

2019 BAŞINDA YÜRÜRLÜĞE GİRECEK TÜRKİYE BİNA DEPREM YÖNETMELİĞİNE İLİŞKİN DEĞERLENDİRME

P. Gülkan
Orta Doğu Teknik Üniversitesi
İnşaat Mühendisliği Bölümü

Başlarken

Ülkemizde yeni inşa edilecek binalar ile mevcut binaların deprem güvenliği açısından değerlendirilmesinde kullanılacak Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY) ve bunun bir parçası olan Türkiye Deprem Tehlikesi Haritası (TDTH) Mart 2018 başında ilgili başbakan yardımcısının katılımıyla AFAD Başkanlığında tertiplenen bir sempozyum vasıtasıyla kamuya tanıtılmış bulunmaktadır.

Basın bildirimlerinden öğrendiğimize göre depremin cana ve mala vereceği zararların asgariye indirilmesi üzerinde çalışmaların yapıldığını anlatan Bakan, "*Türkiye, bu hususta son 15 yılda çok büyük mesafeler almıştır. Ağır bir tecrübe yaşadık. Hatırladığımızda yüreklerimizi burkan bir Marmara depremi var. Orada binlerce canımızı kaybettik. Dahası o depremde canlarımızı kurtarmak için müdahalemiz çok gecikti. Bütün bu geçmişten ders aldık. Çünkü bir deprem öncesinde, esnasında ve sonrasında yapılması gerekenleri en doğru şekilde yapmak için olmazsa olmaz, ilk prensip, iyi bir koordinasyon kurulmasıdır.*" ifadelerini kullandı.

Deprem yönetmeliğinin yeni ayrıntılar içerdiğini vurgulayan Başbakan Yardımcısı, "*Şu andaki mevcut deprem yönetmeliği için çok büyük bir dönüşüm gerçekleştiren yönetmelik değil, eksik noktaları tamamlayan; ahşap, yüksek binalar gibi, deprem izolasyonu kullanılacak binaları, o izolasyonun karakterlerine benzer hususları ihtiva eden bir yönetmelik yenilenmesi de yapıyoruz.*" dedi.

Bu yazı, Sayın Bakanca ilgili bürokrat kişilerce hazırlanıp eline tutuşturulan bilgilerin ışığında yapılan bu beyanın gerçekte pek ilgisinin bulunmadığını göstermek amacıyla hazırlanmıştır. 2011 Kasım ayında AFAD Başkanlığının davetiyle başlatılan 2007 Yönetmeliğinin yeni ihtiyaçlara karşılık verecek şekilde tadil edilmesi projesi gerçekten de bakanın ifadesinde yer alan hedeflere sahipti. Ne var ki 2016'da metin yazımı, 2017'de ise redaksiyonu bitirilen ve yeni adıyla "Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği" olarak anılan bu yönetmelik, hesaplama usulleri bakımından 2007 sürümü ile esasta en ufak bir benzerliği olmayan, hacmen yüzde 200'lük bir genişleme gösteren ve ABD'de İMO'ya denk gelen ASCE'nin hazırladığı bir standardın (TBDY hazırlanırken başvuru zamanındaki doküman ASCE 7-10 idi; bunun yerini ASCE 7-16 almıştır) büyük ölçüde keyfi bir harmanlanmış olan metindir. En büyük problemi deprem yönetmeliklerinin uygulanmayışı olan ülkemiz daha kimsenin günlük kullanıma almadığı "şekil değiştirmeye dayalı" deprem tasarımının yönetmelikte yer bulabilmiş olmasıdır. Daha da vahim olan husus ülkemiz inşaat mühendisliği camiasının önüne konulan TBDY'nin ölçümlene ve denenmişliğinin bulunmayışıdır. Bunun uygulanmasının hangi güvenlik seviyesine denk geldiği merak edilip tespit edilmemiştir. Başka ülkelerin kendi standartları, malzemeleri, yük birleşimleri, normları ve güvenlik seviyelerine göre hassas dengelerle kurdukları hükümleri oldukları gibi alıp yönetmelik kurgulamaya kalkışmak basit ifadeyle "biz Amerika'nın her yaptığını aynen alırız; onlar bu konuda dünyayı yönlendiren ülke olduğu için herkes gibi biz de takipçileri olabiliriz" demektir. Böyle bir felsefeyi ülkenin mühendislik camiası için kabulü imkânsız bir istiskal olarak değerlendirdiğimizi baştan not etmemiz lazımdır. Dünyadaki her ülkenin Amerikan şartnamesini alıp kullanmadığı ayrıca Uluslararası Deprem Mühendisliği Birliği'nin (IAEE) farklı üye ülkelerin deprem şartnamelerini arşivlediği "Regulations for Seismic Design - A World List (2016)" (<http://www.iaee.or.jp/worldlist.html>) adresinden okunabilir.

Daha Yönetmelik'in bina değerlendirmesi ve güçlendirilmesi için tadil edilmiş 2007 sürümünün Türkiye'de temin ettiği (veya edemediği) güvenlik seviyesi anlaşılmadan deprem tasarım sınıfları, yer hareketi tanımları, betonarme, çelik ve diğer inşaat türlerini adeta yönetmelik seviyesinde

yeniden tarif eden, deprem yalıtım sistemleri, yüksek binalar, geoteknik ve temel mühendisliği mülhazalarını Amerika'nın ilgili normlarından alan bir metnin uygulayıcı açısından neyi temsil ettiğinin iyice incelenmesi şarttır. Yazımız gerekçesiz kuru bir itiraz değil, Türkiye'deki inşaat sektörünü toptan ilgilendiren temel bir yönlendirici belgenin taşıdığına inandığımız mahzurlarını şimdiden oraya koymaktır. Savunduğumuz temel tez, mevcut sistemin ülkeye nasıl bir bina stoku kazandırdığını bilmeden sırf Amerika'ya benzeyeceğiz ve onu aşacağız diye yönetmelik değişikliğine gitmenin doğru olmadığıdır.

Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılarla İlgili Yönetmelik'in 1998 sürümünün üzerinden fazla bir zaman geçmeden 1999 depremleri meydana geldi. Bu Yönetmelik'in saha performansını tartma fırsatımız olmadan esasta herhangi önemli bir değişme olmaksızın 2007 eklentileri yapıldı. Değerlendirme ve güçlendirmeyle ilgili Bölüm 7, itiraf etmeliyiz ki ISMEP'in finansmanı için Dünya Bankası'ndan alınan borcun şartlarından birisiydi. Banka verdiği fonların kamu binalarının güçlendirilmesinde ülkemizde o zamana kadar uygulandığı biçimde gelişigüzel usullere göre değil doğruluğu hakkında güven edinilmiş esasların kullanılmasında ısrarcı olmuştu. Daha sonra Bingöl ve Elazığ'da meydana gelen depremlerden ne 1998 tarihli Yönetmelik'in, ne de 2007 tarihli tadilatın saha şartlarında nasıl sonuçlar verdiği hakkında değerlendirmeye yarayan malumat elde edildi. AFAD'ın 2011'de arzuladığı husus ilgili Bakanın tanıtım konuşmasında belirttiği ana başlıkların ele alınmasıydı. Yüksek yapılarla ilgili olarak alelacele hazırlanıp İzmir Büyükşehir Belediyesine münhasıran Bornova-Bayraklı bölgesinde yapılacak kimi yüksek yapıları kapsamı kaydıyla kabul ettirilen tasarım kılavuzu ile İstanbul Büyükşehir Belediyesince kabul edilmeyen oraya mahsus yüksek yapılar tasarım kılavuzlarının şimdi ülke genelinde geçerli olacak Yönetmelik marifetiyle gündeme sokulması çalışmanın başında planlanmış değildi. Bu dönüşüm 5 senelik çalışmanın sonunda belirgin hale gelmiştir.

Deprem tasarım yönetmeliklerinin en güvenilir kalibrasyonu çok sayıda binanın hakiki deprem sırasında gösterdiği performansın değerlendirilmesi yoluyla yapılabilir. Binaların yönetmeliklere tam uygun tasarlandığı ve imal edildiğinden emin olamadığımızdan dolayı yönetmeliklerimiz büyük ölçüde saha teyidinden bağımsız olarak geliştirilmiştir. Mesela 1975 tarihli yönetmelik 1969'da yürürlüğe giren TS500'le uyum göstereceği diye değiştirilmiş, ayrıca 1963 ve 1968 sürümlerinde mevcut bariz temel yanlışlar giderilmiştir (Gülkan, 2000). Yönetmelik'in 1998 sürümü ise dinamik hesap yöntemlerinin buraya dâhil edilmesi ve 1996'da değiştirilen Deprem Bölgeleri Haritasının UBC 91 ile benzerlik gösteren bir tarzda hesaplarda düzenlenmesini sağlamıştır. Ancak bu değiştirmelerin ne sağladığı güvenilir saha verileri olmadığından ortaya konulmamıştır.

Bu yazının hazırlanması, 2019 başında yürürlüğe gireceği kesinleşmiş olan Yönetmelik'in başından beri önce Çalışma Gruplarında, daha sonra da Koordinasyon Komitesinde görev yapmış ve nihai hale getirilmesine kadar çalışmalarda bulunmuş bir kişi tarafından yönlendirilmiştir. Yönetmelik eğer başka bir anlayışla hazırlanmış olsaydı aynı güvenlik seviyesini sağlayacak, çok daha geniş bir kitle tarafından kavranıp uygulanabilecek ve en önemlisi Türkiye'nin inşaat mühendisliği eğitimi veren üniversitelerinin önemli bir kısmında lisans ve lisansüstü seviyede öğretilen bir eser ortaya konulabilirdi. Onun yerine Koordinasyon Komitesi her konuda esas itibarıyla ASCE 7-10 isimli ABD dokümanına göz atmayı ve onun aynısını yapmayı kendine yol gösterici hüküm kabul etmiştir. Türkiye'ye göre çok daha gelişmiş bir ekonominin teknik ihtiyaçlarını karşılamak üzere başka usullerle ortaya konulmuş bir belgeyi çoğu yerde aynı notasyonu da muhafaza ederek benimsemek doğru değildir. Yazımız bu tezi savunmak amacıyla hazırlanmıştır.

İki Kültür Arası Farklar Üzerine Tespitler

ABD yönetmelik ve şartname hazırlamak babında da toplumun diğer dinamiklerinde olduğu gibi devamlı yenilenmek zorunda olan bir ülkedir. Çeşitli meslek kuruluşları (ASCE, ACI (American Concrete Institute), AISC (American Institute of Steel Construction, AISI (American Iron and Steel Institute), TMS (The Masonry Society), IBC (International Building Code), AWC (American Wood Council) isimleriyle örnekleyebileceğimiz kuruluşlar inşaat sektöründeki paylarını korumak ve ilerleyen teknolojiyi bina inşa etme sanatına yansıtmak için teknik komiteler ihdas eder ve bunların

görüşlerinden faydalanır. Bu komitelerin el atabilecekleri sayılması imkânsız pek çok sayıda teknik standart ve başvuru belgesi vardır. Deprem tehlikesinin bertaraf edilmesinde yine merkezi hükümetin bir kurumu olan USGS (US Geological Survey) tarafından üretilen malumat kullanılır. ASTM (American Society for Testing and Materials), NIST (National Institute of Standards and Technology) gibi kaynaklara ilaveten üretici firmaların yayınladıkları malzeme ve usul standartları mevcuttur. Teknik bir insan için ABD’de bulunması imkânsız olan herhangi bir bilgi kaynağı mevcut değildir. Mühendislerin temel eğitimleri ve daha sonraki mesleki gelişmeleri sıkı rekabet şartlarında topluma herhangi bir hukuk davasına takılmaksızın hizmet vermek üzere şekillenmiştir. Federal bir hükümet tarzına sahip olan Amerika’da eyaletler hangi şartname veya yönetmelikleri kullanacaklarına kendileri karar verirler. Bunun ötesinde eyaletler içindeki şehirlerin dahi kendi yetki sahaları içerisinde hangi teknik standartların kullanılmasını talep edeceklerine dair karar alma hakları vardır. Şartnamelerin veya yönetmeliklerin değişmesi değişmeyen kurallara bağlanmıştır. Northridge Depremi sonrasında beklenmedik hasar gören çelik çerçeve birleşimlerinin zayıf noktaları teşhis edilirken kapsamlı deneylere başvuruldu. Orada elde edilen sonuçlar titizlikle değerlendirildikten sonra şartname hükümlerinin hangilerinin nasıl değiştirileceğine karar verildi ve bu ilgili camiada yoruma açıldı ve ancak mutabakat tesis edildikten sonra yürürlüğe sokuldu. İhtimaliyat esaslı USGS haritalarının bina hesabında kullanılmasının kararı verilmesi sırasında yeni hükümlerle birlikte Amerika’nın 15 farklı şehrinde faaliyet gösteren sağlam tasarım bürosuna bu taslak hükümlere göre muhtelif yükseklik ve kullanım sınıfına giren binayı hesaplamaları için proje desteği sağlandı. Hesapların verdiği mali sonuçlar incelendi ve güvenlik değerlendirmesi yapıldı. Yaklaşık olarak AFAD’a denk gelen FEMA hazırladığı bin sayfalık ücretsiz teknik el kitaplarına yeni hükümlere göre nasıl bina hesabı yapılabileceğini ilgili meslek insanlarına aktardı (FEMA, 2012). Mühendislik uygulamalarında imtihanla alınabilen “professional engineer” ve “structural engineer” beratı sahibi olmayanların önemli hiçbir projede “hesaptan mesul mühendis” (“engineer of record”) olamayacağı, mesuliyet sigortası kapsamına alınamayacağı bir ortamda değişiklikler tedricen bu yoldan toplumun hizmetine sunuldu.

Amerika’da mevcut olmayan nesne her şeyi bilen, bildiği için şartnameleri tek başına yazma heveslisi olan, fetva vericisi alim mühendisler ve bilge olduğu tartışılmayan kişilerdir. Amerika, toplumun güvenliği ve sağlığı söz konusu olduğunda bir taraftan ekonomiyi gözetirken diğer taraftan bilim ve teknolojinin ispatladığı yollardan giderek inşa edilen çevrenin meydana getirilmesinde bilgi, birikim, tecrübe ve kabiliyet sahibi herkesi kullanır. Örnek vermek gerekirse ASCE 7-16’nın hazırlanmasında fiilen görev alan insan sayısı 600’ün üzerindedir. İsimleri kitabın başlangıcında verilmiştir. Bu insanlar, yetkilendirilmiş (= profesyonel) tasarım mühendisleri, araştırmacılar, akademisyenler, şartname uygulanmasından sorumlu kamu görevlileri, malzeme üreticisi temsilcileri, şartname hazırlama kuruluşlarının görevlileri gibi farklı kesimleri temsil etmekteydiler. Yönetmeliğe yazılan her hüküm, her denklem ve her inşai talebin bir deney, teori, gözden geçirilmiş belge veya kayıtlı saha tecrübesine dayalı olması şarttır. Kalite temini bu ülkenin bütün teknik hizmet veren sektörünün anayasasıdır. Amerika haksız yere zarara uğradığına inanan her yurttaşın, daha doğrusu tüketicinin, yargıya başvurup hakkını aramasına zemin sunan bir ülkedir. Akıl verip sorumluluktan kaçmak söz konusu değildir. Küçük bir örnek vermek gerekirse sadece ASCE 7-16’daki zaman alanında dinamik hesapla tasarım gerçekleştirmeye ilişkin bütün hükümler yürürlüğe girmeden önce yüz sayfayı aşan bir makale dizisinde meslek camiasının incelenmesine arz edilmiştir [Haselton (2017a, b), Zimmerman (2017), Jarrett (2017)]. Aynı şekilde hesaplarda kullanılan elastik davranışı tadil eden R, rezerv kapasiteyi dikkate alan Ω (bizdeki adıyla D) ve azaltılmış etkilere göre bulunan yer değiştirmeleri tasarım depremi vukubulduğunda meydana gelecek yer değiştirmelere artıran C_d faktörleri tahmine dayalı olarak değil, hesapla ve deneyle geçerliği ispatlanmış tarzda ortaya konulmuştur. (Amerikalı yazarların kendi ifadelerine göre “havağazı ile bilimi ayırt etmek” amaçlanmıştır.) Bu hesaplar yüzlerce başka uzman tarafından yine hesapla denetlenmiş, doğruluğu tespit edilmiştir. Deprem yönetmeliği toplumun kabul edebileceği düzeyde bir risk taşıyacak şekilde ayara tabi tutulmuştur. Hataların, mahkeme kararlarının mahkemelerdeki jürilerce verildiği bu ülkede örtbas edilmesi söz konusu değildir. Verdiği hizmet karşılığında ücret talep eden herkes sorumludur.

Tarif ettiğimiz teknolojik düzeyde bize yön veren ve kendimize örnek kabul ettiğimiz ABD’de resmi yönetmeliklere girmiş bulunan ve adına “Şekil Değiştirmeye Dayalı Deprem Tasarım” usulü henüz yoktur. Onun yerine tarif edilmiş özel durumlarda lineer hesabın yerine ikame edilebilecek

lineer olmayan hesaplama dayalı tasarım vardır. İhtiyari olmak kaydıyla hazırlanan bu kılavuzlar maddeler halinde değil “mühendise serbestlik kazandırma” endişesiyle ortaya konulmuştur. Yapılan hesabın tabiatı icabı malzeme boyutunda elastik sınır ötesi davranışı tarif eden parametreler burada verilmek durumundadır. TBDY'nin de geçerli kabul ettiği henüz düşünce aşamasında bulunan bazı tasarım usulleri Tall Building Initiative (TBI) çalışmaları kapsamında PEER tarafından meslek camiasına sunulmuş bulunmaktadır (PEER, 2010; PEER, 2017). TBI çalışmasının amacı, büyük ölçüde California eyaleti çerçevesinde yüksek binalar için ASCE 7 veya IBC tarzı klasik standart veya şartnamelerin emredici hükümlerine bağlı kalınmaksızın en az bu resmi belgelerin sağlaması beklenen performans eşdeğer performansı elde etmek için meslek camiasınca takip edilebilecek alternatif bazı tasarım esaslarını tartışmaya açmaktır. Resmi bağlayıcı yanı bulunmamaktadır. Şunu da not etmek isteriz ki, depreme dayanıklı tasarımın merkezi olan San Francisco ve Los Angeles şehirlerinde inşa edilen binaların en az yüzde 95'i lineer usullere göre hesaplanmaktadır. Lineer ötesi hesaplama platformlarının kullanıldığı projelerde dahi TBDY'de verilen ve aşağıda ciddi bir şekilde sorgulayacağımız performans sınırları tasarımın tayin edici parametreleri değildir. Mesela LATBSDC (2014) bir “uzlaşma” dokümanından başka bir nesne değildir.

