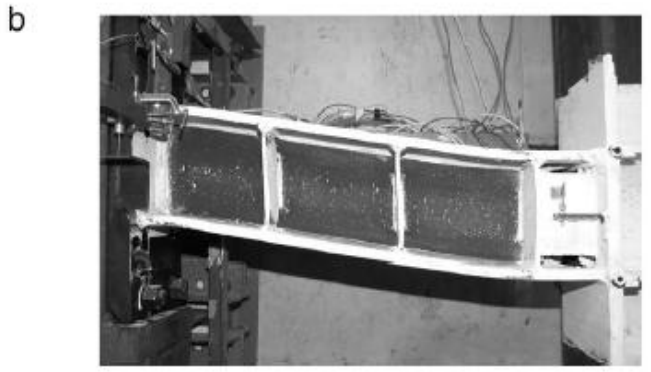
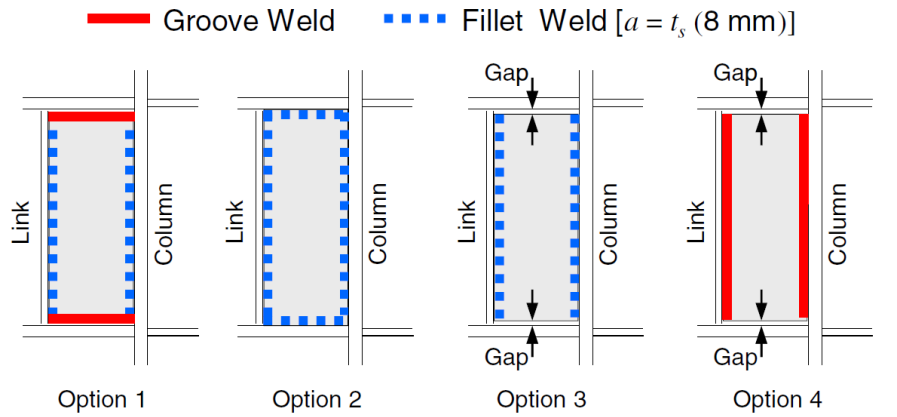
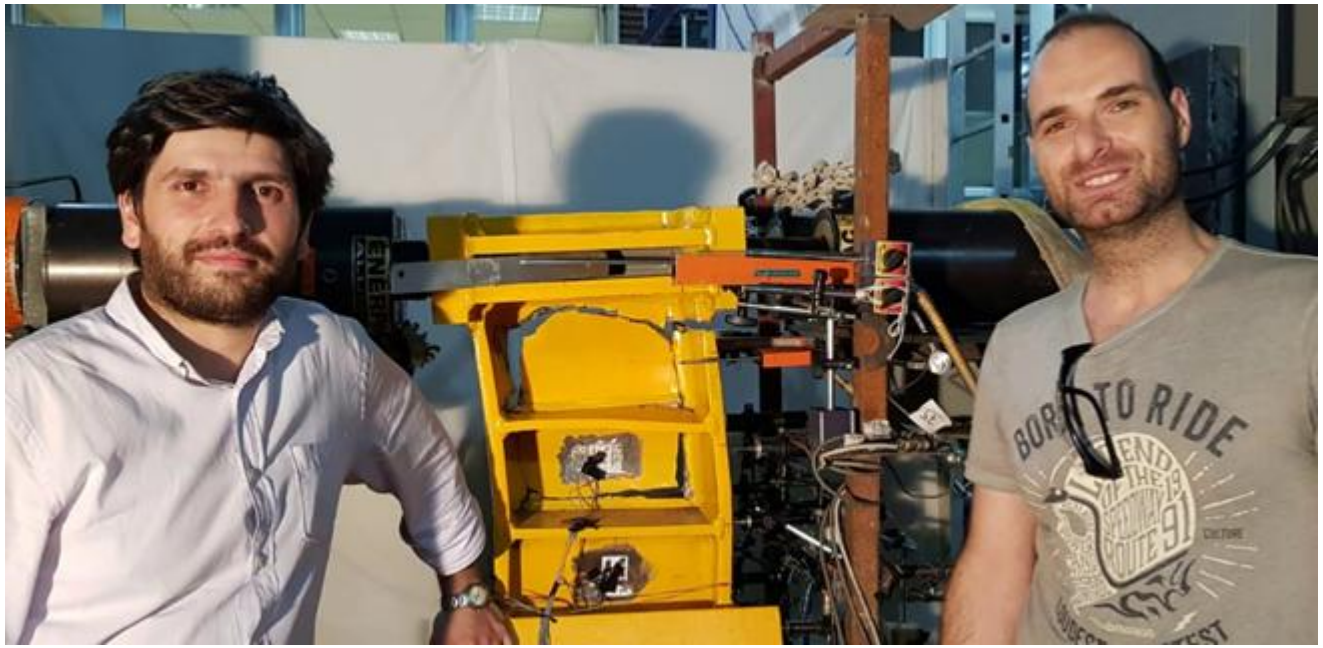


Fig. 9. Specimen AISC-6: (a) cyclic response; and (b) link near end of test.

Kaynak: Prof. Okazaki et al.

Bağ Kirişi Kolon Bağlantısı





Kaynak: Prof. Dr. M. D. Engelhardt VD.