Görüntünün ülkemizdeki durumla temsil ettiği tezadın altını çizmekle yetinmek durumundayız. Artık sadece Cumhuriyet döneminde ülkemizdeki depremlerden canından olan yüzbinlerce insanın uğradığı felaketin kaynağının usulüne göre meydana getirilmemiş, denetlenmemiş, siyasi kaygılarla ilan edilmiş imar afları sonrası başbaşa bırakıldığımız kalitesiz bina stoku olduğunu anlamak lazımdır. Uygulatamadıktan, uygulamayı gerçekleştirecek insan sermayesini layıkıyla eğitemedikten, toplum yararına temin edecek bir sistemi kurgulamadıktan sonra yönetmelik yazmaya öncelik vermenin arabayı atın önüne koymaktan ne farkı vardır? Yıkılan daha çok sayıdaki binanın bu hale gelmesindeki birinci sebebi deprem bölgeleri haritasının eksiklerinde mi aramalıyız? Ülkemizde yaşayan insanların deprem tehdidi karşısındaki maddi riski nedir? Kaybedilen can ve mal sahiplerinin hangisinin hakkını arayabildiğini kendimize sorarak durumu kısmen cevaplamaya çalışabiliriz. Cevap aslında bellidir. Türkiye'nin afet politikaları tersine çevrilmiş önceliklere yer vermektedir. Başkasının geliştirdiği teknik esasları tartmadan, değerlendirmeden, onların sahip olduğu hassas dengeyi gözetmeden, hatta notasyonunu değiştirmeden doğrudan ve harfiyen olmasın diye sırasını değiştirip rötuşlanmış tercüme yoluyla kendimize mal edersek üzerimize oturmaz bir kıyafet elde ederiz. Açılış törenlerinde siyasetçiler bunu övünme meselesi yapabilirler, ancak mühendislerin övünecekleri fazla bir sebep yoktur. Sonuçta ülkenin ihtiyacına karşılık verecekleri iddia edilen hesaplama yazılım platformları getirilir, girdi-çıkıtı arasındaki kara kutuda neler olup bittiğini bilemeyen meslek insanları bina tasarımlarına devam ederler. Hatta kimisi de her nasılsa ve zorlukla Yönetmelik'te kendine yer bulabilmiş (fakat çok sayıdaki denenmiş model hesaplarına dayalı olan) basitleştirilmiş tasarım esaslarına “ama bu ‘üst düzey’ hesaba dayalı değil ki” diye burun kıvrır. Mesela milli marşımızın bestesini Mozart'tan almakla Türkiye'deki müzik kültürünün pek gelişmiş olduğunu iddia edebilir miyiz? Şimdiki durum aynen öyledir. Taklit, çare olamaz.¹

Hâlbuki 2019 Yönetmelik'i ülkemizin inşaat sektörü için bir çıkış olabilirdi. İddialı olabileceğimiz bir alanda bu ülkeye mahsus, yerinde elde edilmiş tecrübeyi yansıtan, kendi yetiştirdiğimiz insan gücünün şuurla uygulayabileceği bir metin çıkarabilir, kimsenin intihalle suçlayamayacağı bir temel teknik eser ortaya koyabilirdik. Onun yerine kendimize göre en son marifetler diye algıladığımız, başka iklimlerde elde edilmiş hükümleri dizmek daha kolay geldi. Yönetmelik'in dayandırıldığı arka plan dokümanlar Tablo 1.1'de sıralanmıştır. Bunların önemli bir kısmı “TS EN” ibaresi ile anılmaktadır. EN, “European Norm” demektir ve Türk Standartlar Enstitüsünün kuruluş gerekçesi olan usul standardı hazırlamak ödevi artık hayalen “AB adayı” olan bir ülkede EN'lerin kendi standartlarımızın yerine kabul edilmesini beraberinde getirdiği için Yönetmelik içine aynen alınmıştır. Ancak, EN'lerin başında gelen Yapılar Üzerindeki Etkiler (prEN 1991), yani

¹ Bunu yazarken AB'ye üye olmayan ülkemizde mahalli idarelere sunulan bina ve diğer yapıların Eurocode hükümlerine göre projelendirilmesine izin verildiğini, ülkemizde üretilen çelik için geçerli olan standartların Avrupa standartları olmasına rağmen 2016 yılında çıkarılan Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esaslarına Dair Yönetmelik'in de büyük ölçüde ANSI/AISC 360-10 standartlarından alınmış bulunduğunu fark etmiyor değiliz. İstihzai tezat dikkatle incelendiğinde görüleceği üzere maalesef yaygındır.

yükler, “Tablo 1.1 Atıf Yapılan Standart, Yönetmelik ve/veya Dokümanlar” arasında yoktur. Onun yerine eski TS 498’den bahis vardır. Farklı bir ifadeyle zorlayıcı hükümleri çoğunlukla Amerika menşeli olan bir teknik dokümanda malzeme kıstasları Avrupa ve hâlihazırdaki Türkiye standartları (TS 500 bunlara dâhildir) ile birlikte adeta bir melanj gibi kullanılmak durumundadır. Yönetmelik Madde 1.1.9 buna açık kapı bırakmaktadır ve Tablo 1.1 orijinal başlıklarıyla hangilerinin makbul olduğunu ilan etmektedir.

TASLAKTIR

Yönetmelik'in Uygulanması Üzerine

2019 başında yürürlüğe girecek olan Yönetmelik, uzun zamandır ülkemizdeki mühendislik uygulamalarının gündeminde bulunan ve bir türlü çözüme kavuşturulmamış “yetkin mühendislik” münakaşasına bir kapalı çözüm getirmektedir (altı çizilmiş kesimler Yönetmelik'te altı çizilmemiş olarak verilmiştir):

1.3. ÖZEL KONULARDA TASARIM GÖZETİMİ VE KONTROLÜ

1.3.1. Tanım

1.3.1.1 – Bu Yönetmeliğin uygulanmasına ilişkin değerlendirme ve tasarım süreçlerinde, özel uzmanlık gerektiren konularda projenin başlangıcından tamamlanmasına kadar ilgili tüm tasarım aşamalarında görev yapacak şekilde, ilgili alanda teorik ve mesleki bilgi ve deneyim sahibi inşaat mühendislerinden “tasarım gözetimi ve kontrolü” hizmeti alınmak zorundadır.

1.3.1.2 – Bu tür hizmetleri yerine getireceklerin eğitim koşulları, mesleki yeterlilik ve deneyim konuları ve bunların belgelendirilmesi ile hizmetin yürütülmesine ilişkin usul ve esaslar Çevre ve Şehircilik Bakanlığı tarafından belirlenir.

1.3.2. Kapsam

Bu Yönetmeliğin uygulanmasında aşağıda (a) ila (g)'de belirtilen konular 1.3.1'de tanımlanan “tasarım gözetimi ve kontrolü” hizmetine tabidir:

- (a) Bölüm 2 kapsamında 2.4.1'de belirtilen Sahaya Özel Deprem Tehlikesi Analizleri*
- (b) Bölüm 2 kapsamında 2.5'e göre Zaman Tanım Alanında Deprem Yer Hareketlerinin Tanımlanması*
- (c) Bölüm 2 ve Bölüm 16 kapsamında 2.4.2 ve 16.5'e göre Sahaya Özel Zemin Davranışı Analizleri*
- (d) Bölüm 5 kapsamında 5.6.6'ya göre Çok Modlu İtme Yöntemleri ve 5.7'ye göre Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi İle Deprem Hesabı*
- (e) Bölüm 13'e göre Yüksek Bina Taşıyıcı Sistemlerinin Deprem Hesabı ve Tasarımı*
- (f) Bölüm 14'e göre Yalıtımlı Bina Taşıyıcı Sistemlerinin Deprem Hesabı ve Tasarımı*
- (g) Bölüm 16 kapsamında 16.10'a göre Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Yapı-Kazık-Zemin Etkileşimi Hesapları*

Demek ki metnin geri kalan kısımlarında yer alan bazı hükümlerin uygulanması “tasarım gözetimi ve kontrolü” yetkisine sahip bazı uzmanların yeşil ışığı olmadan önüne gelen her mühendis tarafından yapılamayacaktır. İlk bakışta arzulanan bir hedeftir. Deprem sonrası gözlem raporlarında hep sözü edilegelen temel hesap ve konstrüktif hatalar mühendislik kültürü ve tecrübesi eksik meslek insanlarınca yapılmaktadır. Mühendislerden diplomalarının ötesinde bazı becerilere de sahip olmalarını temin etmeye yönelik düzenlemelerin neler olacağı ve nasıl hayata geçirileceği, ülke gündemini adamakıllı meşgul etmiştir. İlgili meslek odalarının, üniversitelerin, bakanlıkların yıllardan beri çözmeye muvaffak olamadığı Gordion Düğümü bu yoldan Çevre ve Şehircilik Bakanlığı (ÇŞB) tarafından hazırlanacak bir idari düzenlemeyle yoluna konulacaktır. Böylece Bakanlık “eğitim koşulları” açısından üniversitelerin ve onları düzenleyip denetleyen Anayasa Kuruluşu YÖK'ün önüne geçmekte, “mesleki yeterlik ve deneyim”in ne olacağı ve nasıl tespit edileceği konusunda eğitim ve meslek kuruluşlarının yetkilerini ele geçirmektedir. Bakanlık'ın bir yönetmelik üzerinde çalıştığını kabul etsek bile hazırlanan bu mevzuatın Türkiye'deki diğer yasal çerçeve içine nasıl oturacağı ve yargı sistemince tasdik edilip edilmeyeceği henüz belli değildir. Türkiye'deki bir Yönetmelik'i Amerika seviyesinin ötesine taşıma hevesiyle Türkiye'de (veya yurt dışında) eğitim görmüş kitlenin yüzde 98'ni dışlayan bir metin hazırlamak, iyi niyet ile bağdaşmakta mıdır, emin değiliz. “Tasarım Gözetçisi ve Kontrolörü” unvanına sahip olmak için merkezi bir sınav mı yapılacaktır? Şartların sağlandığını kim, hangi yetkiyle tetkik edecektir? Ruhsatlı sayılmak için hangi mertebede bir başarı sağlamak gerekli olacaktır? Birer haftalık kurslarla mühendisleri arzulanan seviyeye ulaştırmak mümkün müdür? Bu suallerin cevabını Bakanlık'ın düzenlemesinden sonra anlayacağız.

Getirilen “tasarım gözetimi ve kontrolü” düzenlemesini ASCE 7-16’dan çok PEER (2010, 2017) belgelerinde bulmaktayız. Neredeyse kelimesi kelimesine Yönetmelik Bölüm 1.3 burada bulunmaktadır:

8 Project Review

8.1 THE REQUIREMENTS FOR INDEPENDENT PEER REVIEW

Engage independent peer review by one or more individuals acceptable to the Authority Having Jurisdiction and possessing experience and knowledge pertaining to the following items:

- (a) Earthquake hazard definition and selection and modification of ground motions for use in nonlinear response history analysis, including effects of soil–structure interaction if used in the development of ground motions.
- (b) Behavior of structural systems, including foundations and supporting soils, relevant to the building under consideration when subjected to earthquake loading.
- (c) Application of structural analysis software for use in nonlinear response history analysis and interpretation of analysis results.
- (d) Expertise in the use of physical tests to develop structural analysis models and associated acceptance criteria if such development will be required for the project.
- (e) The requirements of these Guidelines as they pertain to design of the type of structure under consideration.

Commentary: *Tall building design commonly entails advanced analysis of a structural system with design complexities that cannot be fully envisioned in the writing of a design guideline. Independent peer review brings subject-specific expertise and broadened perspective to identify material, configuration, and loading aspects of a building that warrant special attention. Design in accordance with these Guidelines also requires judgments that fall outside the prescriptive requirements of conventional designs, creating challenges for design review by the Authority Having Jurisdiction. For these reasons, most building departments require independent peer review when designs are submitted for permit under*

Metin parçasını tercüme etmeye gerek yoktur. Görüldüğü gibi Amerika’daki uygulama da bağımsız, yani denetledikleri projelerle menfaat alışverişinde bulunmayan müşavirlerin hizmetine muhtaçtır. Burası anlaşılır husustur. Ancak göze görünmeyen bir buzdağının alt kısmı mevcuttur. Amerika’daki mühendisler meslek icra ettikleri eyaletlerin valileri tarafından belirli sınavlarda başarılı olduktan sonra kendilerine tevcih edilen “professional engineer (PE) (yetkilendirilmiş/ruhsatlandırılmış mühendis)” ve “structural engineer (SE)” (münhasıran bina ve yapı üzerinde uzmanlaşmış mühendis) unvanlarına sahip olmak mecburiyetindedir. PE, ancak basit yapılarda proje mesulü olabilir. Yapı deyince akla gelen her bina veya diğer mühendislik kuruluşu SE tarafından tasarlanır veya denetlenir. İnşaat mühendisleri için SE unvanı mesleki olgunluğun ve şartname ve teknolojiye vukufun işareti sayılır. Toplumun ve tüketicinin meslek insanlarından güvenli ve kaliteli hizmet satın alması için ihdas edilen bu dereceler toplumun menfaatine yönelik iyi sonuçlar verdiği için devam ettirilmiştir.

Meslek insanları meydana gelebilecek istisnai durumlarda tüketicinin zarar görüp yargıya gitmesi halinde kendilerini maddi bakımdan korumak amacıyla mesleki sorumluluk sigortası satın alırlar. Hekimler başta olmak üzere geçimini meslek icra ederek kazanan bütün gerçek ve tüzel kişilerin bu sigortası vardır. Mesleki sorumluluğun çarpıcı bir örneği Morgenstern (1995) tarafından hikâye edilmiştir. Ülkemizin yasal mevzuatı buna göre tanzim etmeden Amerika benzeri bir tasarım

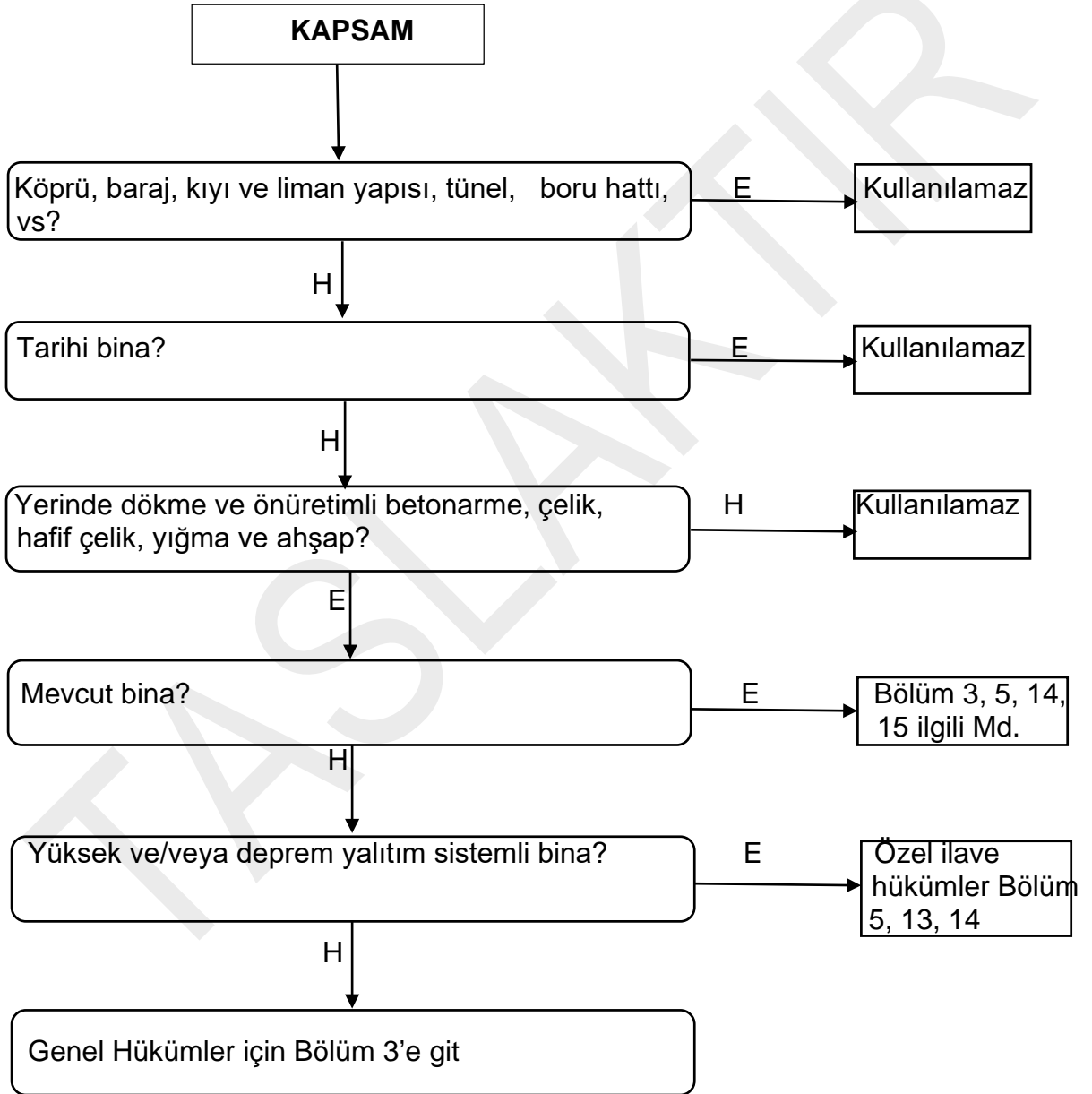
gözetimcisi tarif etmek adeta alt yapısı tamamlanmamış yeni işkolu açmaya benzemektedir. İstanbul gibi büyük şehirlerde son yıllarda sayıları artarak inşa edilen yüksek binalar veya çok yatak kapasiteli şehir hastanelerinin ihtiyacı acaba mesleki vasıfları belirsiz ve keyfi kurallara göre tayin edilmiş “deprem sanayici”lerine mi tevdi edilecektir (Gülkan, 2010)? Bu kişiler yön verecekleri projelerin kusurlu olması halinde ne ölçüde sorumluluk altına girecektir? İhtilaflar mevcut ticaret mevzuatı dâhilinde mi hukuki sonuca bağlanacaktır? Ümit edilir ki Çevre ve Şehircilik Bakanlığının hukuki düzenlemeleri bu endişeleri boşa çıkaracak tedbirleri düşünmüş olacaktır.

TASLAKTIR

Yazının Yapısı

TBDY (2018) incelendiğinde ilk bakışta nereden zuhur ettiği belli olmayan ve birbirlerine birçok alt kısımda çapraz atıf veren birçok denklem, tablo ve şekil görülecektir. Bu görüntünün eleştirisini getirirken aynı denklem, tablo ve şeklinin ASCE 7-16'daki görüntüsünü de yanına koyacağız. Böylece metin Türkçe'ye intibak ettirilirken esastaki arka plan hükümlerin de değiştirilip değiştirilmediği okuyan tarafından anlaşılacaktır.

Uygulamada yardımcı olması için bazı basitleştirilmiş ve teferruata girmeyen akış diyagramlarını vermek faydalı olacaktır:



**BÖLÜM 3:
GENEL HÜKÜMLER**

Bina Kullanım Sınıfı (BKS): Tablo 3.1

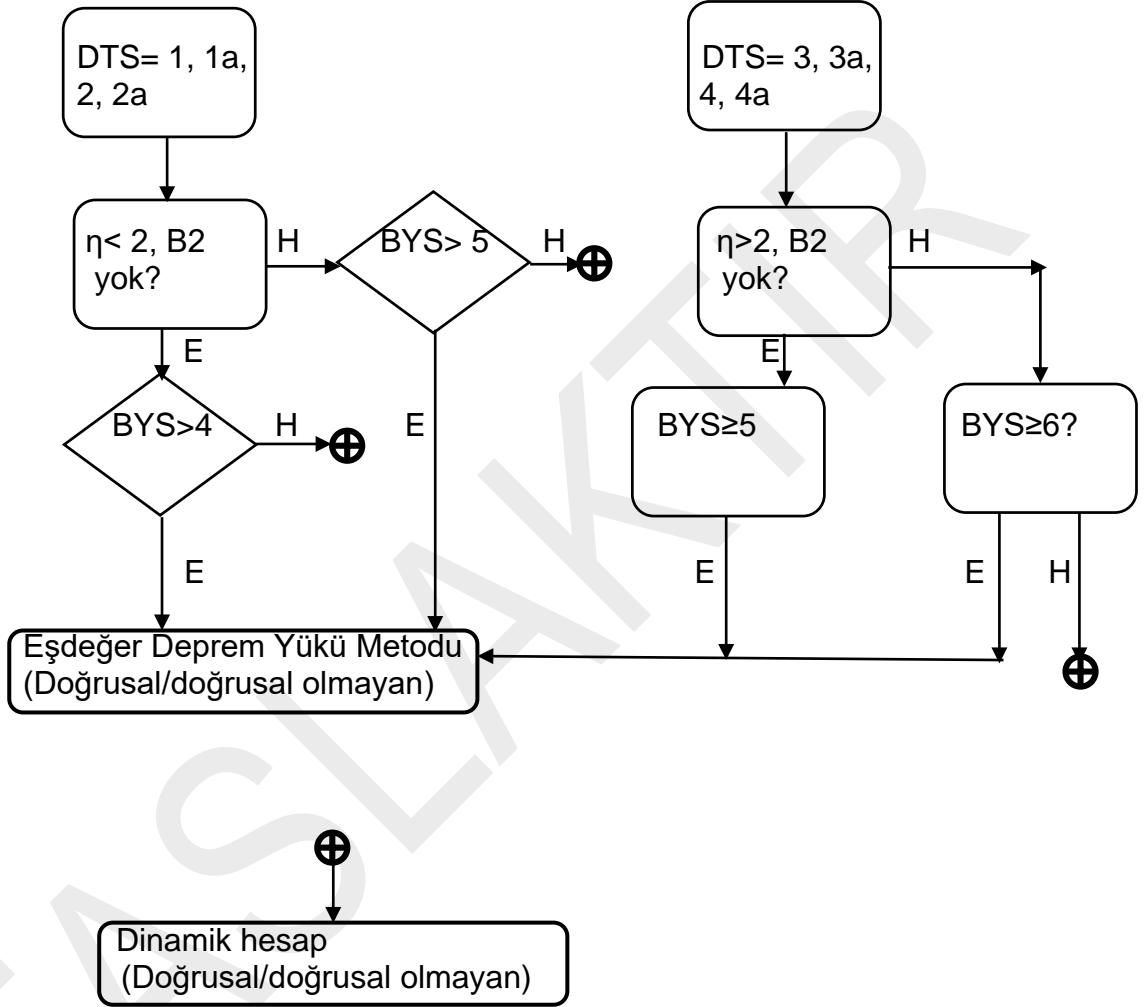
DD-2 Deprem Yer Hareketi Düzeyi ve Bina Kullanım Sınıfına (BKS) bağlı olarak Deprem Tasarım Sınıfını (DTS) tayin et: 1, 1a, 2, 2a, 3, 3a, 4, 4a: Tablo 3.2

Bina yükseklik aralığı ve Deprem Tasarım Sınıfına göre Bina Yükseklik Sınıfını (BYS) tayin et: Tablo 3.3

Taşıyıcı sistemin yataydaki (A) ve düşeydeki (B) düzensizlikleri mevcutsa bunları hesapla.