Değiştirilebilir Bağ Kirişi





335 Lincoln Rd
Christchurch
3 Storey office building
Images courtesy of Ruamoko



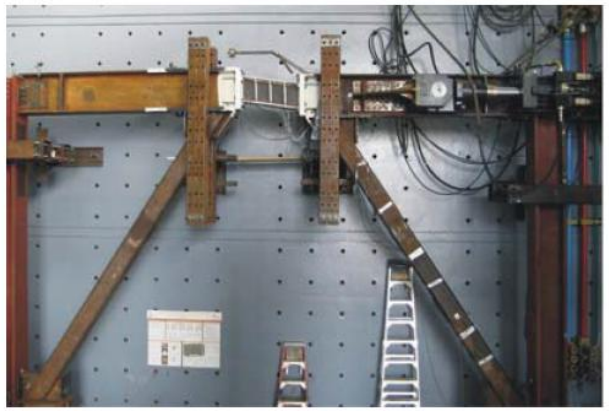
6 storey office/ parking building
Hamilton
Image courtesy of Steltech
Design Management Consultants

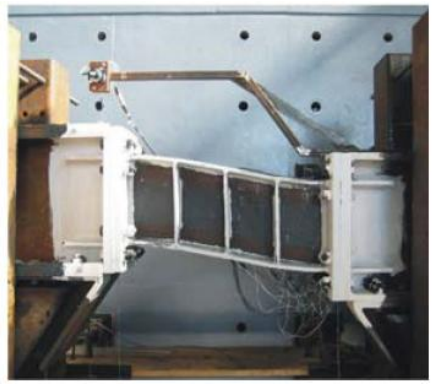




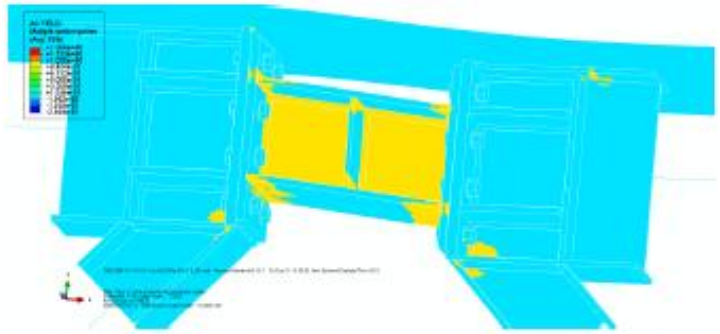
2 storey office building
Christchurch
Image courtesy of Spiire

New Zealand Examples of Eccentrically Braced Frames with Removable Links

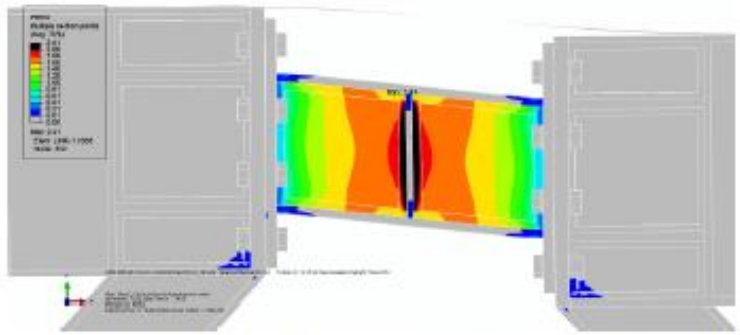




Full scale testing of Links with End Plates (Mansour, 2010)



Active yield flag telling if the material is yielding or not following the last cycle (Mago, 2013)

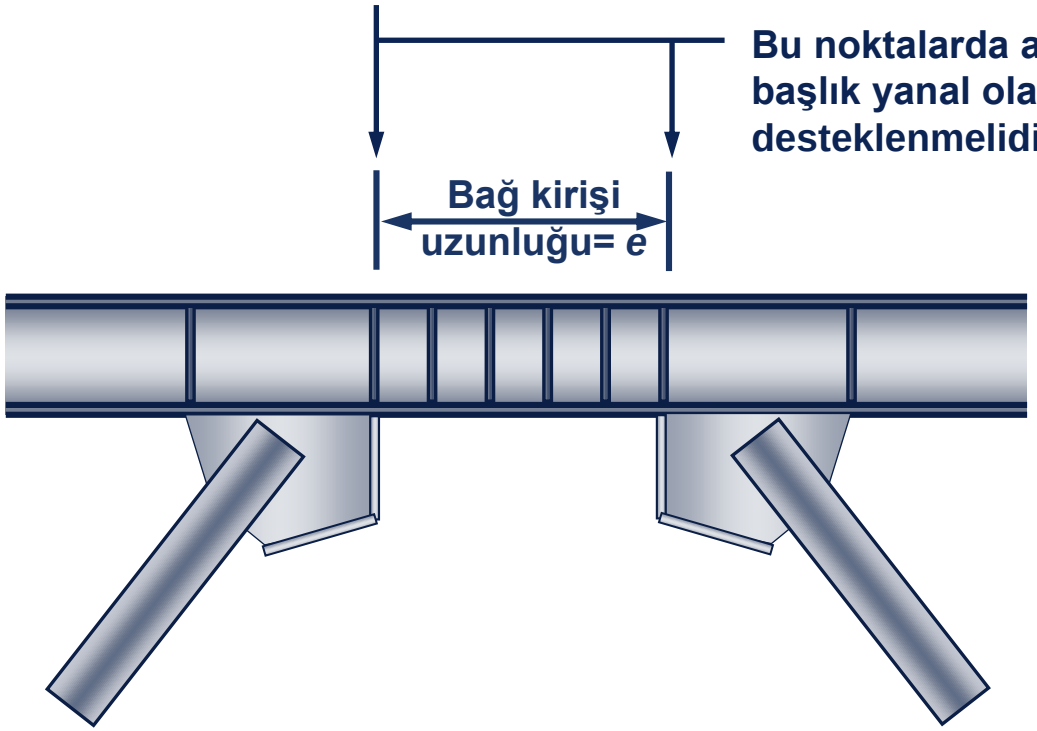


Equivalent plastic strain contour for the last cycle (Mago, 2013)