Dayanıma göre tasarım (DGT) veya şekil değiştirmeye göre değerlendirme ve tasarımdan (ŞGDT) birini seç.

**DAYANIMA GÖRE TASARIM
ESASLARI**



ASCE 7'nin Yapısına Dair Tarihçe

TBDY'nin detaylı incelemesine başlamadan önce bunun dayandığı kısaca ASCE 7 diyeceğimiz Amerikan belgesini menşei ve kendisini ana hatlarıyla tarif etmek gerekir. Ekleriyle beraber 800 sayfayı aşkın sayfada iki sütunlu tertiplenmiş olan bu doküman çok sayıda başka teorik ve teknolojik çalışmanın son kırk yıldaki evriminin sonucudur. Yine de ASCE 7'nin bir "standart" olduğunun altını çizmemiz lazımdır. Kendi başına hukuki manada şartname değildir. Şartname görevini yerine getiren IBC'in (International Building Code) gelişimi paralel olsa da farklı bir yol takip etmiştir. IBC de bir "model" şartnamedir. Başka bir deyişle aynen Eurocode'da olduğu gibi madde ve boşlukları mantık kuralları içinde değiştirilir veya doldurulursa farklı hukuki ortamlarda uygulamaya sunulabilir (Gülkan and Reitherman, 2015). IBC, lüzum gördüğü yerde ve ölçüde ASCE 7'ye yer verir.

ABD'de deprem tasarımına ilişkin ilk hükümler 1951'de Structural Engineers Association of Northern California (SEAONC) ve ASCE'nin San Francisco şubesi tarafından hazırlanan "Ayrıbasım 66" diye anılan teknik belgede yer aldı. Zamanına göre ileri düşünceler taşıyan bu belge söz konusu ülkede müteakip kırk yıldaki tasarım esaslarının belkemiğini teşkil etti. California eyaletinin kuzey ve güney bölgelerindeki şubelerinin tamamını teşkil eden Structural Engineers Association of California bir Sismoloji Komitesi meydana getirdi ve bu komite 1959 yılında bina tasarımında alınacak yatay kuvvetleri "Recommended Lateral Force Requirements" (kısaca "Mavi Kitap" olarak bilinir) başlığı ile yayınladı. Bu belge 1999 yılına kadar belirli aralıklarla yenilenmiş ve her yeni baskısı ABD'nin batısında kullanılan model şartnameyi temsil eden Uniform Building Code (UBC) için dayanak olmuştur. Ne var ki 1964 Alaska ve 1971 San Fernando depremleri sırasında ağır hasara uğrayan ve aşikar biçimde yetersiz performans gösteren betonarme binalar için sadece yatay kuvvetlerin verilmesinin yeterli olmayacağı anlaşılınca ABD'deki milli araştırma destek kurumu olan NSF, ATC isimli kuruluşa geliştirilmiş deprem tasarım hükümleri geliştirme görevini tevdi etti. Bu proje 1978'e gelindiğinde 200den fazla deprem mühendisliği uzmanının ortak çalışmasıyla ortaya kısaca ATC 3-06 diye anılan "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings (Binalar için Deprem Tasarımı Geliştirilmesine Yönelik Geçici Hükümler)" dokümanı çıktı. Burada yer alan hükümler zaman içinde yapılan teorik, deneye dayalı araştırmalar ve saha tecrübesiyle daha iyi hale getirildi.

ATC 3 projesinin başarıyla sonuçlanmasından sonra buradaki yaklaşımın daha sonraki düzenlemelere esas teşkil etmesine karar verildi. Deprem tehlikesinin azaltılması programı NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program) sorumlusu olan (AFAD dengi) FEMA, Building Seismic Safety Council (BSSC) ile anlaşarak ATC 3 hükümlerini uygulayıp deneme tasarımları yapılmasını sağladı. Meydana getirilen karma ekipler 1985 yılında "NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings" başlığı altında toplanan örnek tasarımları mühendislik camiasının faydalanması için ortaya koydu. Bu arada NEHRP hükümleri her üç yılda bir yenilenmekteydi. SEAOC'nin Mavi Kitabı UBC'nin arkaplanını teşkil etmeye devam etmekle beraber Building Officials Conference of America (BOCA) ya ait "National Building Code" ve Standard Building Code (SBC), 1991 NEHRP hükümlerini kendi şartnamelerine sırayla 1993 ve 1994 yıllarında dâhil ettiler. "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures" başlıklı dokümanı hazırlayan ASCE 7 aynı şekilde 1991 NEHRP hükümlerine yer verdi.

Bina şartnamelerindeki dağınıklığı dikkate alan UBC'nin sahibi ICBO, BOCA ve SBC sonunda bunları konsolide ederek 2000 yılından itibaren International Building Code (IBC) başlığı altında tek bir şartname yayınlamak kararı aldılar. Bunu yaparken IBC2000'deki deprem hesabı hükümlerini 1997 NEHRP maddelerinden aldılar. Böylece SEAOC Mavi Kitabı artık kullanılmaz hale gelmiş oldu.

1997 NEHRP hükümlerinde bazı önemli değişikliklerin yanısıra o zamana kadar kullanılan deprem haritasının yerini USGS tarafından hesaplanmış üniform tehlike seviyesindeki spektral ivme katsayıları bulunmaktaydı. 1998 sürümü ASCE 7 de aynı yolu takip etmekte gecikmedi. 2006 sürümü IBC de deprem tasarımı maddelerinde ASCE 7'ye doğrudan gönderme yaptı. Bu husus IBC 2009 ve 2012'de de yer almıştır.

IBC'nin deprem tasarımı ile ilgili hükümleri doğrudan ASCE 7'ye atıf yapmak suretiyle düzenlemesi üzerine BSSC'nin Maddeleri Yenileme Komitesi (PUC) 2009'da deprem ile ilgili NEHRP Hükümlerini doğrudan ASCE 7-05'e gönderme yaptıktan sonra gerekli gördüğü tadilatı kayda geçirme yolunu seçti. Dolayısıyla 2009 tarihli NEHRP Hükümlerinin Kısım 1'i ASCE 7-05'de yapılmasını öngördükleri değiştirmeleri kapsamaktaydı. Bu tadilat ve ASCE 7'nin kendi Deprem Altkomitesinin uygun gördüğü diğer değişiklikler ASCE 7-10'un ilgili kısımlarını meydana getirdi. PUC ayrıca ASCE 7-05'in deprem hükümlerine ilişkin Yorumlarını 2009 NEHRP'nin Kısım 2'si olarak açıkladı. Aynı belgenin Kısım 3'ü PUC tarafından o sıralarda ortaya çıkmaya başlamış fakat henüz olgunlaşmamış yeni araştırma ve teknolojilere yer verilmekteydi. Buna paralel olarak 2009 NEHRP Hükümleri bir şartname veya standart lisanından daha çok ilgili mesleki camianın faydalanabileceği bilgi kaynağını teşkil etmekteydi.

2015 NEHRP Hükümleri de aynı belgenin 2009'deki yapısındadır. İki adet Ek'e sahip olan Kısım 1, ASCE 7-10'da yapılması tavsiye edilen teknik tadilatıdır. (Bu değişiklikler büyük ölçüde ASCE 7-16'da yer almaktadır.) Kısım 2, ASCE 7-10'daki tadilatın gerekçelerini anlatan genişletilmiş ve yenilenmiş yorumlardır. Yenilenmiş kısımlar nonlinear dinamik hesap, deprem yalıtımı, ilave enerji yokedici sistemler ve yapı-zemin etkileşmesi başlıkları altındadır. Ayrıca yeni zemin parametreleri tabloları, inşa yerine özel spektrum çıkarılmasına ilişkin hükümler, lineer hesaplar için yenilenmiş maddeler, diyafram hesapları ve sıvılaştırılabilir zeminler üzerindeki yapıların hesabı için özel hükümler dâhil edilmiş durumdadır.

2015 NEHRP Hükümlerindeki Kısım 3, beş adet arkaplan makaleye yer vermektedir. PUC önce 2009'daki arkaplan makaleyi ele almış ve bunların bazılarını Kısım 1'de yapılan tavsiyeler için gerekçe olarak göstermiştir. Bazı makalelere ise artık ihtiyaç kalmadığı için yer verilmemiştir.

Günümüzde ABD'de depreme dayanıklı bina tasarımı yapacak bir mühendis önce o binanın yer aldığı belediye hudutları içinde geçerli olan şartnameye gider. Bu şartname genelde IBC'dir, fakat mahalli belediye tarafından değiştirilmiş maddeleri olabilir. Deprem hesabıyla ilgili olan şartname hükümleri (deprem tehlikesi, hesap kuvvetlerinin bulunması, detaylandırma hususları, v.b.) genellikle ASCE 7'nin ilgili hükümleridir. ASCE 7 malzeme ile ilgili maddeler ve inşai detaylandırma hususları için ACI, AISC, AISI, AWC veya TMS gibi kuruluşların geçerli şartnamelerine işaret eder. Böylece binanın meydana getirilmesinde mevcut, üzerinde mutabakat temin edilmiş bir bilgi ve tecrübe havuzundan faydalanılmış olur.

TBDY, bütün ana noktalarda ASCE 7-10 üzerine kuruludur. Görüleceği gibi bu belge dahi aradan geçen altı sene içinde değiştirilmiş bulunmaktadır. ABD'de ise şartname hükümlerinin eksik kısımları eğer yeni saha gözlemleri veya araştırma sonuçlarıyla ortaya çıkarsa onun da intibakı kolayca yapılabilir çünkü yapı esnektir. Ülkemizde son defa esaslı değiştirilen Yönetmelik'in 1998 tarihli olduğunu hatırlayacak olursak 21 senelik (1998 - 2019) değiştirme fasılasının hele ASCE 7'de değişimler yapılırsa değişen ihtiyaçlarımıza cevap vermeyeceğini görebiliriz. TBDY'ndeki başka mahzurlu noktalara sırası geldikçe aşağıda temas edeceğiz.

ASCE 7'deki Güvenlik Hedefi

Başlangıçta ASCE 7 nin ilan ettiği güvenlik hedefi dikkate alınan azami yer hareketi depremi (İngilizce baş harfleriyle MCE) sırasında göçmenin meydana gelmemesidir. Bu hedef göçme ihtimali cinsinden ifade edilmek istenirse 50 yıllık referans süresi içinde aşılma ihtimalinin yüzde 2 olduğu deprem yer hareketidir. 2015 Hükümlerinin kaleme alınması sırasında göçme ihtimal değeri sıradan binalar için 50 senelik süre zarfında yüzde 1'e çekildi. Yer hareketinin aşılması ile binanın göçmesi

aynı şeyler değildir çünkü ilki mutlaka ötekini tetiklemez. Artık risk tabanlı MCE_R hareketi hesabı yapılmış bir binanın referans süresi içinde maruz kaldığı yer hareketinin bu eşiği aşması halinde göçme ihtimalinin yüzde 10 olması olarak tarif edilmektedir. Başka bir ifadeyle hesaplanan sadece yer hareketine ilişkin aşılma ihtimali değil onun sonucu binanın göçme konumuna ulaşmasıdır. Pratik sonuçlardan birisi, yer hareketinin “geometrik ortalama” (iki dik bileşenin çarpımlarının karekökü) değil azami bileşene göre belirlenmesi olmuştur. TDTH’nin “üniform” tehlike, buna karşılık kullanacağımız hükümlerin “risk tabanlı tehlike” (risk-adjusted maximum considered earthquake (MCE_R)) olmasının hesaplarda getireceği farklar üzerinde durulmayacaktır çünkü buna ilişkin bir çalışmanın mevcudiyeti tarafımızca bilinmemektedir. “Deprem tehlikesi haritası MCE_R değil ama siz bununla idare edin” anlayışıyla devam edilmektedir.

ABD’de kullanılan deprem tehlikesi haritası ile TBDY’nin altlığı olarak uygulanacak harita arasında önemli bir fark daha vardır. Amerikan haritasının hazırlanması sırasında kabul edilmiş esasa göre ihtimaliyat teorisine göre bulunmuş olan harita spektral ordinatları muayyeniyet (tayin edilmişlik veya determinizm)² esaslarına göre hesaplanmış ordinatları 0.2 s periyotta 1.5 g ve 1.0 s periyotta 0.6 g değerlerini aşıyorsa o takdirde daha az olan muayyeniyet değerleri kullanılır. TDTH’ye bakılacak olursa S_s ve S_l değerlerinin (alt indis “s” ve “l”nin İngilizcedeki “short” = kısa ve “long” = uzun kelimelerinin baş harfi olduğu not edilmelidir) 1.5 g ve 0.6 g değerlerini aştığı adamakıllı geniş coğrafi bölgeler olduğu görülecektir. Şimdiki haliyle bina hesabına elvermeyen bu spektrum değerlerinin nasıl olup da boyutlandırmada kullanılacağı henüz Türkiye’deki geniş mühendislik camiasınca idrak edilmiş değildir. Acaba ülkemiz lüzumu yokken toprağa bir metre daha uzun donatı çubuğunu gömmeli midir?

Mahalle mahsus (“site specific”) deprem tehlikesi hesapları Türkiye’de ayrı bir iş kolu haline getirilmiştir. Önemi haiz her projede 2019 Yönetmeliği de o projenin bulunduğu coğrafi koordinata mahsus özel bir deprem tehlikesi hesabı yapılmasını talep etmektedir. Hâlihazırda Yönetmelik’in atfı verdiği tehlike haritası ve farklı zemin profilleri için hesapta kullanmak üzere spektrumların çizildiği bilgi kaynağı Türkiye Deprem Tehlike Haritası (TDTH) olmaktadır ve bu haritanın ilgili malumatı <https://tdth.afad.gov.tr/> adresinde mevcuttur. Bu kaynak varken zaman ve bedel harcamaksızın oranın kullanılması varken bir de arsa mahalline göre “uzman”ların hazırlayacağı raporlara göre tasarım yapma yolu tercih olunmaktadır. Bunun uygulamada doğuracağı karmaşa ileride çok baş ağrıacaktır. Temel bilim felsefesi ve bilimsel metod ölçülerine göre ister ihtimal hesaplarına göre, ister tayin edilmişlik esaslarına göre yapılmış olsun deprem tehlikesi hesabı bilimsel değildir çünkü doğru veya yanlış olduğunun ispatlanması mümkün değildir (Gülkan, 2013). Deprem tehlikesinin miktarını ifade ediyor diye önüne getirilen rakamları tartışılmaz dini kaidelerin gösterdiği sayıların gibi görenlerin öğrenmesi gereken ders budur.

Ülkemizde tipolojileri belirlenmiş bina gruplarının çökme ihtimalleri pek çok sayıda yer hareketine bağlı biçimde hesaplanmış değildir. Onun için AFAD tarafından 2018 içinde ilan edilmiş bulunan Türkiye Deprem Tehlikesi Haritasının (TDTH) hangi bina için hangi göçme ihtimalini temsil ettiği belirsizdir çünkü ülkemizdeki geçerli yönetmeliklere göre hesaplanmış farklı türlerdeki genelleştirilmiş farklı zemin profilleri üzerinde inşa edilmiş bina tipleri farklı yer hareketlerine göre hesaplanıp performansları değerlendirilmemiştir. Amerikan yönetmeliğinin altlığını anlatırken buna yeniden dokunacağız.

ASCE 7’de karşılaşılan doğrusal iki metod da aynı tasarım spektrumunu kullanır. USGS tehlike haritalarına bağlı olarak çizilmiş elastik spektrum R (reduction = azaltma) faktörlerine

² Maalesef bazı Türkçe metinlerde içi boş özentiyile olsa gerek “probabilistik” ve “deterministik” diye anılan hesap sonuçları yerine “eski” olsalar da lisanımıza uygun ihtimaliyet/muayyeniyet ibarelerini kullanmak tercihindeyiz. Determinizm, belli hazırlayıcı sebeplerin hep aynı sonuca götüreceği inancını kendine temel edinmiş felsefi bir akımdır. Sonuçta belirli boydaki bir kısmı kırılan bir fayın ana kayada doğuracağı yer hareketi eldeki yer hareketi tahmin denklemleri kullanılarak hep aynı değerde hesaplanır ve tasarımda kullanılır. Önceleri yer hareketi tahmin denklemlerinin ortalamasının yüzde 50 fazlası hesaplarda kullanılırken ASCE 7-10’dan itibaren ortalamaya bir standart sapma değeri ilave edilip hesaplara alınmaktadır.

bölünerek tasarım spektrumu elde edilir. ASCE 7 için R, 1.25-8 aralığında, TBDY içinse 2.5-8 aralığındadır. ASCE 7'nin hesap tasarımı "MCE_R" olarak adlandırılan ve itibari mevhumla her 2500 senede tekrarlanması muhtemel depreme denk gelen yer hareketi spektrumunun 2/3 ile çarpılmış halidir. Böylece elastikten tasarım spektrumuna geçişte 1.88-12 aralığında R katsayıları kullanılmış olmaktadır. ASCE 7'nin felsefesi, ABD'nin farklı deprem alanlarındaki³ riski dengelemek olduğu için ilk bakışta ters görünen hesap usulünü kullanmaktadır. TBDY ise farklı sınıflardaki binalar için farklı deprem yer hareketi tekrür süreleri kullanmaktadır. Bu konuya da aşağıda ayrıca dokunacağız.

R faktörü birkaç esas kaynağa sahiptir. Sönümün tasarım depremi sırasındaki davranış sırasında hesaplarda alınan yüzde 5'ten fazla olması, yapı elemanlarının sahip olduğu süneklik ve yük ve malzeme faktörlerinin yazılı kapasitenin sahici kapasitenin altındaymış gibi hesaplanmasına yol açması R'yi gerekli ve haklı hale getirir çünkü aksi takdirde binaları ekonomik sınırlar içinde kalarak tasarlamak ve inşa etmek imkânsız hale gelir. Binayı meydana getiren yük taşıyıcı elemanların karşılaşması gereken deprem etkileri veya (eşdeğer statik kuvvet metodu kullanılmışsa) kuvvetleri yatay hareketin doğurduğu etkilerin düşey hareketin doğurduğu etkilerle birleştirilmiş toplamıdır. Zeminin düşey hareketinin etkisi yatayın belirli bir oranı olarak ifade edilir. Hatırda tutulması şart olan bir başka husus da ABD ve Türkiye arasında birim yük değerleri ve bunların mesela TS500'de gösterilen katsayılarındaki farklardır.

Kısaltmayı temin için metnin aşağıdaki kısımlarında ASCE 7 için "Standart", Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği için de "Yönetmelik" ibarelerini kullanacağız.

³ ABD'nin en çok deprem tehlikesine maruz bulunduğu bilinen eyaleti California olmakla beraber 1811-12 yıllarında tarihe "topoğrafyayı değiştiren ve çok yıkıcı" kaydıyla geçen (Missouri, Kentucky-Tennessee eyaletlerinin bölgesindeki) New Madrid depremi geniş bir alanı etkilediğinden ötürü seyrek fakat büyük depreme maruz bu bölge ile daha sık fakat devasa olmayan depremlere maruz bulunan California ve Washington gibi eyaletlerdeki riski aynı seviyeye çekmek için düşünülmüş bir ölçekleme usulüdür. New Madrid'in efsane yanları ağır basan bir deprem olduğunu ve jeolojik yapının bahsi geçen yıkıcılıkta bir depreme yol açamayacağını iddia eden deprem bilimcileri de vardır.

Tasarım Adımları ve Akış Şeması

Hesabı yapılacak herhangi bir bina Standartta Taşıma Gücü Esaslarına göre boyutlandırılacaksa deprem etkilerinin bulunduğu ana yük kombinasyonları aşağıdaki gibi alınacaktır:

$$6. 1.2D + E_v + E_h + L + 0.2S$$

$$7. 0.9D - E_v + E_h$$

Burada D ve L, sabit ve hareketli yükleri, S kar yükünü, E_h ve E_v ise depremin yatay ve düşey bileşenlerinin etkisini temsil etmektedir. Yönetmelik ise aynı konuda Kısım 5'te:

5.2.2. Deprem Etkisinin Diğer Etkilerle Birleştirilmesi

5.2.2.1 – Taşıyıcı sistem elemanlarının değerlendirilmesinde esas alınmak üzere, deprem etkisinin, düşey yük etkisi ile birleşimi **Denk.(5.1)**'te tanımlanmıştır:

$$G + Q_e + 0.2S + E_d^{(H)} + 0.3E_d^{(Z)} \quad (5.1)$$

Burada G sabit yük etkisini, S kar yükü etkisini, E_d^(Z) ise 4.4.3'e göre belirlenen düşey deprem etkisini göstermektedir. *Etkin hareketli yük etkisi*, **Tablo 4.3** ile tanımlanan *Hareketli Yük Kütle Katılım Katsayısı n* kullanılarak Q_e = nQ olarak hesaplanacaktır. Yatay deprem etkisi E_d^(H) 5.2.2.3'te tanımlanmıştır.

ifadesini kullanmıştır. Buradaki yük çarpanlarının nasıl tayin edildiği meçhul değildir; Standart'tan aynen alınmıştır.