Yanal Stabilite

Gereken yanal destek dayanımı: $$P_b = 0.06 \frac{[R_y F_y Z]_{Link}}{h_o}$$

h_o = bağ kirişi başlık eksenleri arasındaki mesafe

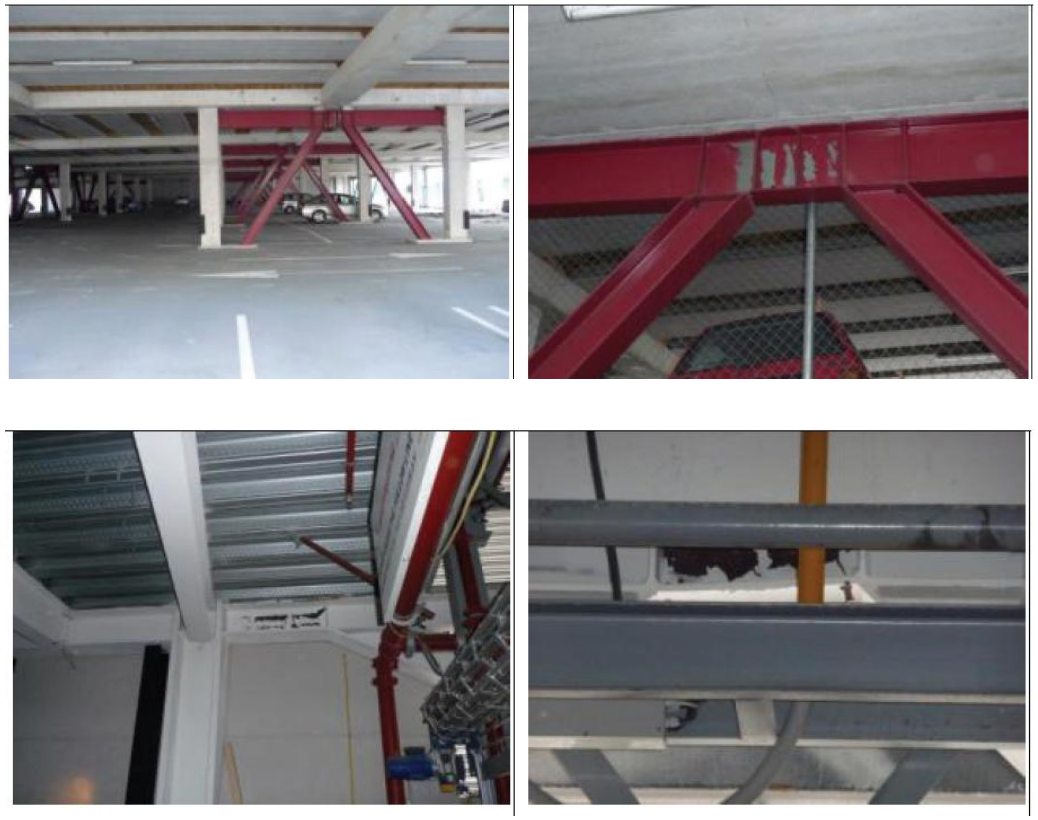


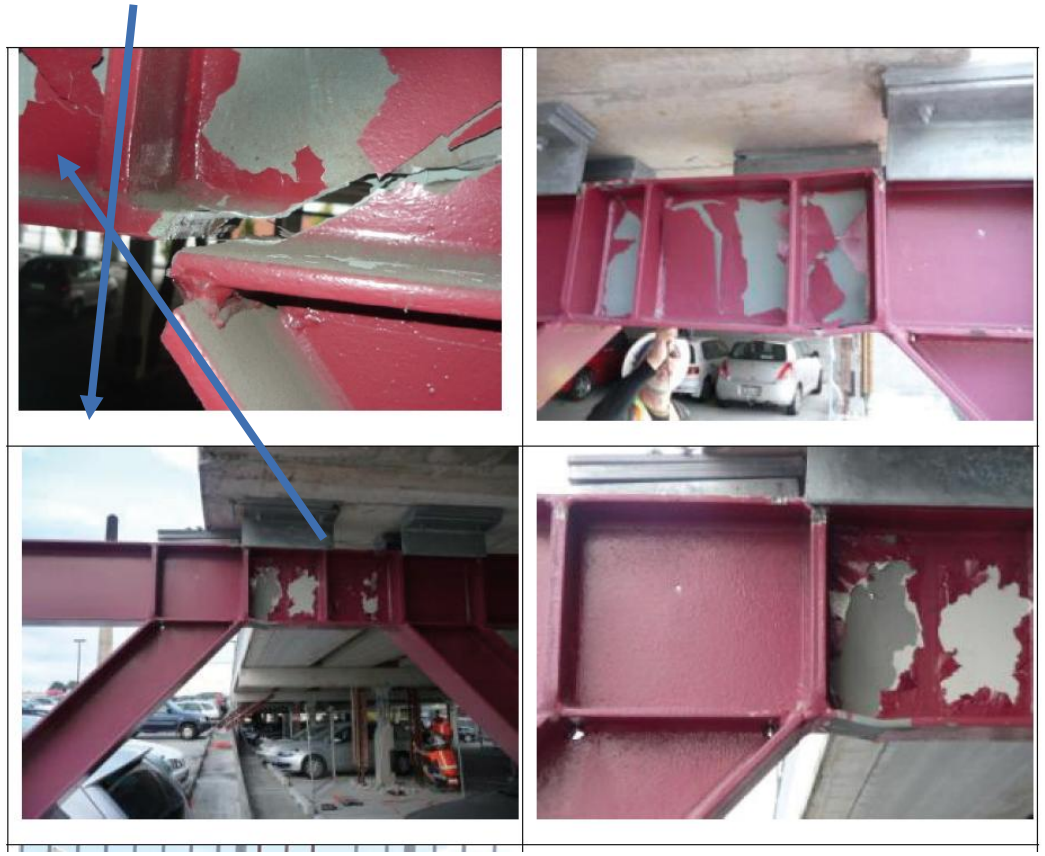
Bu noktalarda alt ve üst başlık yanal olarak desteklenmelidir.