Yönetmelikte herhangi bir binanın hangi detayda ve hangi metotlara göre hesaplanacağı bir takım parametrelerin yardımıyla tayin edilmektedir. Deprem Tasarım Sınıfları'nın belirlenmesine esas olmak üzere binanın bulunduğu mahal için belirlenmiş deprem yer hareketine denk gelen yüzde 5 sönüm için 0.2 s (S_s) ve 1.0 s'deki (S₁) spektral ivmeler TDTH'den alınmakta⁴, bu ivmeler inşaat yerindeki zemin profiliyle ilişkilendirilip bir takım faktörlerle tadil edilmektedir. Yönetmelik dört ayrı deprem yer hareketi düzeyi tarif etmiştir: seyrek vuku bulan ve en kuvvetli yer hareketi DD-1 (dizayn depremi) olarak adlandırılmakta, en sık vuku bulan ve en az şiddetteki yer hareketi ise DD-4 olarak tarif edilmektedir. Bunlara atfedilen "tekerrür süreleri" ve 50 yıllık bir zaman aralığında "vuku bulma ihtimalleri" şöyledir:

| <u>Deprem Tanımı</u> | <u>Tekerrür Aralığı (Yıl)/50 Yılda Aşılma İhtimali</u> |
|----------------------|--|
| DD-1 | 2475 / (0.02) |
| DD-2 | 475 / (0.1) |
| DD-3 | 72 / (0.5) |
| DD-4 | 43 / (0.68) |

S_s ve S₁ aşağıdaki tarzda tadil edilmekte ve hesaplarda kullanılmaktadır (Yönetmelik, Denklem 2.1):

$$S_{DS} = S_s F_s$$

$$S_{D1} = S_1 F_1$$

⁴ tdth.afad.gov.tr adresine TC numarası ile girmek gereklidir.

Aynı denklemler Standartta (11.4-1) ve (11.4-2) olarak karşımıza çıkmaktadır, ayrıca kısa ve uzun periyottaki spektral ivmeleri tadil eden zemin profiline bağlı faktörler F_a ve F_v olarak yazılmıştır. Ancak değerler yer yer farklıdır:

Tablo 2.1 – Kısa periyot bölgesi için Yerel Zemin Etki Katsayıları

| Yerel Zemin Sınıfı | Kısa periyot bölgesi için Yerel Zemin Etki Katsayısı F_s | | | | | |
|--------------------|---|--------------|--------------|--------------|--------------|-----------------|
| | $S_s \leq 0.25$ | $S_s = 0.50$ | $S_s = 0.75$ | $S_s = 1.00$ | $S_s = 1.25$ | $S_s \geq 1.50$ |
| ZA | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| ZB | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 |
| ZC | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.2 | 1.2 | 1.2 |
| ZD | 1.6 | 1.4 | 1.2 | 1.1 | 1.0 | 1.0 |
| ZE | 2.4 | 1.7 | 1.3 | 1.1 | 0.9 | 0.8 |
| ZF | Sahaya özel zemin davranış analizi yapılacaktır (Bkz.16.5). | | | | | |

Tablo 2.2 – 1.0 saniye periyot için Yerel Zemin Etki Katsayıları

| Yerel Zemin Sınıfı | 1.0 saniye periyot için Yerel Zemin Etki Katsayısı F_1 | | | | | |
|--------------------|---|--------------|--------------|--------------|--------------|-----------------|
| | $S_1 \leq 0.10$ | $S_1 = 0.20$ | $S_1 = 0.30$ | $S_1 = 0.40$ | $S_1 = 0.50$ | $S_1 \geq 0.60$ |
| ZA | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| ZB | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| ZC | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 1.4 |
| ZD | 2.4 | 2.2 | 2.0 | 1.9 | 1.8 | 1.7 |
| ZE | 4.2 | 3.3 | 2.8 | 2.4 | 2.2 | 2.0 |
| ZF | Sahaya özel zemin davranış analizi yapılacaktır (Bkz.16.5). | | | | | |

Table 11.4-1 Short-Period Site Coefficient, F_a

Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE_R) Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period

| Site Class | $S_s \leq 0.25$ | $S_s = 0.5$ | $S_s = 0.75$ | $S_s = 1.0$ | $S_s = 1.25$ | $S_s \geq 1.5$ |
|------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| A | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| B | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 |
| C | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.2 | 1.2 | 1.2 |
| D | 1.6 | 1.4 | 1.2 | 1.1 | 1.0 | 1.0 |
| E | 2.4 | 1.7 | 1.3 | See Section 11.4.8 | See Section 11.4.8 | See Section 11.4.8 |
| F | See Section 11.4.8 | See Section 11.4.8 | See Section 11.4.8 | See Section 11.4.8 | See Section 11.4.8 | See Section 11.4.8 |

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_s .

Table 11.4-2 Long-Period Site Coefficient, F_v

| Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE_R) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period | | | | | | |
|--|----------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|----------------------------------|
| Site Class | $S_1 \leq 0.1$ | $S_1 = 0.2$ | $S_1 = 0.3$ | $S_1 = 0.4$ | $S_1 = 0.5$ | $S_1 \geq 0.6$ |
| A | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| B | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| C | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 1.4 |
| D | 2.4 | 2.2 ^a | 2.0 ^a | 1.9 ^a | 1.8 ^a | 1.7 ^a |
| E | 4.2 | See | See | See | See | See |
| | | Section | Section | Section | Section | Section |
| | | 11.4.8 | 11.4.8 | 11.4.8 | 11.4.8 | 11.4.8 |
| F | See | See | See | See | See | See |
| | Section | Section | Section | Section | Section | Section |
| | 11.4.8 | 11.4.8 | 11.4.8 | 11.4.8 | 11.4.8 | 11.4.8 |

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_1 .

^aAlso, see requirements for site-specific ground motions in Section 11.4.8.

Zemin profili adlandırmaları ve sınıf sayısı aynı olmakla beraber bunların kayma dalgası hızları ve diğer göstergeleri TDTH'nin hesaplarının dayandığı profillerle tam aynı değildir: Tablolardaki genlik küçültme/büyütme faktörlerinin Yönetmelikte kullanım doğrulanması sadece ASCE-7'dendir. Orası öyle dediği için aktarılmıştır.

Tablo 16.1 – Yerel Zemin Sınıfları

| Yerel Zemin Sınıfı | Zemin Cinsi | Üst 30 metrede ortalama | | |
|--------------------|---|-------------------------|-----------------------------------|-----------------------|
| | | $(V_s)_{30}$ [m/s] | $(N_{60})_{30}$ [darbe /30 cm] | $(c_u)_{30}$ [kPa] |
| ZA | Sağlam, sert kayalar | > 1500 | – | – |
| ZB | Az ayrışmış, orta sağlam kayalar | 760 – 1500 | – | – |
| ZC | Çok sıkı kum, çakıl ve sert kil tabakaları veya ayrışmış, çok çatlaklı zayıf kayalar | 360 – 760 | > 50 | > 250 |
| ZD | Orta sıkı – sıkı kum, çakıl veya çok katı kil tabakaları | 180 – 360 | 15 – 50 | 70 – 250 |
| ZE | Gevşek kum, çakıl veya yumuşak – katı kil tabakaları veya $PI > 20$ ve $w > \% 40$ koşullarını sağlayan toplamda 3 metreden daha kalın yumuşak kil tabakası ($c_u < 25$ kPa) içeren profiller | < 180 | < 15 | < 70 |
| ZF | Sahaya özel araştırma ve değerlendirme gerektiren zeminler: 1) Deprem etkisi altında çökme ve potansiyel göçme riskine sahip zeminler (sıvılaşabilir zeminler, yüksek derecede hassas killer, göçebilir zayıf çimentolu zeminler vb.), 2) Toplam kalınlığı 3 metreden fazla turba ve/veya organik içeriği yüksek killer, 3) Toplam kalınlığı 8 metreden fazla olan yüksek plastisiteli ($PI > 50$) killer, 4) Çok kalın (> 35 m) yumuşak veya orta katı killer. | | | |

Table 20.3-1 Site Classification

| Site Class | \bar{v}_s | \bar{N} or \bar{N}_{ch} | \bar{s}_u |
|---|---|-----------------------------|-----------------------------------|
| A. Hard rock | >5,000 ft/s | NA | NA |
| B. Rock | 2,500 to 5,000 ft/s | NA | NA |
| C. Very dense soil and soft rock | 1,200 to 2,500 ft/s | >50 blows/ft | >2,000 lb/ft ² |
| D. Stiff soil | 600 to 1,200 ft/s | 15 to 50 blows/ft | 1,000 to 2,000 lb/ft ² |
| E. Soft clay soil | <600 ft/s | <15 blows/ft | <1,000 lb/ft ² |
| F. Soils requiring site response analysis in accordance with Section 21.1 | Any profile with more than 10 ft of soil that has the following characteristics: — Plasticity index $PI > 20$, — Moisture content $w \geq 40\%$, — Undrained shear strength $\bar{s}_u < 500$ lb/ft ² | | |
| | See Section 20.3.1 | | |

Note: For SI: 1 ft = 0.3048 m; 1 ft/s = 0.3048 m/s; 1 lb/ft² = 0.0479 kN/m².

Bina Kullanım Sınıfları (BKS), binaların kullanım amaçlarına bağlı olarak Tablo 3.1’de tanımlanmıştır:

Tablo 3.1 – Bina Kullanım Sınıfları ve Bina Önem Katsayıları

| Bina Kullanım Sınıfı | Binanın Kullanım Amacı | Bina Önem Katsayısı (I) |
|----------------------|---|-------------------------|
| BKS = 1 | Deprem sonrası kullanımı gereken binalar, insanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar, değerli eşyanın saklandığı binalar ve tehlikeli madde içeren binalar a) Deprem sonrasında hemen kullanılması gerekli binalar (Hastaneler, dispanserler, sağlık ocakları, itfaiye bina ve tesisleri, PTT ve diğer haberleşme tesisleri, ulaşım istasyonları ve terminalleri, enerji üretim ve dağıtım tesisleri, vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, ilk yardım ve afet planlama istasyonları) b) Okullar, diğer eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri, vb. c) Müzeler d) Toksik, patlayıcı, parlayıcı, vb. özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar | 1.5 |
| BKS = 2 | İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar Alışveriş merkezleri, spor tesisleri, sinema, tiyatro, konser salonları, ibadethaneler, vb. | 1.2 |
| BKS = 3 | Diğer binalar BKS=1 ve BKS=2 için verilen tanımlara girmeyen diğer binalar (Konutlar, işyerleri, oteller, bina türü endüstri yapıları, vb.) | 1.0 |

Standart benzer bir tasnif yapmaktadır, ancak Bina (veya risk gruplaması) Kullanım Sınıfları ters sıralanmış (Tablo 1.5-1), önem katsayıları da ayrı bir tabloda başka yükleme durumlarını gösterecek şekilde dahil edilmiştir (Tablo 1.5-2):

Table 1.5-1 Risk Category of Buildings and Other Structures for Flood, Wind, Snow, Earthquake, and Ice Loads

| Use or Occupancy of Buildings and Structures | Risk Category |
|--|---------------|
| Buildings and other structures that represent low risk to human life in the event of failure | I |
| All buildings and other structures except those listed in Risk Categories I, III, and IV | II |
| Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial risk to human life | III |
| Buildings and other structures, not included in Risk Category IV, with potential to cause a substantial economic impact and/or mass disruption of day-to-day civilian life in the event of failure | |
| Buildings and other structures not included in Risk Category IV (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, hazardous waste, or explosives) containing toxic or explosive substances where the quantity of the material exceeds a threshold quantity established by the Authority Having Jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released ^a | |
| Buildings and other structures designated as essential facilities | IV |
| Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial hazard to the community | |

En sağdaki sütununda depremi öngören Önem Katsayısı Standart hükmü şöyledir:

Table 1.5-2 Importance Factors by Risk Category of Buildings and Other Structures for Snow, Ice, and Earthquake Loads

| Risk Category from Table 1.5-1 | Snow Importance Factor, I_s | Ice Importance Factor—Thickness, I_t | Ice Importance Factor—Wind, I_w | Seismic Importance Factor, I_e |
|--------------------------------|-------------------------------|--|-----------------------------------|----------------------------------|
| I | 0.80 | 0.80 | 1.00 | 1.00 |
| II | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| III | 1.10 | 1.15 | 1.00 | 1.25 |
| IV | 1.20 | 1.25 | 1.00 | 1.50 |

Note: The component importance factor, I_p , applicable to earthquake loads, is not included in this table because it depends on the importance of the individual component rather than that of the building as a whole, or its occupancy. Refer to Section 13.1.3.

Görüldüğü gibi deprem hesabı için Yönetmelik Tablo 3.1, Standart Tablo 1.5-1 ve 1.5-2'yi birleştirmiş "Risk Category" I ve II'yi BKS = 3 olarak adlandırmıştır.

Yönetmelik Deprem Tasarım Sınıflarını tarif ederken ASCE 7'den ayrılmaktadır. Standart tasarıma esas teşkil eden yer hareketinin parametrelerini sırasıyla

$$S_{DS} = 0.67 F_a S_s \quad \text{ve}$$

$$S_{D1} = 0.67 F_v S_1$$

diye verirken Yönetmelik'teki DD-1 depremindeki yer hareketinin 2/3üne işaret etmektedir. Yönetmelik ise bunları tekrür süresi 475 sene olan DD-2 depremindeki yer hareketinin mahalli jeolojiyle düzeltilmiş katları şeklinde kabul etme yolunu seçmiştir:

$$S_{DS} = F_a S_s \quad \text{ve}$$

$$S_{D1} = F_v S_1$$

Biz burada $S_{DS/DD-1} = 1.5 S_{DS/DD-2}$ eşitliğinin doğruluğunu konu etmeyeceğiz.

Tasarımda takip edilecek usulü belirleyen Deprem Tasarım Sınıfı (DTS), Bina Kullanım Sınıfı ile Yönetmelik Tablo 3.2'de gösterildiği şekilde ilişkilendirilmiştir.

Tablo 3.2 – Deprem Tasarım Sınıfları (DTS)

| DD-2 Deprem Yer Hareketi Düzeyinde Kısa Periyot Tasarım Spektral İvme Katsayısı (S_{DS}) | Bina Kullanım Sınıfı | |
|--|----------------------|------------|
| | BKS = 1 | BKS = 2, 3 |
| $S_{DS} < 0.33$ | DTS = 4a | DTS = 4 |
| $0.33 \leq S_{DS} < 0.50$ | DTS = 3a | DTS = 3 |
| $0.50 \leq S_{DS} < 0.75$ | DTS = 2a | DTS = 2 |
| $0.75 \leq S_{DS}$ | DTS = 1a | DTS = 1 |

Bu kavram Standart'ta şöyle ifadesini bulmaktadır (tasarım daha zorlayıcı olan sınıfa göre yapılmalıdır):

TABLE 11.6-1 Seismic Design Category Based on Short-Period Response Acceleration Parameter

| Value of S_{DS} | Risk Category | |
|----------------------------|----------------|----|
| | I or II or III | IV |
| $S_{DS} < 0.167$ | A | A |
| $0.167 \leq S_{DS} < 0.33$ | B | C |
| $0.33 \leq S_{DS} < 0.50$ | C | D |
| $0.50 \leq S_{DS}$ | D | D |

TABLE 11.6-2 Seismic Design Category Based on 1-s Period Response Acceleration Parameter

| Value of S_{D1} | Risk Category | |
|-----------------------------|----------------|----|
| | I or II or III | IV |
| $S_{D1} < 0.067$ | A | A |
| $0.067 \leq S_{D1} < 0.133$ | B | C |
| $0.133 \leq S_{D1} < 0.20$ | C | D |
| $0.20 \leq S_{D1}$ | D | D |

Deprem Tasarım Sınıfı (= “Seismic Design Category”) A, gereklerin daha kolaylıkla yerine getirebileceği, D ise en zorlayıcı sınıftır. Alfabetik ve sayısal sıralamanın ters olması dışında iki belge arasında bir fark bulunmamaktadır çünkü DD-1/DD-2 = 1.5 faktörü bariz şekilde buraya yansıtılmıştır.

Yönetmelik ve Standart’ın bundan sonraki akışında farklılaşma bulunmaktadır. Yönetmelik, deprem tasarımında kullanılacak yaklaşımı belirlemek amacıyla bina yüksekliği ve maruz bulunduğu deprem tehlikesini Tablo 3.2’nin hangi kategorisine denk geleceğini gösterge olarak almaktadır:

Tablo 3.3 – Bina Yükseklik Sınıfları ve Deprem Tasarım Sınıflarına Göre Tanımlanan Bina Yükseklik Aralıkları

| Bina Yükseklik Sınıfı | Bina Yükseklik Sınıfları ve Deprem Tasarım Sınıflarına Göre Tanımlanan Bina Yükseklik Aralıkları [m] | | |
|-----------------------|--|------------------------|---------------------|
| | DTS = 1, 1a, 2, 2a | DTS = 3, 3a | DTS = 4, 4a |
| BYS = 1 | $H_N > 70$ | $H_N > 91$ | $H_N > 105$ |
| BYS = 2 | $56 < H_N \leq 70$ | $70 < H_N \leq 91$ | $91 < H_N \leq 105$ |
| BYS = 3 | $42 < H_N \leq 56$ | $56 < H_N \leq 70$ | $56 < H_N \leq 91$ |
| BYS = 4 | $28 < H_N \leq 42$ | $42 < H_N \leq 56$ | |
| BYS = 5 | $17.5 < H_N \leq 28$ | $28 < H_N \leq 42$ | |
| BYS = 6 | $10.5 < H_N \leq 17.5$ | $17.5 < H_N \leq 28$ | |
| BYS = 7 | $7 < H_N \leq 10.5$ | $10.5 < H_N \leq 17.5$ | |
| BYS = 8 | $H_N \leq 7$ | $H_N \leq 10.5$ | |

Bina yüksekliklerinin ayrıştırılması işini ve hesaplamada uygulanacak 8 farklı usulü tayin etmek için Tablo 3.3 tam 19 alt kategori tarif etmektedir. Ayrımların sıralanması sanki çok detaylı ön hesap ve model tasarımlar yapılmış hissini verse de bu doğru değildir. Bina Yükseklik Sınıflaması sadece binanın sahip olduğu fiziki boy tarafından kontrol edilmemekte, aynı zamanda maruz bulunduğu deprem tehlikesi ve Kullanım Sınıfı da işin içine girmektedir. Tablo 3.3 herhangi bir hesaplanmış esasa dayalı değildir. Hesabı yapılan bir binanın Yönetmelik’in öngördüğü performans hedefini tutturması şöyle tarif edilmektedir, ne var ki Haritanın verdiği yer hareketi göstergelerinin bu hedefler ile tutarlı bir ahenk içinde olduğu teyit edilmemiştir:

3.4. BİNA PERFORMANS DÜZEYLERİ

Bina Performans Hedefleri’nin tanımına esas olmak üzere, deprem etkisi altında bina taşıyıcı sistemleri için Bina Performans Düzeyleri 3.4.1, 3.4.2, 3.4.3, 3.4.4’te tanımlanmıştır.

3.4.1. Kesintisiz Kullanım (KK) Performans Düzeyi

Bu performans düzeyi, bina taşıyıcı sistem elemanlarında yapısal hasarın meydana gelmediği veya hasarın ihmal edilebilir ölçüde kaldığı duruma karşı gelmektedir.

3.4.2. Sınırlı Hasar (SH) Performans Düzeyi

Bu performans düzeyi, bina taşıyıcı sistem elemanlarında sınırlı düzeyde hasarın meydana geldiği, diğer deyişle doğrusal olmayan davranışın sınırlı kaldığı hasar düzeyine karşı gelmektedir.

3.4.3. Kontrollü Hasar (KH) Performans Düzeyi

Bu performans düzeyi, can güvenliğini sağlamak üzere bina taşıyıcı sistem elemanlarında çok ağır olmayan ve çoğunlukla onarılması mümkün olan hasar düzeyine karşı gelmektedir.