Kaynak: Prof. Dr. M. D. Engelhardt

Cristchurch Depremi Sonrası DMÇÇ Hasarları





Michel Bruneau[1], Charles Clifton[2], Greg MacRae[3], Roberto Leon[4], and Alistair Fussell[5]

3.4 Burkulması Önlenmiş Çaprazlı Çerçevelerde Düğüm Noktaları

BÖÇÇ'de Bağlantı Kuvvetleri

Bağlantılar, çaprazların çekme ve basınçta akma (mekanizma) durumundaki kuvvetleriyle boyutlandırılır.

TBDY 2018

Çekme $T = \omega R_y P_{ysc}$ (9.23)

Basınç $P = \beta\omega R_y P_{ysc}$ (9.24)

ω pekleşme, β basınç düzeltme katsayısı; olası yerdeğiştirme durumu için üretici belirler, β ≥ 1,0. P_{ysc} çekme deneyinden bulunan akma gerilmesiyle hesaplanırsa R_y uygulanmaz (9.9.2.1).

Çapraz uç birleşimleri bu kuvvetlerin **1,1 katıyla** (YDKT; GKT'de 0,7·1,1/1,5) boyutlandırılır (9.9.6.1).

AISC 341-22

Gerekli dayanım = ayarlı çapraz dayanımı / α_s

çekmede $\omega R_y P_{ysc}$, basınçta $\beta\omega R_y P_{ysc}$ (F4.2a, F4.6c.1)

Bu dayanıma ayrıca 1,1 çarpanı uygulanmaz.

β ve ω nitelendirme deneylerinden (F4.5b) bulunur; iki deneyin büyük β değeri alınır, β ≥ 1,0 (F4.2b). Büyük delikli bulonlu birleşimde bulon kayması için P_{ysc}/α_s yeterlidir.

Kaynak: TBDY 2018, 9.9.2.1 ve 9.9.6.1; AISC 341-22, F4.2a, F4.2b ve F4.6c.1. αs = 1,0 (LRFD), 1,5 (ASD).

BÖÇÇ'de Kiriş–Kolon Birleşimi ve Düğüm Noktası Levhası

Kiriş–kolon birleşimi (9.9.5)

(a) Mafsallı: en az 0,025 rad dönme; Ek 9C detayları ya da analitik kanıt.

(b) Rijit: kirişin $1{,}1R_yM_p$ ile kolonların $1{,}1R_y\Sigma M_p$ momentlerinin küçüğü (YDKT).

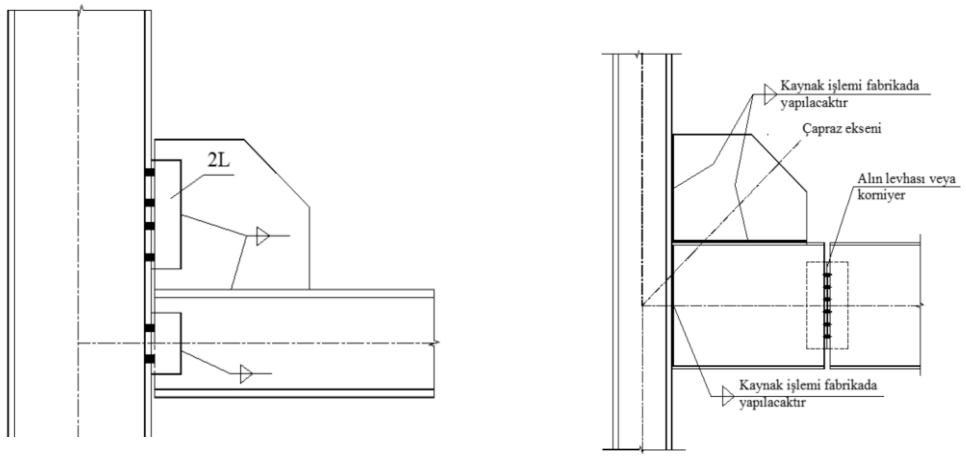
Bu kuvvetler dikme (aktarma elemanı) kuvvetleriyle birlikte değerlendirilir.

Düğüm noktası levhası (9.9.6.2)

Levhanın burkulma sınır durumları kontrol edilir; gerekirse levha yanal olarak desteklenir.

AISC 341-22

Kiriş–kolon birleşiminde aynı seçenekler (F4.6b). Guse levhasının yanal desteği, tasarımın dayandığı deneylerdekiyle tutarlı olmalıdır (F4.6c.2).



(a) Mafs birleşim

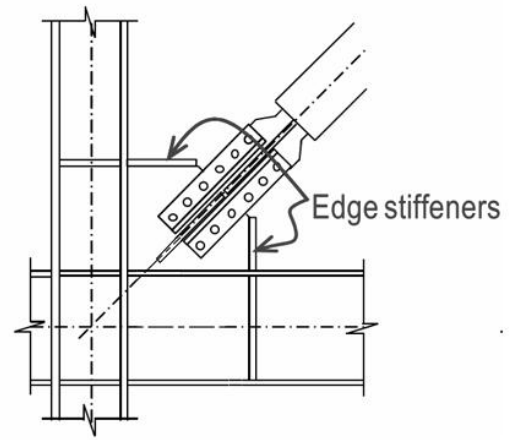
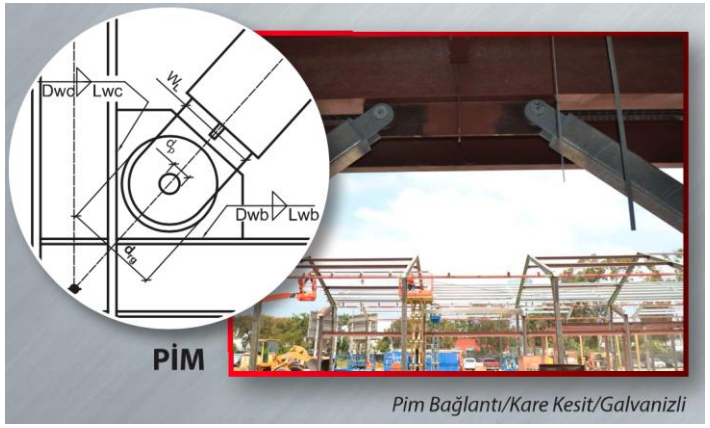


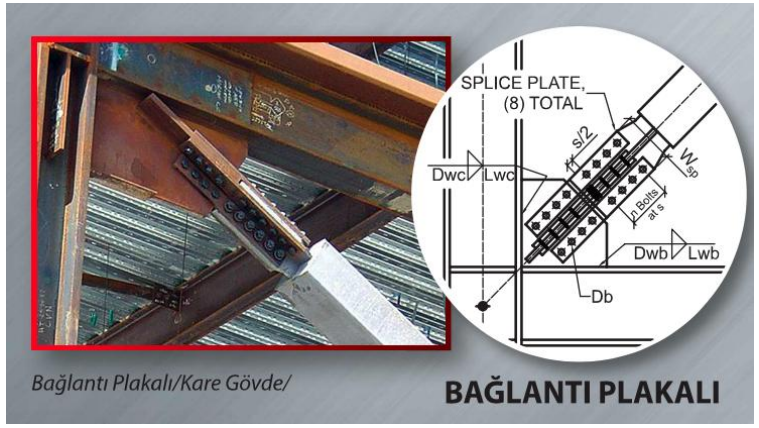
Figure 5. Gusset plate free-edge stiffeners. Hikino, et al. 2013.

TBDY 2018 Ek 9C, Şekil 9C.1 & Bluebook 2019

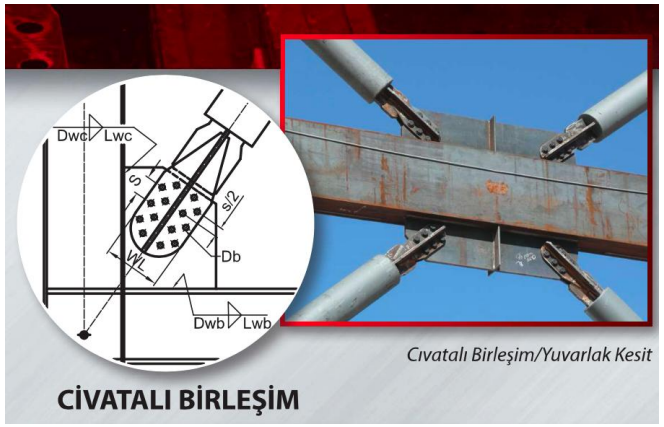
Kaynak: TBDY 2018, 9.9.5, 9.9.6.2 ve Ek 9C; AISC 341-22, F4.6b ve F4.6c.2.