3.4.4. Göçmenin Önlenmesi (GÖ) Performans Düzeyi

Bu performans düzeyi, bina taşıyıcı sistem elemanlarında ileri düzeyde ağır hasarın meydana

geldiği göçme öncesi duruma karşı gelmektedir. Binanın kısmen veya tamamen göçmesi önlenmiştir.

İdeal budur. Ancak, Yönetmelik'in istediği konstrüktif hususları yerine getiren ve 19 farklı yüksekliği barındıran tabloya göre hesabı yapılan çok sayıdaki idealize edilmiş binanın çoğunluğunun arzulanan performans düzeyini tutturduğu hiçbir zaman hesapla gösterilmemiştir. Zaten TDTH Yönetmelik hazırlandıktan sonra son halini almıştır ve Yönetmelik'te istenen tasarım hususlarının haritadan alınacak ordinatlarla uyum içinde olup olmadığı kontrol edilmemiştir. Farklı bir ifadeyle performans düzeyleri tekrarlanabilir hesaplara değil, şu tablolarda yazılı altı boş ümide dayalıdır:

Tablo 3.4. Deprem Tasarım Sınıflarına Göre Yeni Yapılacak veya Mevcut Binalar İçin Performans Hedefleri ve Uygulanacak Değerlendirme/Tasarım Yaklaşımları

(a) Yeni Yapılacak Yerde Dökme Betonarme, Önüretimli Betonarme ve Çelik Binalar
(Yüksek Binalar Dışında – $BYS \geq 2$)

| Deprem Yer H. Düzeyi | DTS = 1, 1a ⁽¹⁾ , 2, 2a ⁽¹⁾ , 3, 3a, 4, 4a | | DTS = 1a ⁽²⁾ , 2a ⁽²⁾ | |
|----------------------|--|---------------------------------|---|---------------------------------|
| | Normal Performans Hedefi | Değerlendirme/Tasarım Yaklaşımı | İleri Performans Hedefi | Değerlendirme/Tasarım Yaklaşımı |
| DD-3 | — | — | SH | ŞGDT |
| DD-2 | KH | DGT ⁽⁵⁾ | KH | DGT ^(3,4) |
| DD-1 | — | — | KH | ŞGDT |

(b) Yeni Yapılacak veya Mevcut Yüksek Binalar (BYS = 1)

| Deprem Yer H. Düzeyi | DTS = 1, 2, 3, 3a, 4, 4a | | DTS = 1a, 2a | |
|----------------------|--------------------------|---------------------------------|-------------------------|---------------------------------|
| | Normal Performans Hedefi | Değerlendirme/Tasarım Yaklaşımı | İleri Performans Hedefi | Değerlendirme/Tasarım Yaklaşımı |
| DD-4 | KK | DGT | — | — |
| DD-3 | — | — | SH | ŞGDT |
| DD-2 | KH | DGT ⁽³⁾ | KH | DGT ^(3,4) |
| DD-1 | GÖ | ŞGDT | KH | ŞGDT |

(c) Mevcut Yerde Dökme Betonarme, Önüretimli Betonarme ve Çelik Binalar
(Yüksek Binalar dışında – $BYS \geq 2$)

| Deprem Yer H. Düzeyi | DTS = 1, 2, 3, 3a, 4, 4a | | DTS = 1a, 2a | |
|----------------------|--------------------------|---------------------------------|-------------------------|---------------------------------|
| | Normal Performans Hedefi | Değerlendirme/Tasarım Yaklaşımı | İleri Performans Hedefi | Değerlendirme/Tasarım Yaklaşımı |
| DD-3 | — | — | SH | ŞGDT |
| DD-2 | KH | ŞGDT | — | — |
| DD-1 | — | — | KH | ŞGDT |

⁽¹⁾ $BYS > 3$ olan binalarda uygulanacaktır.

⁽²⁾ $BYS = 2,3$ olan binalarda uygulanacaktır.

⁽³⁾ Ön tasarım olarak yapılacaktır.

⁽⁴⁾ $I = 1.5$ alınarak uygulanacaktır.

⁽⁵⁾ Bkz. 3.5.2.2.

Tablodaki DGT kısaltması Dayanıma Göre Tasarım, ŞGDT ise Şekil Değiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım manasına gelmektedir. Üst sınırı açık $S_{DS} > 0.75$ için 70 m'den yüksek binalarda tamiri zor/imkansız Kontrollü Hasara izin vermek fazla riskli, yersiz bir hükümdür çünkü bunun tamiri pek zordur ve örneği mevcut değildir. Zaten ŞGDT için verilen eleman şekil değiştirme limitleri veya geçici/kalıcı kat arası yer değiştirmeler yüksek yapılar bakımından fazla iyimserdir.

Aynı konuda Standart tipik Amerikan basitleştirmesini yansıtmaktadır. Yönetmelik'in içiçe girmiş ve bilmeceyi andıran sınıflandırması yerine değişik deprem etkisine karşı koyan taşıyıcı sisteme sahip geliştirilmiş bina gruplarının hesabında alınacak R azaltma faktörleri, D dayanım fazlası faktörler ve azaltılmış kuvvetlere göre hesaplanmış kat yer değiştirmelerini büyütmede kullanılan C_d çarpanları ile yükseklik sınırları ve uyulacak metotlar aynı tabloda sergilenmektedir:

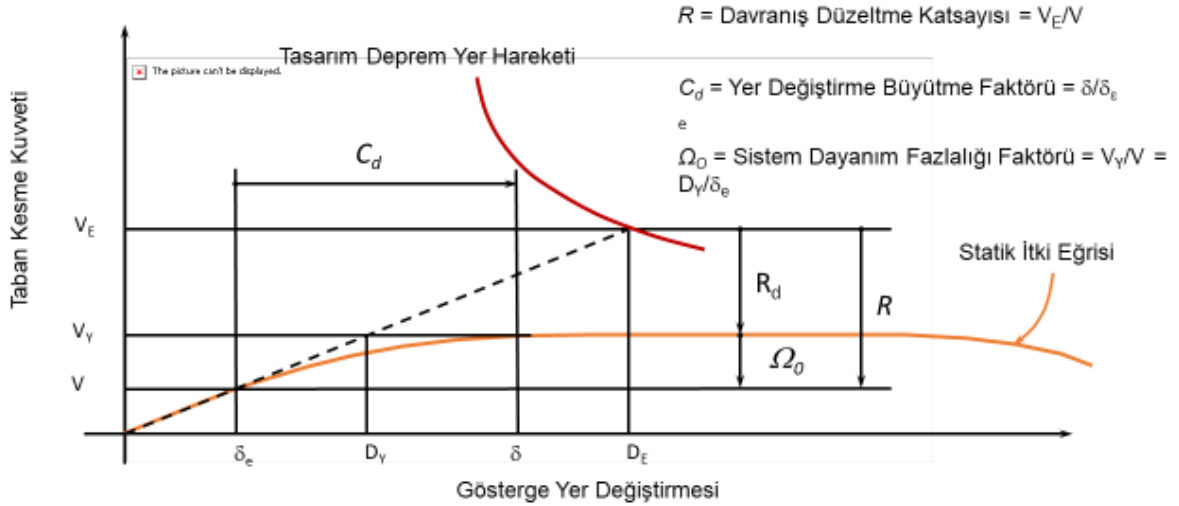
TASLAKTIR

Table 12.2-1 Design Coefficients and Factors for Seismic Force-Resisting Systems

| Seismic Force-Resisting System | ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified | Response Modification Coefficient, R^a | Overstrength Factor, Ω_o^b | Deflection Amplification Factor, C_d^c | Structural System Limitations Including Structural Height, h_u (ft) Limits ^d | | | | |
|---|---|--|-----------------------------------|--|---|-----|----------------|----------------|-----------------|
| | | | | | B | C | D ^e | E ^e | F ^f |
| A. BEARING WALL SYSTEMS | | | | | | | | | |
| 1. Special reinforced concrete shear walls ^{g,h} | 14.2 | 5 | 2½ | 5 | NL | NL | 160 | 160 | 100 |
| 2. Ordinary reinforced concrete shear walls ^g | 14.2 | 4 | 2½ | 4 | NL | NL | NP | NP | NP |
| 3. Detailed plain concrete shear walls ^g | 14.2 | 2 | 2½ | 2 | NL | NP | NP | NP | NP |
| 4. Ordinary plain concrete shear walls ^g | 14.2 | 1½ | 2½ | 1½ | NL | NP | NP | NP | NP |
| 5. Intermediate precast shear walls ^g | 14.2 | 4 | 2½ | 4 | NL | NL | 40' | 40' | 40' |
| 6. Ordinary precast shear walls ^g | 14.2 | 3 | 2½ | 3 | NL | NP | NP | NP | NP |
| 7. Special reinforced masonry shear walls | 14.4 | 5 | 2½ | 3½ | NL | NL | 160 | 160 | 100 |
| 8. Intermediate reinforced masonry shear walls | 14.4 | 3½ | 2½ | 2½ | NL | NL | NP | NP | NP |
| 9. Ordinary reinforced masonry shear walls | 14.4 | 2 | 2½ | 1¾ | NL | 160 | NP | NP | NP |
| 10. Detailed plain masonry shear walls | 14.4 | 2 | 2½ | 1¾ | NL | NP | NP | NP | NP |
| 11. Ordinary plain masonry shear walls | 14.4 | 1½ | 2½ | 1¼ | NL | NP | NP | NP | NP |
| 12. Prestressed masonry shear walls | 14.4 | 1½ | 2½ | 1¾ | NL | NP | NP | NP | NP |
| 13. Ordinary reinforced AAC masonry shear walls | 14.4 | 2 | 2½ | 2 | NL | 35 | NP | NP | NP |
| 14. Ordinary plain AAC masonry shear walls | 14.4 | 1½ | 2½ | 1½ | NL | NP | NP | NP | NP |
| 15. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance | 14.5 | 6½ | 3 | 4 | NL | NL | 65 | 65 | 65 |
| 16. Light-frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets | 14.1 | 6½ | 3 | 4 | NL | NL | 65 | 65 | 65 |
| 17. Light-frame walls with shear panels of all other materials | 14.1 and 14.5 | 2 | 2½ | 2 | NL | NL | 35 | NP | NP |
| 18. Light-frame (cold-formed steel) wall systems using flat strap bracing | 14.1 | 4 | 2 | 3½ | NL | NL | 65 | 65 | 65 |
| B. BUILDING FRAME SYSTEMS | | | | | | | | | |
| 1. Steel eccentrically braced frames | 14.1 | 8 | 2 | 4 | NL | NL | 160 | 160 | 100 |
| 2. Steel special concentrically braced frames | 14.1 | 6 | 2 | 5 | NL | NL | 160 | 160 | 100 |
| 3. Steel ordinary concentrically braced frames | 14.1 | 3½ | 2 | 3¼ | NL | NL | 35' | 35' | NP ⁱ |
| 4. Special reinforced concrete shear walls ^{g,h} | 14.2 | 6 | 2½ | 5 | NL | NL | 160 | 160 | 100 |
| 5. Ordinary reinforced concrete shear walls ^g | 14.2 | 5 | 2½ | 4½ | NL | NL | NP | NP | NP |
| 6. Detailed plain concrete shear walls ^g | 14.2 and 14.2.2.7 | 2 | 2½ | 2 | NL | NP | NP | NP | NP |
| 7. Ordinary plain concrete shear walls ^g | 14.2 | 1½ | 2½ | 1½ | NL | NP | NP | NP | NP |

Yer yokluğundan tamamını veremediğimiz Standart'taki bu tablonun nasıl elde edildiği ATC(2009) ve Haselton (2009)'da tafsilatıyla anlatılmaktadır. ABD'de geçerli yük ve malzeme standartlarına göre tasarlanmış yüzlerce farklı kat sayısına sahip ilk örnek bina, ölçeklenmiş yüzlerce statik itki ve kaydedilmiş yer hareketine göre elastik sınır ötesi dinamik hesapla incelenmiş ve bunların dinamik performanslarına ait göstergelerin istatistiki dağılımları çıkarılmıştır. Özetleyeceğimiz prosedür Şekil 1-8 Heintz (2010)'dan çoğu zaman lisansı değiştirmeksizin alınmıştır. Temel değişkenler Yönetmelik ile aynıdır:

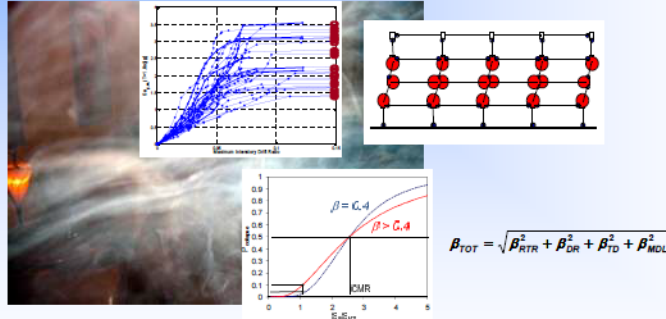
Deprem Davranış Katsayıları (DDK) (FEMA 450 "Commentary"den Alınmıştır)



Şekil 1. Temel Dinamik Faktörler

ATC-63 Project Context

- And asking the question: What performance goals do our building codes achieve?



- Objective - replace the smoke with science



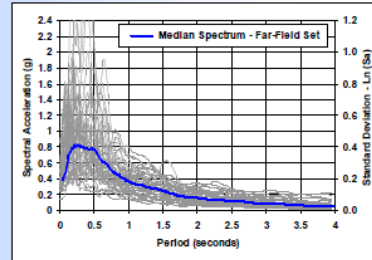
FEMA ATC-63 Quantification of Building System Performance and Response Parameters



Şekil 2. R, D ve C_d 'nin Tayini (Heintz, 2010)

Ground Motion Record Set

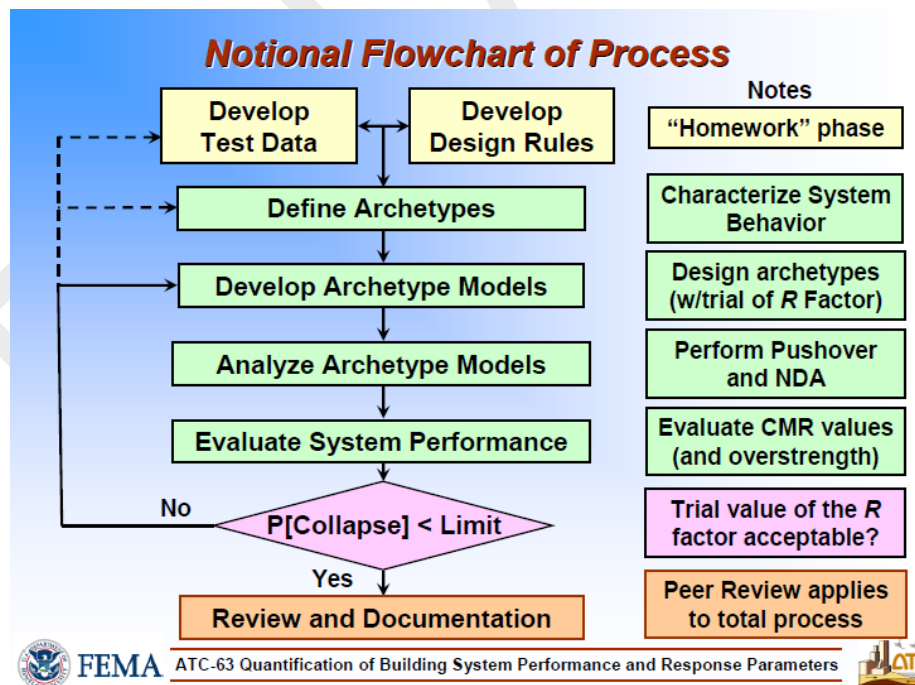
- **Far-Field Record Set:**
R > 10 km
- **Large Magnitude Events:**
Moment magnitude, M > 6.5
- **Equal Weighting of Events:** ≤ 2 records per event
- **Strong Ground Shaking:** PGA > 0.2g /PGV > 15 cm/sec
- **Source Type:** Both Strike-Slip and Thrust Fault Sources
- **Site Conditions:** Rock or Stiff Soil Sites, Vs > 180 m/s



FEMA ATC-63 Quantification of Building System Performance and Response Parameters



Şekil 3. Yer Kayıtlarının Seçimi (Heintz, 2010)

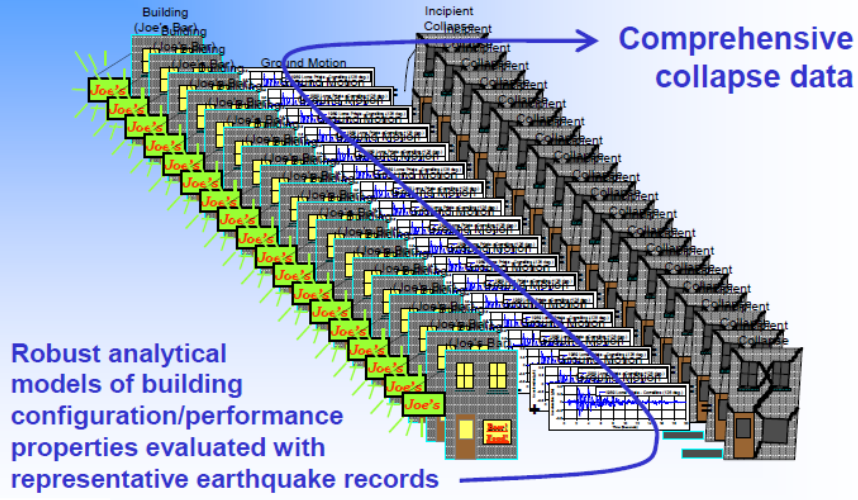


FEMA ATC-63 Quantification of Building System Performance and Response Parameters



Şekil 4. Metodolojinin Akış Diyagramı (Heintz, 2010)

Notional Collapse Fragility – Comprehensive Data



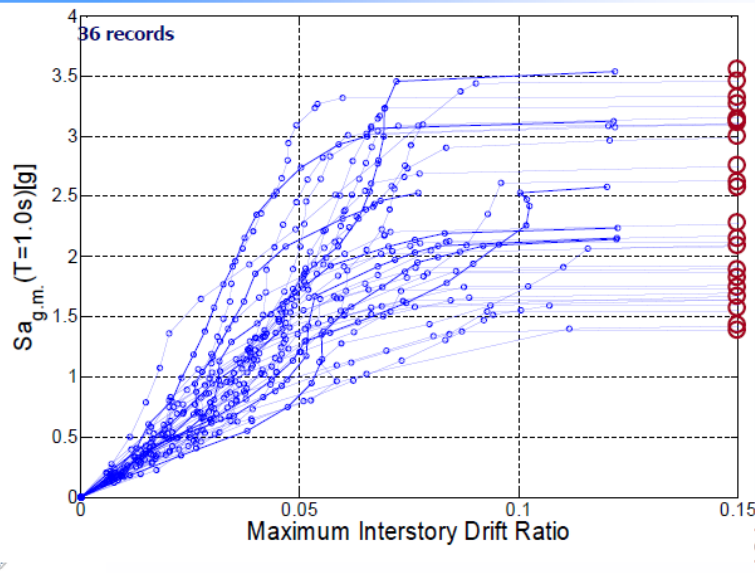
FEMA

ATC-63 Quantification of Building System Performance and Response Parameters



Şekil 5. Hesapların Gerçekleştirilmesi (Heintz, 2010)

Notional Collapse Fragility



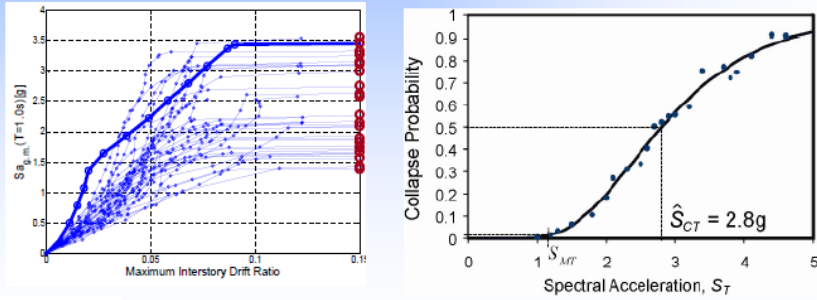
ers



Şekil 6. Artımsal Dinamik Hesaplara Ait Dağılım (Heintz, 2010)

Notional Collapse Fragility

- Order collapse data from least to greatest
- Plot as a cumulative distribution function
 - ✓ Probability versus collapse intensity



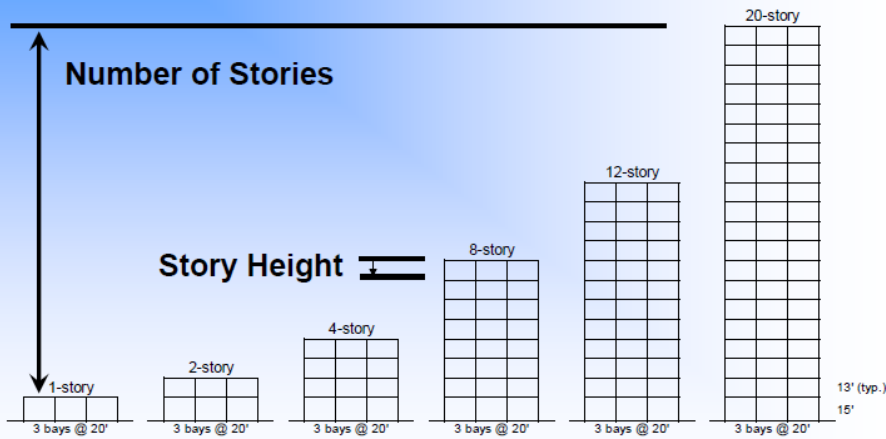
FEMA

ATC-63 Quantification of Building System Performance and Response Parameters



Şekil 7. Artımsal Dinamik Hesaplardan Hasar Mertebesine Geçiş (Heintz, 2010)

System Design Space



FEMA

ATC-63 Quantification of Building System Performance and Response Parameters



Şekil 8. Genelleştirilmiş Bina Türleri (Heintz, 2010)

Elastik sınır ötesi hesapla varılan göçmeye ilişkin şartlı ihtimal, analitik modelin kurulmasında uyulan tasarım kıstaslarının doğruluğundaki belirsizlikleri, modelin kendisinin fiziki binayı ne kadar yansıttığındaki sapmaları ve yer hareketindeki değişkenlikleri yansıtmak durumundadır. Sayılan ana başlıklara ilişkin Türkiye’de geçerli olan tasarım şartlarını yansıtan sonuçlar elimizde olmadığı için Standarda uyulmuş fakat burada da keyfi oynamalar yapılmıştır. Sonuçta elde edilen R, D (Standarttaki işareti Ω olan dayanım fazlalığı) ve C_d katsayıları kullanılarak sayılan performans hedeflerini elde etmek sayıya döndürülmesi imkânsız bir hale getirilmiştir. Tablo 4.1 katsayıların bir bölümünü temsil etmektedir. Tablo 3.3’teki Binan Yükseklik Sınıfı (BYS) burada yer almakta ise de bu yerleştirmenin dayandırıldığı bizim bildiğimiz herhangi bir çalışma yoktur. Göz kararı ayarlanmıştır.