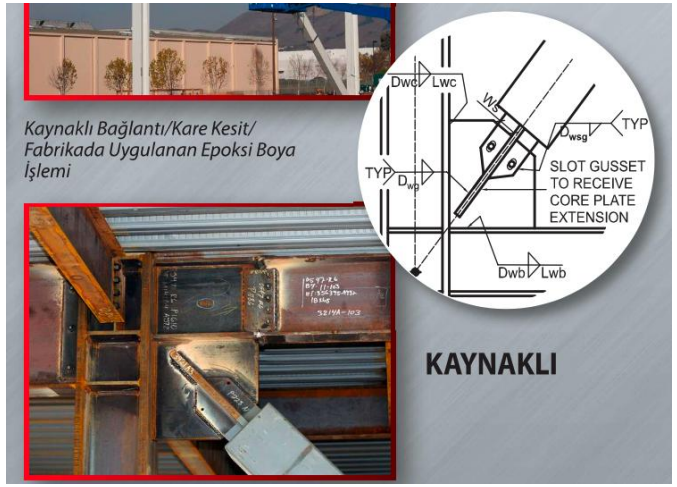
BÖÇ Bağlantı Tipleri





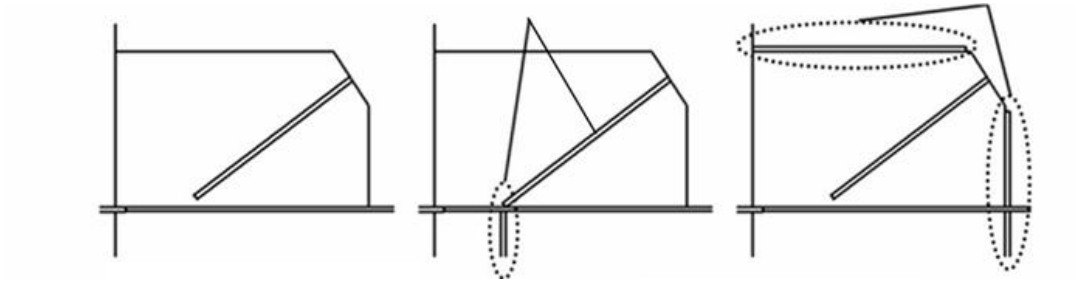






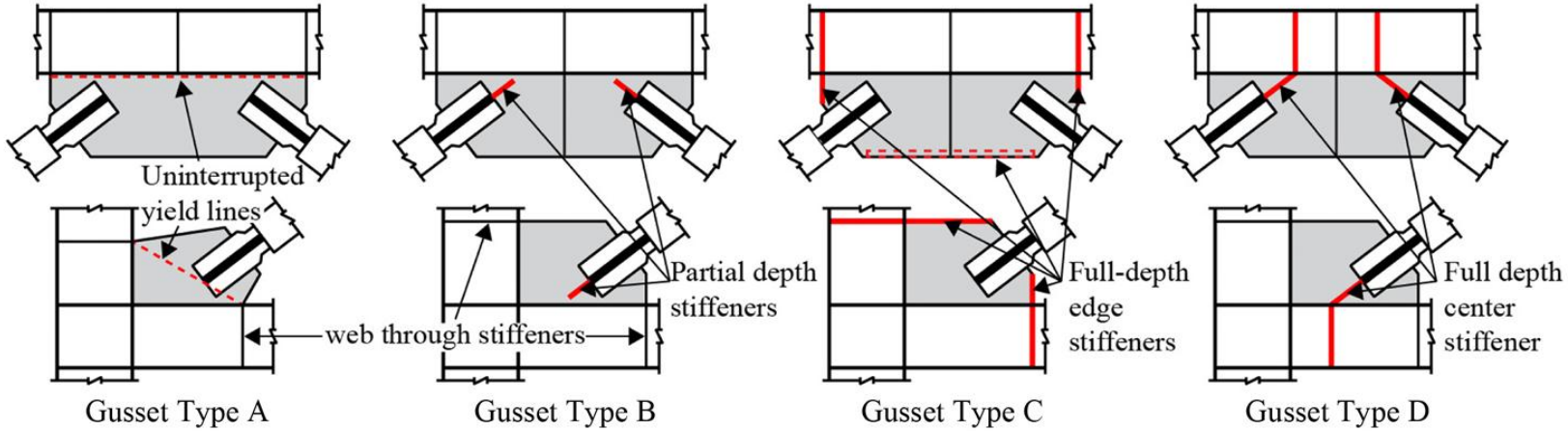
Kaynak: Corebrace Katalog / Web

Düğüm Noktası Levhası Tipleri



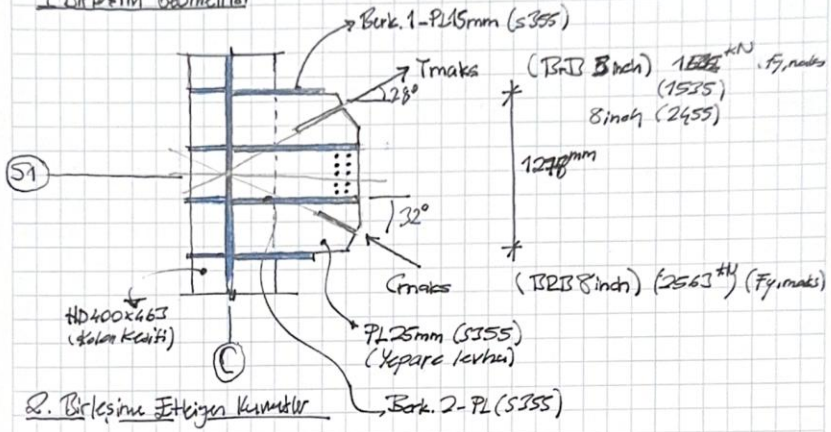
Tip – 1
Düşük Rijit
(ABD/YZ Detayı)

Tip – 2&3
Yüksek Rijit
(Japon Detayı)



PL25mm Gusset Levhası Tasarım Hesapları | TASARIM AMÜ | KONTROL CC | -1-
S1 Aksı 8inch TBRB Birleşimi

1. Birleşim Geometrisi



2. Birleşime Etkiyen Kuvvetler



$M \cong 0 \rightarrow$ Gusset direkt kolon gövdesine bağlı olduğu için.

Durum 1: (8inch + 8inch)

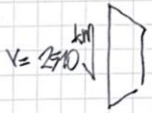
$V = 2455 \times \sin 28 + 2563 \times \sin 72 = 2510\ kN$

$N = -2455 \times \cos 28 + 2563 \times \cos 72 \simeq 0$

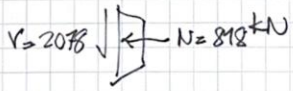
Durum 2:

$V = 1535 \sin 28 + 2563 \times \sin 32 =$

$N = -1535 \cos 28 + 2563 \times \cos 32 = 818\ kN$



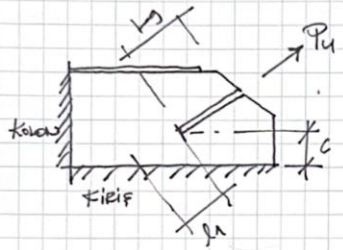
Durum(1)



Durum(2)

PL25mm Gusset Levhası Tasarım Hesapları | TASARIM AMÜ | KONTROL CC | -2-
S1 Aksı 8inch TBRB Birleşimi

3. Gusset levhası Tasarımı



$P_{umaks} = 2563\ kN$ (TBRB 8inch Fy,max Compression)

$L_g = 406\ mm$ (CoreTrace Weld CB Schedules)

$l_1 \cong 200\ mm$

$c \cong 120\ mm$ (maks.)