Tablo 4.1. Bina Taşıyıcı Sistemleri için Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı, Dayanım Fazlalığı Katsayısı ve İzin Verilen Bina Yükseklik Sınıfları

| Bina Taşıyıcı Sistemi | Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı R | Dayanım Fazlalığı Katsayısı D | İzin Verilen Bina Yükseklik Sınıfları BYS |
|---|--------------------------------------|-------------------------------|---|
| A. YERİNDE DÖKME BETONARME BİNA TAŞIYICI SİSTEMLERİ | | | |
| A1. Süneklik Düzeyi Yüksek Taşıyıcı Sistemler | | | |
| A11. Deprem etkilerinin tamamının moment aktaran <i>süneklik düzeyi yüksek</i> betonarme çerçevelerle karşılandığı binalar | 8 | 3 | BYS \geq 3 |
| A12. Deprem etkilerinin tamamının <i>süneklik düzeyi yüksek</i> bağ kirişli (boşluklu) betonarme perdelerle karşılandığı binalar | 7 | 2.5 | BYS \geq 2 |
| A13. Deprem etkilerinin tamamının <i>süneklik düzeyi yüksek</i> boşluksuz betonarme perdelerle karşılandığı binalar | 6 | 2.5 | BYS \geq 2 |
| A14. Deprem etkilerinin moment aktaran <i>süneklik düzeyi yüksek</i> betonarme çerçeveler ile <i>süneklik düzeyi yüksek</i> bağ kirişli (boşluklu) betonarme perdeler tarafından birlikte karşılandığı binalar (Bkz.4.3.4.5) | 8 | 2.5 | BYS \geq 2 |
| A15. Deprem etkilerinin moment aktaran <i>süneklik düzeyi yüksek</i> betonarme çerçeveler ile <i>süneklik düzeyi yüksek</i> boşluksuz betonarme perdeler tarafından birlikte karşılandığı binalar (Bkz.4.3.4.5) | 7 | 2.5 | BYS \geq 2 |
| A16. Deprem etkilerinin tamamının çatı düzeyindeki bağlantıları mafsallı olan ve yüksekliği 12 m’yi geçmeyen <i>süneklik düzeyi yüksek</i> betonarme kolonlar tarafından karşılandığı tek katlı binalar | 3 | 2 | - |
| A2. Süneklik Düzeyi Karma Taşıyıcı Sistemler (Bkz. 4.3.4.1, 4.3.4.6) | | | |
| A21. Deprem etkilerinin moment aktaran <i>süneklik düzeyi sınırlı</i> betonarme çerçeveler ile <i>süneklik düzeyi yüksek</i> bağ kirişli (boşluklu) betonarme perdeler tarafından birlikte karşılandığı binalar (Bkz.4.3.1.2) | 6 | 2.5 | BYS \geq 4 |
| A22. Deprem etkilerinin moment aktaran <i>süneklik düzeyi sınırlı</i> betonarme çerçeveler ile <i>süneklik düzeyi yüksek</i> boşluksuz betonarme perdeler tarafından birlikte karşılandığı binalar (Bkz.4.3.1.2) | 5 | 2.5 | BYS \geq 4 |
| A23. Deprem etkilerinin moment aktaran <i>süneklik düzeyi sınırlı dolgulu (asmolen) veya dolgusuz tek doğrultulu diğli döşemeli</i> betonarme çerçeveler ile <i>süneklik düzeyi yüksek</i> bağ kirişli (boşluklu) betonarme perdeler tarafından birlikte karşılandığı binalar | 6 | 2.5 | BYS \geq 6 |
| A24. Deprem etkilerinin moment aktaran <i>süneklik düzeyi sınırlı dolgulu (asmolen) veya dolgusuz tek doğrultulu diğli döşemeli</i> betonarme çerçeveler ile <i>süneklik düzeyi yüksek</i> boşluklu betonarme perdeler tarafından birlikte karşılandığı binalar | 5 | 2.5 | BYS \geq 6 |

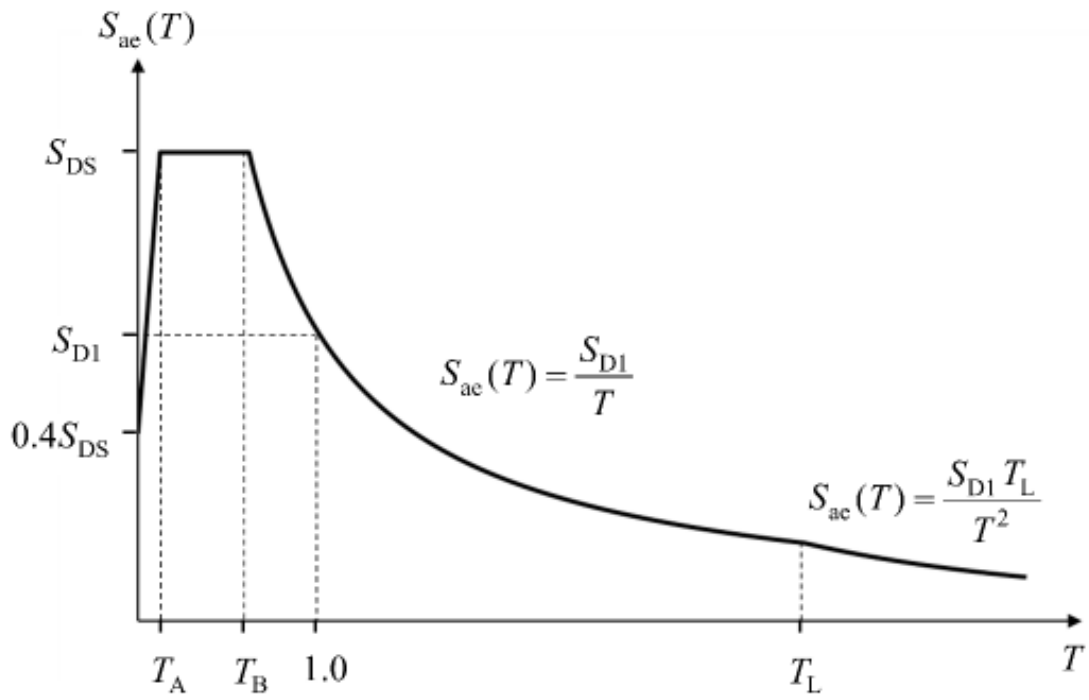
Tablo 4.1 (devamı)

| Bina Taşıyıcı Sistemi | Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı R | Dayanım Fazlalığı Katsayısı D | İzin Verilen Bina Yükseklik Sınıfları BYS |
|--|--------------------------------------|-------------------------------|---|
| C. ÇELİK BİNA TAŞIYICI SİSTEMLERİ | | | |
| C1. Süneklik Düzeyi Yüksek Taşıyıcı Sistemler | | | |
| C11. Deprem etkilerinin tamamının moment aktaran <i>süneklik düzeyi yüksek</i> çelik çerçevelerle karşılandığı binalar | 8 | 3 | BYS \geq 3 |
| C12. Deprem etkilerinin tamamının <i>süneklik düzeyi yüksek</i> dışmerkez veya burkulması önlenmiş merkezi çaprazlı çelik çerçeveler tarafından karşılandığı binalar | 8 | 2.5 | BYS \geq 2 |
| C13. Deprem etkilerinin tamamının <i>süneklik düzeyi yüksek</i> merkezi çaprazlı çelik çerçeveler tarafından karşılandığı binalar | 5 | 2 | BYS \geq 4 |
| C14. Deprem etkilerinin moment aktaran <i>süneklik düzeyi yüksek</i> çelik çerçeveler ile <i>süneklik düzeyi yüksek</i> dışmerkez veya burkulması önlenmiş merkezi çaprazlı çelik çerçeveler veya <i>süneklik düzeyi yüksek</i> bağ kirişli (boşluklu) betonarme perdeler tarafından birlikte karşılandığı binalar (Bkz. 4.3.4.5) | 8 | 3 | BYS \geq 2 |
| C15. Deprem etkilerinin moment aktaran <i>süneklik düzeyi yüksek</i> çelik çerçeveler ile <i>süneklik düzeyi yüksek</i> merkezi çaprazlı çelik çerçeveler veya <i>süneklik düzeyi yüksek</i> boşluksuz betonarme perdeler tarafından birlikte karşılandığı binalar (Bkz. 4.3.4.5) | 6 | 2.5 | BYS \geq 2 |
| C16. Deprem etkilerinin tamamının çatı düzeyindeki bağlantıları mafsallı olan ve yüksekliği 12 m'yi geçmeyen <i>süneklik düzeyi yüksek</i> çelik kolonlar tarafından karşılandığı tek katlı binalar | 4 | 2 | - |
| C2. Süneklik Düzeyi Karma Taşıyıcı Sistemler (Bkz. 4.3.4.1, 4.3.4.6) | | | |
| C21. Deprem etkilerinin moment aktaran <i>süneklik düzeyi sınırlı</i> çelik çerçeveler ile <i>süneklik düzeyi yüksek</i> dışmerkez veya burkulması önlenmiş merkezi çaprazlı çelik çerçeveler veya <i>süneklik düzeyi yüksek</i> bağ kirişli (boşluklu) betonarme perdeler tarafından birlikte karşılandığı binalar (Bkz. 4.3.1.2) | 6 | 2.5 | BYS \geq 4 |
| C22. Deprem etkilerinin moment aktaran <i>süneklik düzeyi sınırlı</i> çelik çerçeveler ile <i>süneklik düzeyi yüksek</i> merkezi çaprazlı çelik çerçeveler veya <i>süneklik düzeyi yüksek</i> boşluksuz betonarme perdeler tarafından birlikte karşılandığı binalar (Bkz. 4.3.1.2) | 5 | 2 | BYS \geq 4 |
| C3. Süneklik Düzeyi Sınırlı Taşıyıcı Sistemler (Bkz. 4.3.4.1, 4.3.4.7) | | | |
| C31. Deprem etkilerinin tamamının moment aktaran <i>süneklik düzeyi sınırlı</i> çelik çerçevelerle karşılandığı binalar | 4 | 2.5 | BYS \geq 7 |

Yukarıda kısmen verilen Yönetmelik Tablo 4.1 ile Standart Tablo 12.2.1 arasındaki farklar keyfi takdir olmalıdır çünkü ülkemizde munhasıran bu konuyu inceleyen değerlendirmeler pek azdır (Arslan ve Topkaya, 2010; Kurban ve Topkaya, 2008 hariç olmak üzere).

Yönetmelik'teki bir başka değişme küçük periyotlu yapılarda görülebilen aşırı düktilite taleplerinin 2007 tarihli Yönetmelik'te olduğu gibi sabit $D = 1.5$ değeri yerine Tablo 4.1'deki değişken değerlerle kontrol edilmesi ve bu değişimin spektrumun T_A değeri yerine T_B değerinden başlatılmasıdır. Bu Amerikalı bazı mühendislerin yaptığı $R_{etkin} = R_{tablodan} / D$ kısaltmasına benzemektedir.

Tasarıma esas teşkil eden spektrumun şekli Yönetmelik (Şekil 2.1 ve Standart (Figure 11.4-1) arasında aynıdır. Her ikisi de ülkenin deprem tehlikesi haritası ve mahalli jeoloji dikkate alınarak tayin edilir (fark T_L değerinin Yönetmelik'te sabit 6 s alınmasıdır; Standart'ın dayandığı USGS haritası bunu ülkenin tamamı için hesaplanmış münhanilerle göstermektedir):



Şekil 2.1

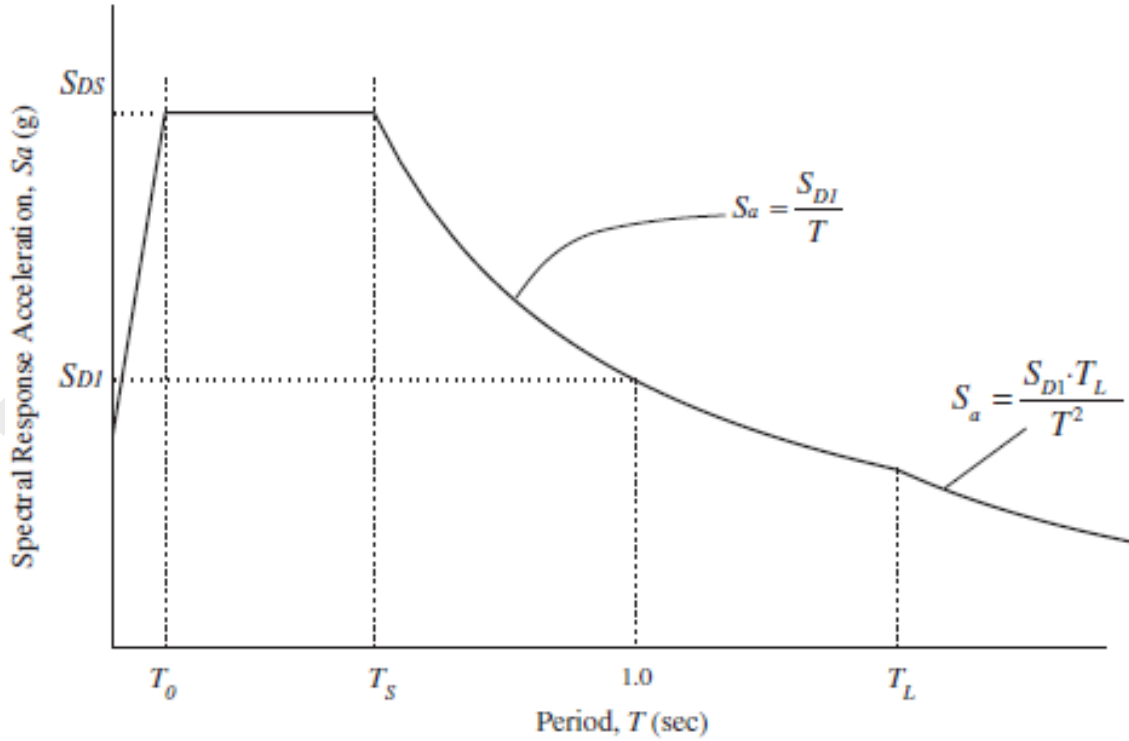


FIGURE 11.4-1 Design Response Spectrum

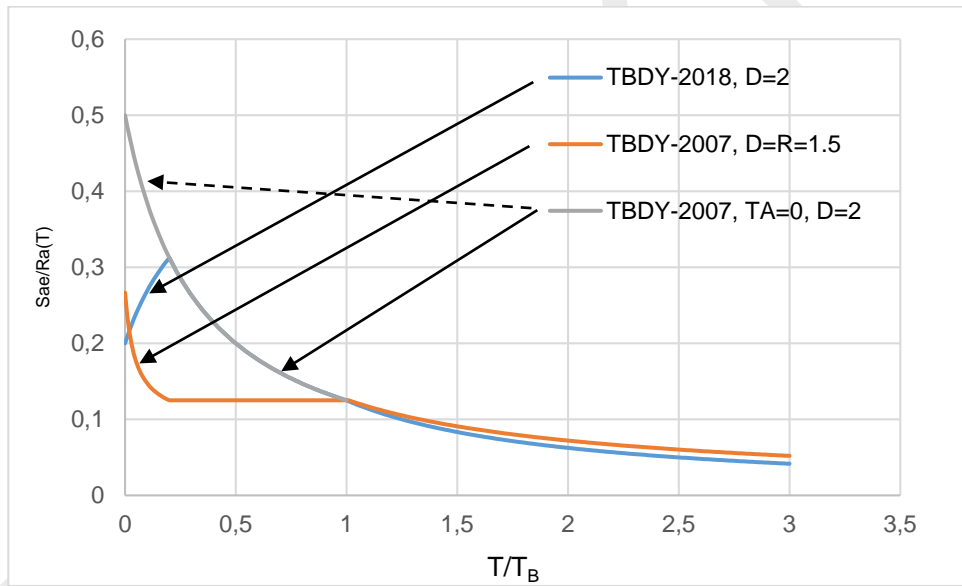
Buradan görüldüğü gibi Şekil 2.1'deki T_A ve T_B Standart'ın Şekil 11.4-1 T_0 ve T_S ile aynıdır. Tasarıma esas teşkil eden spektrum ise bunların yapının birinci periyodu T 'ye bağlı olarak değişen $R_a(T)$ ile bölünmesinden elde edilir. Her iki metinde de $T_A = 0.2T_B$ eşitliği mevcuttur. Eğer hayali bir nokta için $S_{DS} = 1$ g ve $D = 2$, $R = 8$, $I = 1$ diyecek olursak T_B 'ye göre normalize edilmiş zamana göre $0 < T < 3T_B$ aralığındaki $S_{ae}(T)/R_a(T)$ oranı

$$0 < T/T_B < 0.2 \quad S_{ae} = (0.4 + 3 T/T_B) S_{DS} \text{ ve } R_a = 2 + (8 - 2)/(T/T_B)$$

$$0.2 < T/T_B < 1 \quad S_{ae} = 1 / (2 + 6 (T/T_B))$$

$$T/T_B > 1 \quad S_{ae} = 1 / (T/T_B)$$

olarak hesaplanır. Bu eğrinin $T/T_B = 0.2$ olan noktasında tabii olmayan bir zirvesi mevcuttur. Yönetmelik'in 2007 sürümündeki benzer denklemde $T = 0$ için verilen $R = 1.5$ değerini dikkate aldığımızda aynı hayali nokta için yukarıdan ikinci eğriyi elde ederiz. Eğer $T_A = 0$ kabul edilirse buradaki spektral ivme ve taban kesme kuvveti katsayısı 0.5 olur fakat $T/T_B = 0.2$ değerinden sonra bu 2018 eğrisiyle birleşir. Bu eğriler Şekil 1'de verilmektedir. Zaten 2007 sürümlü Yönetmelik'te $T_B = 5T_A$ özelliğine sahip zemin profili de bulunmamaktaydı.



Şekil 1

Elastik spektrumdan elastik sınır ötesi spektruma geçiş için 1960lı yıllardan beri pek çok teorik çalışma yapılmıştır. Görülen odur ki deprem kaydının taşıdığı özellikler (kaydın yapıldığı mahallin zemin örtüsünün yapısı, fay merkezine olan uzaklığı, depremin cihaz büyüklüğü, v.b.) ve doğrusal olmayan tek dereceli sisteme atfedilen yapısal özellikler elastikten elastik ötesi davranışa geçişte basit bir denklemin kurgulanmasına müsait değildir. Kayıttan kayda büyük saçılmalar olmaktadır. Geleneksel yaklaşıma göre çok kısa periyotlu sistemlerde (kabaca $T < T_A$ diyelim) süneklik talebi μ aşırı olduğu için önceki 2007 tarihli Yönetmelik $R_a(T) = 1.5 + (R - 1.5)(T/T_A)$ ifadesini vermekteydi. $T > T_A$ içinse $R_a(T) = R$ geçerli olmaktadır çünkü burası için “eşit yer değiştirme” kabulü yapılmıştı.