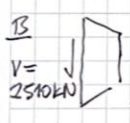
3.1 Kaynak Dayanımı kontrolü

$t_g = 25\ mm$ $\quad F_y = 355\ MPa$

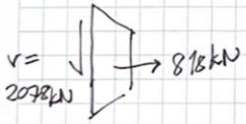
A

$\phi_d = 1$ $\quad \phi V_{mn} = 1 \times 355 \times 2 \times 25 \times 406 = 4303\ kN > P_{umaks} = 2563\ kN$ ... UYGUN ✓

B



$\phi R_n = 1 \times 1250 \times 25 \times 0.6 \times 355 = 3993\ kN > 2510\ kN$ (Durum 1)



$F_r = \frac{2078 \times 1000}{25 \times 1250} \cong 67\ MPa$

$F_u = \frac{818 \times 1000}{25 \times 1250} \cong 26\ MPa$

$\sqrt{26^2 + 1.67^2} = 118\ MPa < 355\ MPa$ UYGUNDUR

3.2. Gusset Kompaktlık Kontrolü

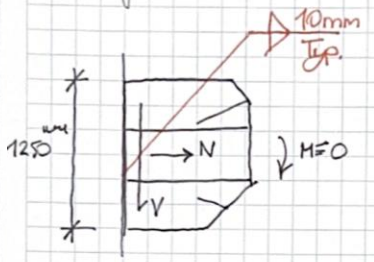
$t_p = 1.5\sqrt{\frac{F_y \cdot c^2}{E\ 1}} = \sqrt{\frac{355 \times 120^3}{200000 \times 2/3}} = 5.87\ mm << 25\ mm$ kompakt

Stabilite kontrolü gerekmez.

Bağıntı Ref: Dowswell 2006 AISC Journal

PL25mm Gusset Levhası Tasarım Hesapları | TASARIM AMÜ | KONTROL CC | -3-
S1 Aksı 8inch. TBRB Birleşimi

(4) Kaynak Dayanımını Kontrolü



Durum(1) $\quad V = 2510\ kN \quad N = 0$

$F_{EXX} = 550\ MPa$

$F_w = 0.6 \times 550\ MPa = 330\ MPa$

$\phi_n = 0.9$

$F_v = \frac{2510}{1250} = 2\ kN/mm$

$\phi R_n = 0.9 \times 330 = 297\ MPa$

$L_w \cong 1250\ mm$

$t_{eff} = 10\ mm$ (1/4 x 0.7)

$F_{VR} = 2 \times 10 \times 297 = 5.94\ kN/mm$ $\quad \theta = 0$

$F_{RN} = 1.5 \times 2 \times 10 \times 297 = 8.91\ kN/mm$ $\quad \theta = 90°$

$5.94\ kN/mm > 2\ kN/mm$ UYGUN.

Durum(2)

$F_{VL} = \frac{V = 2078\ kN}{1250\ mm} = 1.66\ kN/mm \ / 5.94 = 0.28$

$F_{HL} = \frac{N = 818\ kN}{1250\ mm} = 0.65\ kN/mm \ / 8.91 = 0.073$

$\sqrt{0.28^2 + 0.073^2} = 0.29 < 1$ UYGUN.

NOT: TBRB kayrek hesabı CoreTrace firması tarafından yapılmış olup ilgili bölümde tasarım değerleri tablo olarak paylaşılmıştır.

3.5 Kolon Ekleri

Kolon Ekleri — Genel Kurallar

(a) Ekin yeri (9.2.10.1)

Deprem yükü taşıyıcı sistemi dışındaki kolonlar dahil tüm kolonlarda ek, kiriş başlıklarının kolona birleşim düzlemlerinden **en az 1,2 m uzakta** yapılır.

Kolon net yüksekliği **2,4 m'den azsa** ek, **net yüksekliğin ortasında** yapılır.

Gövde ve başlıkları **tam penetrasyonlu küt kaynakla** birleştirilen ek, **kolon enkesit yüksekliğinden** az olmamak koşuluyla daha yakın yapılabilir.

(b) Gerekli dayanım (9.2.10.2)

Ek detayının **gerekli dayanımı**, kolonun boyutlandırılmasında esas alınan iç kuvvet durumu ve ilgili maddelerdeki kurallarla belirlenir.

(c) Ek türü (9.2.10.3)

Ek bulonlu, köşe ve küt kaynaklı yapılabilir. Küt kaynaklı ekte **tam penetrasyonlu küt kaynak** kullanılır (Ek 9A).

Tasarım Kuvvetleri (MÇ)

Kolon ekleri 9.2.10'daki koşulları sağlayacak şekilde boyutlandırılır.

(a) Gerekli eğilme dayanımı

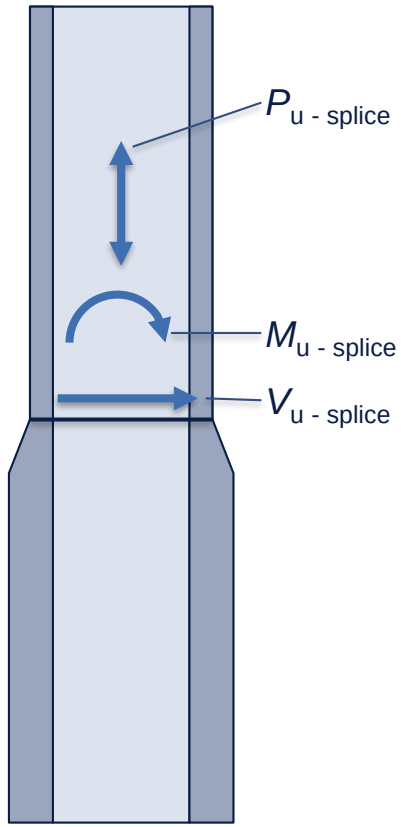
$R_yF_yW_p$ (YDKT) $R_yF_yW_p$ / 1,5 (GKT)

Eklenen elemanlardan küçük enkesitli olanı esas alınır.

(b) Gerekli kesme kuvveti dayanımı

ΣM_{pc} / H_c (YDKT) ΣM_{pc} / 1,5H_c (GKT)

9.3.1.3(a) ve 9.3.1.3(b)'den bulunan kesme kuvvetleriyle birlikte en büyüğü alınır. ΣM_{pc}: eklenen kolonun alt ve üst uçlarındaki kolon eğilme momenti dayanımlarının toplamı.



Arttırılmış etkilerin dikkate alındığı yük birleşimlerinden veya kapasite tasarımı temel alınarak bulunan eksenel kuvvet

$R_yF_yW_{p,min}$ (YDKT)

$\Sigma M_{pc}/H_c$ (YDKT)

Kaynak: Prof. Dr. M. D. Engelhardt

Tasarım Kuvvetleri (MMÇ)

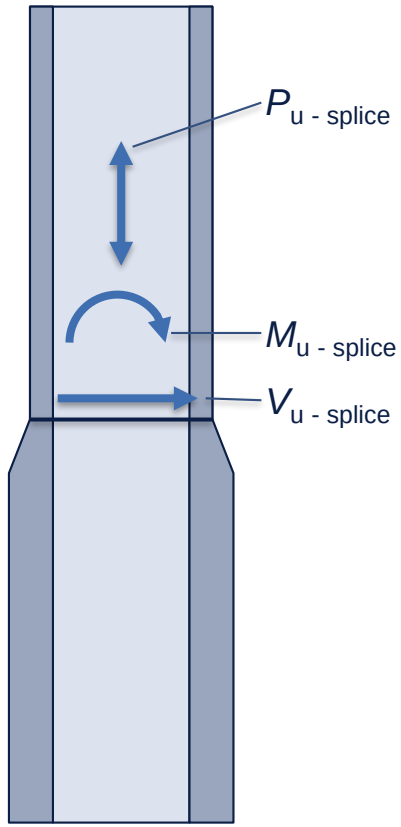
Kolon ekleri 9.2.10'daki koşulları sağlayacak şekilde boyutlandırılır.

(a) Gerekli Eğilme momenti dayanımı

Eklenen elemanlardan küçük kesitli olanının eğilme kapasitesinin %50'sinden az olamaz.

(b) Gerekli kesme kuvveti dayanımı

$\Sigma M_{pc} / H_c$ (YDKT) $\Sigma M_{pc} / 1{,}5H_c$ (GKT)



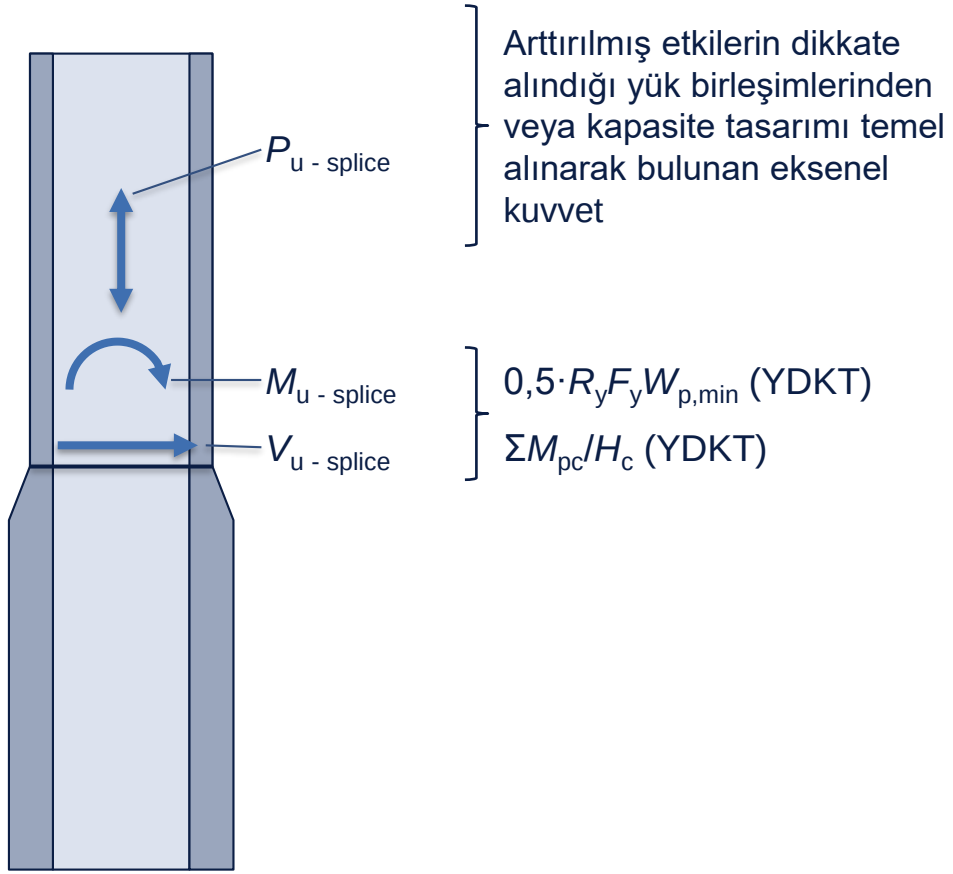
Arttırılmış etkilerin dikkate alındığı yük birleşimlerinden veya kapasite tasarımı temel alınarak bulunan eksenel kuvvet

$0{,}5 \cdot R_y F_y W_{p,min}$ (YDKT)

$\Sigma M_{pc}/H_c$ (YDKT)

Tasarım Kuvvetleri (DMÇ)

Süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çelik çerçevelerin kolon ekleri için 9.6.7'deki koşullar, süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çaprazlı çelik çerçevelerin kolon ekleri için de aynen geçerlidir.



Kaynak: Prof. Dr. M. D. Engelhardt





Prof. Chia-Ming Uang

Teşekkürler

Ahmet Metin Yıldırım

İnşaat Yüksek Mühendisi

YMA Mühendislik + Danışmanlık