Teorik olarak durum pek öyle değildir. Periyot değerinin $T < T_A$ aralığında olması halinde “eşit kuvvet” basitleştirmesi ile spektral azaltma 1 olmakta tasarım kuvveti ise sistemin rezerv kapasitesinin elastik hesaptan 1.5 misli daha fazla olması kabulüyle T_A değerine lineer geçiş yapmaktaydı. Periyodun yaklaşık $T_A < T < T_B$ aralığında bulunması halinde “eşit enerji” prensibinin

kabulü sonucu şimdiki terminoloji ile ifade edildiği takdirde azami elastik kuvvet $\frac{1}{\sqrt{2\mu-1}}$ ile azaltılmakta, azami yer değiştirme elastik yer değiştirmenin $\frac{\mu}{\sqrt{2\mu-1}}$ ile çarpılması sonucu elde edilmektedir. Uygulamada kolaylık sağlaması için $R = \mu$ kabulünden hareketle elastik ve elastik ötesi tek dereceli sistemlerin bu periyot aralığında “eşit enerji” esasına göre hesaplandığı durumlarda yukarıda verilen esaslara göre tasarlanması gerekir. Buna karşılık $T > T_B$ bölgesi “uzun periyot” olarak adlandırıldığında spektrum eğrisi sabit hız kısmına geçmekte ve spektral ivme $1/T$ ile azalmaktadır. Yönetmelik 2007 sürümünde $T \geq T_A$ için eşit yer değiştirme prensibini geçerli ilan etmiş, buna karşılık 2019 sürümünde ise sabit rezerv kapasite değeri 1.5 terk edilerek sistemden sisteme fark gösteren “dayanım fazlası” D ile eşit yer değiştirme prensibinin $T \geq T_B$ için kullanılması benimsenmiştir. Ayrıca, 2007 sürümündeki zemin grubuna bağlı olarak belirlenmiş sabit T_A ve T_B yerine Standart’ın verdiği $T_B = S_{DI} / S_{DS}$, $T_A = 0.2 T_B$ eşitlikleri aynen kabul olunmuştur. $T < T_B$ içinse uzun ifadesiyle $R_a(T) = D + \left(\frac{R}{I} - D\right) \frac{T}{T_B}$ yazılmıştır. $S_{DS} = 1$, $R = 8$, $I = 1$ ve $D = 2$ sonucu elde edilen eğri Şekil 1’de verilmiştir. Demek ki 1975 Yönetmelik’inden başlayarak uygulanmış bulunan yumuşak zeminlerdeki geçiş periyodunun büyük olması anlayışı yerini Türkiye Deprem Tehlikesi haritasındaki S_{DI} / S_{DS} oranının ne olacağına bırakmıştır. Örnek bir hesap için girilen⁵ tdth.afad.gov.tr sitesinden Düzce yakınlarındaki hayali bir nokta ele alınmış, ZD zemin ve DD-1 için $S_{DS} = 2.36$ g, $S_{DI} = 1.09$ g dolayısıyla $T_B = 0.46$ s, DD-2 içinse $S_{DS} = 1.33$ g, $S_{DI} = 0.7$ g ve $T_B = 0.53$ s elde edilmiştir. Geçiş periyodunun daha şiddetli depremde daha büyük olması beklentisi doğrulanmamaktadır. Ayrıca üç katlı bir binanın 2007’ye göre yüzde 33 artmış taban kuvvetine göre nasıl olup da ekonomik bir tasarımının yapılacağı mühendis camiasının karşısındadır.

Şekil 1’in içinde barındırdığı mesaj aşikârdır. 1996’da yürürlüğe giren Deprem Bölgeleri Haritasındaki spektral ivme arka plandaki hesap neyi gösterirse göstereceği $S_{DS} \leq 1$ (g) idi. Bu haritanın yerini alan tdth.afad.gov.tr adresindeki harita özellikle kısa-orta periyot bölgesinde (takriben 5 – 8 kata kadar olan binalarda) önceki bölge haritasına göre zemin etkisinin dikkate alınmasıyla en az 2-3 misli daha yüksek değerlere sahiptir. Bunun sonucunda 2018 ve 2007 değerleri arasındaki fark $T < T_B$ aralığında adanmaklı bir eşdeğer kuvvet farkına tekabül edecektir. Mühendislerimiz ileride bina hesabına oturduklarında uğrayacakları bu şaşkınlığa şimdiden alışmalıdırlar. Ülke ekonomisinde yaratılacak etki ve elde edilecek fayda maalesef bilinmediği için hesaba katılmamıştır.

⁵ Adrese 27.7.2018 tarihinde girilmiştir.

Dayanım/Şekil Değiştirme Esaslı Tasarım

Mukayesenin bu safhasında kısaca durmamız gerekecektir. Standart içinde elastik sınır ötesi hesaplamalara atıf ve izin verilmekle beraber bu hesaplar hiçbir şekilde belirli kısıtlı bina tipleri için geçerli olsa da yer değiştirmelerin kontrolü dışında bağlayıcı hükümlerle sonuçlanmamıştır. Yönetmelik Bölüm 4'te hesapta alınacak kuvvetlerin hesabıyla ilgili maddelere yer vermekte, bu maddeler Bölüm 5'te "şekildeğiştirme" esaslı bir tasarım yaklaşımı ile tamamlanmaktadır.⁶ Şekil değiştirme ölçülerinin yüksek binalarda dikkate alınmasına zemin hazırlamak amacıyla Amerika'da yüksek binaların eleman şekil değiştirmelerini ön plana çıkaracak tarzda performans esaslarına göre tasarımı için çalışmalar yapılmış ve "meslek camiasının dikkatine" sunulmak hedefiyle rapor veya bülten haline getirilmiştir (Pacific Earthquake Engineering Research Center (2010); San Francisco Building Code [SFBC] (2013); Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council [LATBSDC] (2014); Pacific Earthquake Engineering Research Center [2017]). Deprem kuvvetlerinin tayinini esas alıp depreme dayanıklı bina hesabı yapmak için uyulması gereken en basit ve temel kuralları dahi uygulamakta zorlanan ülkemizin (Gülkan, 2000) dünyada bizden başka kimsenin cesaret edip de giremediği, olgunlaşmamış bu alana dalmış olması izah edilmesi pek zor bir iştir. Lineer olmayan tarzda hesap yapılması Standart'ta dahi ancak istisnai durumlarda talep edilen bir maddedir. Arsa fiyatlarının astronomik olduğu San Francisco şehri merkezinde hesabı yapılan (yüksek binalar başta olmak üzere) yapıların yüzde 95'i IBC benzeri reçete hükümlerine göre hesaplanmaktadır.

Azaltılmış kuvvet tesirlerine karşı koyacak kapasiteye sahip olmak üzere hesaplanabilecek binaların tasarım tabanı DD-2 depremi, beklenen normal performans seviyesi ise kontrollü hasar (KH) seviyesidir. Bu hedef önceki Yönetmeliklerde "orta şiddetteki depremlerde onarılabılır hasara uğramak, çok şiddetli depremlerde ise göçmemek" şeklinde daha müphem şekilde ifadesini bulan performans hedefi idi. Dayanım esaslı hükümler aynı zamanda deprem tasarım sınıfı 1a ve 2a ve 70 m'den olan diğer yüksek binaların ön tasarımında $I = 1.5$ alınmak kaydıyla geçerli olacaktır. Buna karşılık sistemdeki taşıyıcı elemanların azaltılmış iç kuvvetlere göre hesabında $D = 1$ alınacaktır.

Çatlama etkileri dolayısıyla betonarme binaların hesabında kesit özellikleri rijitliği azaltılmak üzere tabloda gösterilen faktörlerle çarpılacaktır:

Tablo 4.2. Betonarme Taşıyıcı Sistem Elemanlarının Etkin Kesit Rijitliği Çarpanları

| Betonarme Taşıyıcı Sistem Elemanı | Etkin Kesit Rijitliği Çarpanı | |
|-------------------------------------|-------------------------------|--------------|
| <i>Perde – Döşeme (Düzlem İçi)</i> | <i>Eksenel</i> | <i>Kayma</i> |
| Perde | 0.50 | 0.50 |
| Bodrum perdesi | 0.80 | 0.50 |
| Döşeme | 0.25 | 0.25 |
| <i>Perde – Döşeme (Düzlem Dışı)</i> | <i>Eğilme</i> | <i>Kesme</i> |
| Perde | 0.25 | 1.00 |
| Bodrum perdesi | 0.50 | 1.00 |
| Döşeme | 0.25 | 1.00 |
| <i>Çubuk eleman</i> | <i>Eğilme</i> | <i>Kesme</i> |
| Bağ kirişi | 0.15 | 1.00 |
| Çerçeve kirişi | 0.35 | 1.00 |
| Çerçeve kolonu | 0.70 | 1.00 |
| Perde (eşdeğer çubuk) | 0.50 | 0.50 |

⁶ Türkçe lisanında Yönetmelik'in içinde bulunan "yerdeğiştirme", "şekildeğiştirme", "enbüyük" veya "nonlinear" gibi kelimelerin bulunduğundan emin değiliz. Teknik belge yazan komisyonların kullandıkları lisanın temel kurallarını değiştirme veya uzun tercüme yerine kısa tercüme ikame etme haklarının olmaması gerekir. Lisanımızda "yervermek" veya "karşıkoymak" diye bir fiil veya "ençirkin" diye bir sıfat olmadığına göre metinde yazılı bu kelimelerin de uydurulmuş olması gerekir.

Yönetmelik Tablo 4.2, Standart tablo 4-3'le kısmen örtüşmektedir. Gerekçelerinin oradan alınmakla beraber değerlerinin nasıl tayin edildiği konusunda bilgilendirme mevcut değildir.

Table 4-3 Reinforced concrete effective stiffness values.

| Component | Service-Level Linear Models | | | MCE _R -Level Nonlinear Models | | |
|--|-----------------------------|---|----------------|--|---|----------------|
| | Axial | Flexural | Shear | Axial | Flexural | Shear |
| Structural walls ¹ (in-plane) | $1.0E_cA_g$ | $0.75E_cI_g$ | $0.4E_cA_g$ | $1.0E_cA_g$ | $0.35E_cI_g$ | $0.2E_cA_g$ |
| Structural walls (out-of-plane) | -- | $0.25E_cI_g$ | -- | -- | $0.25E_cI_g$ | -- |
| Basement walls (in-plane) | $1.0E_cA_g$ | $1.0E_cI_g$ | $0.4E_cA_g$ | $1.0E_cA_g$ | $0.8E_cI_g$ | $0.2E_cA_g$ |
| Basement walls (out-of-plane) | -- | $0.25E_cI_g$ | -- | -- | $0.25E_cI_g$ | -- |
| Coupling beams with conventional or diagonal reinforcement | $1.0E_cA_g$ | $0.07\left(\frac{\ell}{h}\right)E_cI_g$ $\leq 0.3E_cI_g$ | $0.4E_cA_g$ | $1.0E_cA_g$ | $0.07\left(\frac{\ell}{h}\right)E_cI_g$ $\leq 0.3E_cI_g$ | $0.4E_cA_g$ |
| Composite steel / reinforced concrete coupling beams | $1.0(EA)_{trans}$ | $0.07\left(\frac{\ell}{h}\right)(EI)_{trans}$ | $1.0E_sA_{sw}$ | $1.0(EA)_{trans}$ | $0.07\left(\frac{\ell}{h}\right)(EI)_{trans}$ | $1.0E_sA_{sw}$ |
| Non-PT transfer diaphragms (in-plane only) ³ | $0.5E_cA_g$ | $0.5E_cI_g$ | $0.4E_cA_g$ | $0.25E_cA_g$ | $0.25E_cI_g$ | $0.1E_cA_g$ |
| PT transfer diaphragms (in-plane only) ³ | $0.8E_cA_g$ | $0.8E_cI_g$ | $0.4E_cA_g$ | $0.5E_cA_g$ | $0.5E_cI_g$ | $0.2E_cA_g$ |
| Beams | $1.0E_cA_g$ | $0.5E_cI_g$ | $0.4E_cA_g$ | $1.0E_cA_g$ | $0.3E_cI_g$ | $0.4E_cA_g$ |
| Columns | $1.0E_cA_g$ | $0.7E_cI_g$ | $0.4E_cA_g$ | $1.0E_cA_g$ | $0.7E_cI_g$ | $0.4E_cA_g$ |
| Mat (in-plane) | $0.8E_cA_g$ | $0.8E_cI_g$ | $0.8E_cA_g$ | $0.5E_cA_g$ | $0.5E_cI_g$ | $0.5E_cA_g$ |
| Mat ⁴ (out-of-plane) | -- | $0.8E_cI_g$ | -- | -- | $0.5E_cI_g$ | -- |

Tablo 4.2 de yukarıdaki tablo gibi kendi içinde bazı çelişkileri ve belirsizlikleri barındırmaktadır. İlki şudur: Deprem durumuna bağlı olarak aynı binayı iki ayrı modelle hesaplamak gereklidir. Tablodaki faktörlerle elastik özellikleri değiştirilmiş iki modelin performans göstergelerinin DD-1 ve DD-2 etkileri altında tutarlı olup olmadığı belirsizdir. Mantıken DD-1 sırasında elemanlar daha çok şekil değiştireceklerine göre o seviyedeki depreme göre hesapta DD-2'ye göre daha düşük etkili kesit özelliklerinin kullanılması lazım gelir. İkincisi yük birleşimlerinde düşey yükler de olduğuna ve düşey yükler altında kesit rijitliklerinin azaltılması istenmediğine göre Denklem (5.1)'in bulunmasında iki ayrı modele göre hesaplanmış iç tesirlerin kullanılması lazımdır. Aynı binanın aynı hesap zincirinde içinde ayrı model barındıran bir yazılım var mıdır? Bu sonuçlara güvenmek ne kadar doğru olacaktır? Gözlemler var mıdır? Her bina esas itibarıyla düşey yükleri taşır. Düşey yük altında Tablo 4.2'deki azaltılmış kesit özelliklerini kullanıp bunları yatay yükler için hesaplanan etkilerle birleştirmek binanın doğru modellenmesi midir? Eleman boyutlandırılmasına esas teşkil eden yüklenme G (Standart'ta D) halindedir. Şekil değiştirme esaslı tasarım zaten önce kuvvetlere göre ebatlandırılmış elemanlarda beton ve çelik çubuklardaki birim uzama, dönme, katlar arasındaki yer değiştirme gibi göstergeleri sağlayıp sağlamadığına bakmaktadır, fakat bu şekil değiştirmelerin tasarımı münhasıran tayin ettiği bir hal değildir. Olsa olsa "bakın, biz Amerikalılardan ileriyiz" demek için yazılmış bir övünme tezahürüdür. Betonarmeden farklı olan yapı sistemleri için şekil değiştirmeye göre kontrol kıstasları yazılı değildir.

Bilgilendirme Ekleri

Yönetmelik birçok Bölüm ardında orada ele alınan konuların, Yönetmelik'i uygulayacak kişilerin bilmemesi ihtimaline çözüm getirmek amacıyla ismi "Bilgilendirme Eki" olan kitabı ve öğretici ek vermektedir. Bu metinlerin emredici yönetmelik hükümleri arasında nasıl olup da yer aldığı bilinmemektedir. Dünyada örneği olmayan bir uygulamadır. Demek ki ülkemizde eğitim almış bir mühendis bir taraftan özetin özeti olan bu "bilgilendirme" eklerini inceleyecek, diğer taraftan da her bölümün önünde yer alan hükümlerin emredici hükümlerini sağlayan tasarımlar yapacaktır. Sonuçta piyasaya bir yığın karakutu hesaplama platformları çıkarılacak ve millet bunları "kullanarak" topluma hizmet verecektir.

Bunları ayrı basımda "Yorum" anlayışı içinde hazırlamak başkadır çünkü Yorum uygulayıcıdan talep edilen bir hükmün neye dayandığını izah eden, gerektiğinde ikna edici referans veren bir metindir. Bilgilendirme Ekleri ise pedantik ifadeli kimi demode olmuş metotları işaretleyen ders notlarıdır. Yer yer hangi tür sonlu eleman kullanılacağı, lif modeli mi, yığılı plastik model mi tercih edileceğine yer verilmektedir. Eğer bu seviyede "ek" verilmek zorunda kalındaysa Türkiye'deki uygulayıcıların orada bahsi geçen konudan uzak olduğu zımnen ikrar edilmektedir. Bir taraftan Bilgilendirme eki okuyup diğer taraftan onun öncesi talep edilmiş hükümleri hakkıyla yerine getirmek imkânsızdır. Üstü kapalı olan husus geniş kitlelerce bilinmediği bilinen Yönetmelik uygulamalarının belirli "tasarım gözetimi" danışmanlarına tevdi edilmesi tavsiye edilmektedir. Bunun ileride ortaya çıkacak sonucu, yasal çerçevesi ve tayin etmesi belirsiz "teorik ve mesleki bilgi ve deneyim sahibi" kişilerin kimler olduğu tartışmasının camiada bitmek bilmeyen münakaşalara yol açabileceği gerçeğidir.

Yönetmelik ekleri uygulama için temel bir çelişkiye yer vermektedir. Standart dışı notasyonla tarif edilen metotların talep ettiği sonuçların hiç birisi elle yapılabilecek hesaplarla elde edilemez. Bir taraftan üç boyutlu bina modeli kurulmasında ısrarcı olan bir Yönetmelik diğer taraftan ana hatlarıyla iki boyutlu bina modelinin statik itki eğrisinin çıkarılmasını tarif ederken kendi içinde çelişkiye düşmektedir. Bu ısrarın bir izahı kimsenin kullanmadığı fakat şahsi addedilen metotların tanıtımını yapmak olabilir. Türkiye'de şimdiye kadar çöken veya ağır hasar gören onbinlerce binanın neden çöktüğünün Yönetmelik sayfalarında bulunan statik itki metotlarıyla rasyonel bir izahı yapılmış değildir. Yapılan bütün araştırmalar ve yayınlar şu veya bu metodun SAP2000 veya Perform 2D ile hesaplanmış aynı hayali binanın gösterdiği dinamik performansı yakaladığından dem vurmaktadır. Gerçek ile yüzyüze gelinmemiş durumlar genelleştirilmemelidir.

Şekil Değişiklikleriyle İlgili Yorumlar

Yazarlar, deprem hesabının yapı sistemini meydana getiren taşıyıcı elemanların şekil/yer değişikliklerine göre yapılması aşaması için bırakılmükemizi dünya için çok erken olduğu görüşünü taşımaktadır. Dolayısıyla Bölüm 5'in ve onun atıf verdiği diğer bölümlerde yer alan hükümlerin olduğu gibi çıkarılması gerektiğini düşünüyoruz. Üstelik hâlihazır şekliyle bu bölüm tasarım değil değerlendirmeye ilişkin konularda bir takım görüşler sergilemektedir. Kısaltması ŞGDT olan “Şekil Değişikliğe Göre Değerlendirme ve Tasarım” dayanıma, daha doğrusu kuvvete göre gerçekleştirilmiş olan bir hesabın tasarım depremine bağlı olarak taşıyıcı elemanlarda belirli şekil değiştirme göstergelerinin aşılmadığının gösterilmesine yöneliktir. Bunlar tutmaz ise yeniden kuvvetlerle başlayan bir hesap döngüsü başlatılmaktadır. Şekil değişikliklere ilişkin göstergelerde 2007 ilavesinde olduğu gibi kısmen birim boy değişikliklerinin alınmasında gösterilen ısrar, mesela perdeler ele alındığında geçersiz olduğu gösterilmiş bulunan kıstasların hesapta güvenilir sonuç vermediği gerçeği ile tezat halindedir (Kazaz ve Gülkan, 2012).

Performansa dayalı tasarım esasta rölatif yer değişikliklerinin belirli sınırların altında tutulması için yapılan işlerdir. Bunların birim uzamalar şeklinde ifade edilmesi mühendisi bir takım geçiş denklemlerinin esiri yapar ve doğruluğu her durum için garanti edilemez. Türkiye, taslak Yönetmelik'in geri kalan kısımlarının yeterince inandırıcı bir tarzda ispatladığı gibi deprem mühendisliği konusunda da teknoloji üretmeyen, dünyadan ithal eden bir ülkedir. O halde ithal kaynaklarının dahi kullanmadığı, olgunluğa erişmemiş, mühendis eğitiminde belki 1-2 yerde gösterilen bir yaklaşımı yönetmelik maddesi olarak takdim etmek yersizdir. Deprem yönetmeliğinin basit hallerinin dahi meslek camiasınca layıkıyla uygulanmadığı şikâyet edilen bir ülkede bu hükümleri dünyada bir numara olmak için sergilemek yanlıştır.

Bölüm 5 genel bir yanlış felsefe üzerinde kuruludur. Doğrusal sınır ötesindeki davranışı tasarımın temeli yapmayı hedefleyen, bunun için bazı tek/çok modlu itki metotlarını teşvik eden bir yaklaşım hem yanlış uygulamalara davet çıkarmakta, hem de eşdeğer statik metotları kullanacak seviyede deprem mühendisliğine hâkim insanların aynı hesapları zaman tanım alanında yapamayacağı kabulüne yer vermektedir. Eğer plastik modelleri, yığılı veya lifli metotları kullanacak mühendis varsa bırakalım bunlar doğrusal olmayan kabiliyete sahip hesaplama platformlarına gidip her şeyi dinamik hesapla halletsinler. Statik metotların yanlışlığı bilindiğine göre şimdiye kadar kimsenin kullanmadığı herkesin malumu olan “artımsal” yolları neden ilk lanse edildikleri 2007 yılından sonra hala muhafaza ediyoruz? Şimdiye kadar Türkiye’de kim bu muğlak metotları kullanıp bina hesaplamıştır? Artımsal metotları kullanarak hangi binanın performansı geriye gidilerek rasyonel bir tarzda izah edilmiştir? EK-5A’dan başlayıp giden bu metotlar ne işe yaramıştır ki bundan sonra yarasın?

Komitelerin verdiği nihai kararların mutlak doğrulara dayalı olmayabileceğini müdrükiz. Komisyonlarda dar hizbi hislerin tahrikiyle lehte ve aleyhte kalkan ellerin sayısı nihai kararı tayin edici olmaktadır fakat komisyon marifetiyle kusurların üstünü örtmek mümkün değildir. Dolayısıyla Bölüm 5 hakkındaki yorumlarımızı tekrarları göze alarak belirtmek isteriz.

- Taslak yönetmeliği hazırlayan bizlerin Türkçe’ye “şekildeğiştirme” diye bir kelime hediye etme görevimiz olduğundan emin değilim. Doğrusu “şekil değiştirme”dir.
- Kısım 5.1.1. Tanım Yönetmelik'in zayıf halkasıdır. Türkiye Deprem Tehlikesi Haritası bu hükümlerin kaleme alındığı tarihte hazır olmadığı için ilan edilmiş performans hedefleri ve bunlara tekabül eden şekil deformasyona ilişkin göstergeler ile yer hareketi göstergelerinin ahenk içinde olması zor bir ihtimaldir. Kuvvetlere göre boyutlandırılmış yapı sistemlerinin deprem etkilerine belirli ölçüler dâhilinde karşı koyup koymadığının kontrolüne yarayan adımları vermektedir. 5.1.2'deki ölçümleme hiçbir zaman yapılmış değildir.
- **5.3. DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞ MODELLERİ** tamamen kitabi bilgidir ve bir yönetmelikte yer alması doğru değildir. İleride başka hesap metotlarının elde edilmesi halinde buraya yazılan şeyler demode hale gelecektir.
- Başlıkları **5.4. DOĞRUSAL OLMAYAN HESAP İÇİN TAŞIYICI SİSTEMİN MODELLENMESİNE İLİŞKİN KURALLAR, 5.5. DOĞRUSAL OLMAYAN HESAP**

YÖNTEMİNİN SEÇİMİ, 5.6. DOĞRUSAL OLMAYAN İTME YÖNTEMLERİ İLE DEPREM HESABI ve 5.7. ZAMAN TANIM ALANINDA DOĞRUSAL OLMAYAN HESAP YÖNTEMİ İLE DEPREM HESABI olan kısımların herhangi bir yönetmelikte yeri olmamalıdır. Bunlar ders notlarından, kitaplarından veya bizce bilinmeyen başka kaynaklardan alınmadır.

- Denklem (5.22)-(5.25)'te verilen sınırların 2007'ye göre geri çekildiği görülmekle beraber bunların nerede hesap veya deneyle teyit edildiği bilinmemektedir. Verilen sınır değerler değerlendirmesi yapılan betonarme taşıyıcı elemanlar üzerindeki eksensel yük ve kesme etkilerini dikkate almamaktadır. Priestley ve diğerlerince ağırlıklı olarak N ve V taşımayan kirişler için geliştirilmiş olan basit yöntemlere dayalı sınırlardır. Bu sınırların dikkatli bir tenkidi Kazaz ve Gülkan (2012) tarafından yapılmıştır. Makale Ek'te verilmektedir. Buna göre dayanağa sahip şu limitlerin Ek 5A'da verilmiş bulunan şimdikilerin yerini alması doğru olacaktır:

Düşey elemanlarda akma limit durumu (kullanılan semboller yukarıdaki yayında mevcuttur):

$$\phi_y L_w = 0.00534 (\rho_b^{0.07})$$

$$\theta_y = 0.0018 (e^{-0.126L_w}) (\rho_b)^{0.072} \left(\frac{M/V}{L_w} \right)^{0.06}$$

$$DR_y = 0.0125 (e^{-0.116L_w}) (\rho_b^{0.225})$$

Göçme limit durumu: DBYBHY-07'de kullanılan ve Bölüm 4'te açıklanan Göçme Sınır durumunu ifade eder.

$$\phi_u L_w = 0.8 (C_L C_S) (\varepsilon_{su}) \left(1.0 - 2.4 \frac{P}{P_o} \right) \left(1.0 - 1.5 \frac{f_y}{f_c} \rho_{sh} \right) \left(\frac{M/V}{L_w} \right)^{0.29}$$

$$\theta_{pu} = 0.025 (C_L C_S) (\varepsilon_{su}) \left(0.95 - 2.1 \frac{P}{P_o} \right) \left(0.84 - 1.5 \frac{f_y}{f_c} \rho_{sh} \right) \left(\frac{M/V}{L_w} \right)^{0.82}$$

$$DR_u = 0.4 (C_L C_S) (\varepsilon_{su}) (e^{-0.136L_w}) \left(1.0 - 2.5 \frac{P}{P_o} \right) \left(1.0 - 1.5 \frac{f_y}{f_c} \rho_{sh} \right) \left(\frac{M/V}{L_w} \right)^{0.235}$$

Bu bağıntılarda kullanılan değişkenlerin hepsi C_L ve C_S dışında tanımlanmıştır. C_L ve C_S sırasıyla yükleme şartlarını ve perde kesit şeklini dikkate alan sabitlerdir. C_L monotonik artan yükler için 1.0, çevrimsel yükleme durumları için 0.75 olarak alınır.

Betondaki sınır birim uzamaların hesabında kayma gerilmelerinin hesaba alınmaması yanlıştır. Eğer

$$(v = V_{max}/A_w/\sqrt{f_c})$$

diyecek olursak perdelerdeki can güvenliği sınırı için can güvenliği ve göçmenin önlenmesi durumları için

$$(\varepsilon_c)_{GVmaks} = 0.010 - 0.005v$$

$$(\varepsilon_c)_{GÇmaks} = 0.0135 - 0.006v$$

alınmalıdır.

- Betonarme elemanların performansının hesaplanmasında veya yönetmelik marifetiyle talep edilmesinde en son kullanılacak değişkenler birim boy değiştirmeleridir. Bunların hesabı pek güçtür ve her türlü hesap cambazlığına açıktır. Performansın kıstası birim boy değiştirmelerinin ötesindeki dönmeler ve ötelenmeler olmalıdır çünkü bunların hesabında birim boy değiştirmelerinin oynadığı rol bütünleştirme yoluyla asgariye indirilir. Buna ilişkin metin değişikliği Eşgüdüm Komitesinin dikkatine sunulmuştu. Bunları yeniden veriyorum:

Betonarme Elemanların Kesit Birim Sekil Değiştirme Kapasiteleri:

Perde kesitlerinde göçme sınırı plastik mafsalsal dönme açısı cinsinden ifade edilir.

7.6.8. Birim Şekil Değiştirme Taleplerinin Belirlenmesi

7.6.8.1 – 7.6.5 veya 7.6.6'ya göre yapılan itme analizi veya zaman tanım alanında 7.6.7'ye göre yapılan hesap sonucunda çıkış bilgisi olarak herhangi bir kesitte elde edilen θ_p plastik dönme talebine bağlı olarak sağlanması gereken plastik eğrilik, aşağıdaki bağıntı ile hesaplanacaktır:

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} \quad (7.6)$$

7.6.8.2 – Amaca uygun olarak seçilen bir beton modeli ile pekleşmeyi de göz önüne alan donatı çeliği modeli kullanılarak, kesitteki eksensel kuvvet etkisi altında yapılan hesaptan elde edilen iki doğrulu moment-eğrilik ilişkisi ile tanımlanan ϕ_y eşdeğer akma eğriliği, Denk.(7.6) ile tanımlanan ϕ_p plastik eğrilik istemine eklenerek, kesitteki ϕ_t toplam eğrilik talebi elde edilecektir:

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p \quad (7.7)$$

Betonarme sistemlerde betonun basınç birim şekil değiştirmesi talebi ile donatı çeliğindeki birim şekil değiştirme talebi, Denk.(7.7) ile tanımlanan toplam eğrilik talebine göre moment-eğrilik hesabı ile hesaplanacaktır.

Birim şekil değiştirme değerleri kullanılmadan eleman hasar sınır durumları kesit dönme veya eğrilik hasar ölçütleri cinsinden belirlenebilir. Bu durumda, θ_p plastik dönme talebi, akma eğriliği ϕ_y ve plastik mafsalsal boyu L_p aşağıdaki bağıntılarla hesaplanır.

$$\theta_p = \begin{cases} (0.031 - 0.053 P/P_o) \cdot e^{-1.75v} & \text{eğer } P/P_o \leq 0.10 \\ (0.031 - 0.053 P/P_o) \cdot e^{-(1.90 - 1.47P/P_o)v} & \text{eğer } P/P_o \geq 0.10 \end{cases}$$

P: eksensel yük

$P_o = A_w \cdot f_{ck}$: kesit eksensel yük kapasitesi

$v = V_{maks} / A_w / \sqrt{f_c}$: normalleştirilmiş perde kesme gerilmesi

$$\phi_y = 2 \frac{\epsilon_y}{l_w}$$

$$L_p = 0.27 l_w \left(1 - \frac{P}{A_w f_c} \right) \left(1 - \frac{f_y}{f_c} \rho_{sh} \right) \left(\frac{M/V}{l_w} \right)^{0.45}$$

- Burada beton şekil değiştirmeleri ile ilgili olarak verdiğim endişeler BÖLÜM 13 - DEPREM ETKİSİ ALTINDA YÜKSEK BİNA TAŞIYICI SİSTEMLERİNİN TASARIMI İÇİN ÖZEL KURALLAR ve BÖLÜM 15 – MEVCUT BİNALARIN DEĞERLENDİRİLMESİ VE GÜÇLENDİRİLMESİ kısımları için de aynen geçerlidir. Denenmemiş ve teyidi yapılmamış ifadelerin Yönetmelik metninde kullanılması doğru değildir.
- Şu Ek'ler olduğu gibi çıkarılmalıdır:

EK 5B. BETON VE DONATI ÇELİĞİ İÇİN GERİLME – ŞEKİL_DEĞİŞTİRME BAĞINTILARI

EK 5C. TEK MODLU İTME HESABI YÖNTEMLERİ

EK 5D. ÇOK MODLU İTME HESABI YÖNTEMLERİ

EK 5E. YER_DEĞİŞTİRMİŞ EKSEN DÖNMELERİ VE PLASTİK DÖNMELERİN YAKLAŞIK HESABI

BÖLÜM 7 – DEPREM ETKİSİ ALTINDA YERİNDE DÖKME BETONARME BİNA TAŞIYICI SİSTEMLERİNİN TASARIMI İÇİN ÖZEL KURALLAR

- Denklem (7.16) ile verilen perde kesme kuvveti büyütme faktörünün hesabında hala Keintzel ve Eibl tarafından verilen, etrafında çerçeve bulunmayan ferdi perdelerdeki büyütme dikkate alan ifade kullanılmaktadır. Bunun yerine aşağıdaki ifadenin kullanılması uygun düşecektir:

7.6.6.3 – $H_w / \ell_w > 2.0$ şartını sağlayan perdelerde, göz önüne alınan herhangi bir kesitte enine donatı hesabında esas alınacak tasarım kesme kuvveti, V_e , Denk. (7.16) ile hesaplanacaktır.

$$V_e = \beta_v \lambda_d V_d = \beta_v \frac{(M_p)_t}{(M_d)_t} V_d \quad (7.16)$$

Bu bağıntıda yer alan kesme kuvveti dinamik büyütme katsayısı, β_v , perde ve perde-çerçeve sistemler için Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı, R_a 'ya ve bina kat sayısı, N 'ye bağlı olarak Denk.(7.16a) ile hesaplanacaktır. Daha kesin hesap yapılmadığı durumlarda $(M_p)_t \cong 1.25 (M_r)_t$ alınabilir. $H_w / \ell_w \leq 2.0$ olan perdelerin bütün kesitlerinde tasarım kesme kuvvetleri, Bölüm 4'e göre hesaplanan kesme kuvvetlerine eşit alınacaktır.

$$\begin{aligned} (R_a)_{etkin} > 2 & \quad ise \quad \beta_v = 0.95 + 0.01N + 0.1(R_a)_{etkin} \\ (R_a)_{etkin} \leq 2 & \quad ise \quad \beta_v = 1 + ((R_a)_{etkin} - 1)(0.15 + 0.01N) \end{aligned} \quad (7.16a)$$

$H_w / \ell_w > 2.0$ şartını sağlayan perdelerde tasarıma esas kesme kuvvetleri, $0.1H_w$ olarak belirlenen kritik perde kesme yüksekliği boyunca sabit bir değer olarak, perde tabanında 7.6.6.3'e göre hesaplanan kesme kuvvetine eşit alınacaktır. Kritik perde kesme yüksekliğinin sona erdiği kesitin üstünden, olarak hesaplanan katsayı kullanılarak hesaplanan ξH_w yüksekliğinde kesme kuvveti $V_e \geq 0.5\beta_v V_d$ olacak şekilde ikinci bir nokta elde edilerek iki nokta bir doğru ile birleştirilir. Son olarak, ξH_w seviyesinin üstünde kesme kuvveti sabit alınarak oluşturulan kesme kuvveti diyagramı uygulanır. Perde boyu $\ell_w > 5$ m olduğu durumlarda 7.6.6.3'e göre hesaplanan kesme kuvveti, perde yüksekliği boyunca ξH_w seviyesine kadar Denk. (7.17) de verilen bağıntıya göre dağıtılır. ξH_w seviyesinin üzerinde $V_e = 0.5\beta_v V_d$ alınır.

$$\frac{V_{i,w}}{V_e} = 1 - \frac{i(i-1)}{N(N+1)} \quad (7.17)$$

- Ülkemizdeki betonarme binaların büyük bir yüzdesi 5 – 8 katı geçmemekte ve özellikle yeni şehirleşmiş yerleşmelerde arsa zorlamalarının bulunmamasından ötürü simetrik veya simetriğe yakın oturma planına sahip olmaktadır. Bu binaların hesabı için Bölüm 4 ve Bölüm 7'nin koştığı şartların detaylı hesap yapılmadan da sağlanması mümkündür. Binalar hangi yönetmeliğe göre hesaplandıklarını bilmez. Mukavemetin temini için yerine getirilmesi gereken az sayıda temel şart vardır. Bu şartlar şablon reçeteler arasına dahil edilebilir. Sonuç illa ki en ekonomik boyutlara sahip bina ile temsil edilmese bile yıkılmayacak tarzda boyutlandırılacak iken can ve mal kaybına yol açarak elden çıkan yüzbinlerce binanın az da olsa bir kısmını kurtaracak bir sonuç doğurabilir. Kendine güvenen şekil değiştirme prensiplerini kullanır, vakti olmayan standardize edilmiş kuralları takip eder. Bu gerçek karşısında yönetmeliğin yeni sürümünün hazırlanması aşamasında betonarme binaların basitleştirilmiş tasarım ilkelerinin hazırlanması için bir Alt Komisyon tayin edilmiştir. Bu komisyonun uzun parametrik hesaplara, denemelere ve olgunlaşma evrelerine tekabül eden çalışması sonucu ortaya Bölüm 17 olarak eklenmesi uygun düşecek metin çıkarılmıştır.

Sözü Bitirirken

Ufak tadilat yapma görevi ile başlayan Bina Deprem Yönetmeliği hazırlama çalışması, sayfa adedi üç misli artmış ve yer yer muğlak, denenmemiş maddelere yer veren ASCE 7 taklidi bir belgeye dönmüştür. Burada teferruatlı yer verilmeyen Bölüm 6: Yapısal Olmayan Elemanlar, Bölüm 9: Çelik Yapılar, Bölüm 10: Hafif Çelik Yapılar, Bölüm 12: Ahşap Yapılar, Bölüm 14: Deprem Yalıtımlı Yapılar ve Bölüm 16: Temeller kısımları da yerine göre ASCE 7, AISC, American Wood Council ve benzeri kaynaklardan alınmış hükümlerdir. Yazı içinde konu edinilen tutarsızlıklar ve yanlışlıkları giderilse dahi bunun meslek insanlarınınca hakkı verilerek ve şuurlu bir şekilde Türkiye’de yaygın şekilde kullanılması mesleki eğitim cephesinde esaslı tedbirlere ihtiyaç vardır. Hatırda tutulması gereken husus, ülkedeki yaklaşık 120 inşaat mühendisliği eğitimi veren kurumun her yıl mezun ettiği 11’000 mezun arasında ileride depreme dayanıklı bina tasarımı ile meşgul olacak kesiminin bu belgenin ne dediğini iyice anlaması şarttır. Mezunları eğiten kişilerin de ehil olacak şekilde yetiştirilmesi aynı hedefin içine alınması lazımdır. Yoksa üç-beş üniversitede seçmeli derslerle eğitimi görmüş veya yurt dışından gelmiş mahdut sayıdaki mühendisler ülkenin ihtiyacına yetemez. Sonuçta, mühendislerimizin içini bilmedikleri karakutu misali hesaplama/tasarım platformlarının paralı esirleri haline gelir. Önemli projelerde müşavirlik yapabilir kişi olarak tayin edilmiş kimseler lonca düzeninde tasarım gözetimi ve denetimi hizmetini yerine getirir. Sonucun hayırlı olacağını zannetmiyoruz.

METİN İÇİNDE BAHSEDİLEN VEYA FAYDALANILAN KAYNAKLAR

American Society of Civil Engineers (2016): ASCE 7-16: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, Reston, VA.

Applied Technology Council (1978): ATC 3-06: Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, Redwood City, California.

Applied Technology Council (2009): "Quantification of Building System Performance and Response Parameters, ATC-63 Project" FEMA P695, June.

Arslan, H., Topkaya, C. (2010): "A Numerical Study on Response Factors for Steel Wall-frame Systems" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 39, No. 14, pp. 1611-1630.

ATC 72 (2010). "ATC-72-1: Interim Guidelines on Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings," ATC-72-1, Applied Technology Council, Redwood City, California.

FEMA P-751 (2012): *2009 NEHRP Recommended Seismic Provisions: Design Examples*, report prepared by National Institute of Building Sciences, Building Seismic Safety Council.

Gülkan, P. (2000): "Building Code Enforcement Prospects: Failure of Public Policy," Chap. 15 of 1999 Kocaeli, Turkey, Earthquake Reconnaissance Report, Supplement A to Volume 16, Earthquake Spectra, December, pp. 351-367.

Gülkan, P. (2010): "İstanbul Deprem Endüstrisi," Yapı Dünyası Dergisi, Ağustos, s. 15-20.

Gülkan, P. (2013): "A Dispassionate View of Seismic-Hazard Assessment," Seismological Research Letters, Vol. 84(3), May/June.

Gülkan, P. and R. K. Reitherman (2015): "Codes and Standards," in Encyclopedia of Earthquake Engineering, Ed. M. Beer et al., Springer-Verlag Berlin Heidelberg, ISBN 978-3-642-35343-7.

Haselton, C. B., Ed. (2009): "Evaluation of Ground Motion Selection and Modification Methods: Predicting Median Interstory Drift Response of Buildings," PEER Report 2009/01, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.

Haselton, Curt B., Jack W. Baker, Jonathan P. Stewart, Andrew S. Whittaker, Nicolas Luco, Andy Fry, Ronald O. Hamburger, Reid B. Zimmerman, John D. Hooper, Finley A. Charney, and Robert G. Pekelnicky (2017): "Response History Analysis for the Design of New Buildings in the NEHRP Provisions and ASCE/SEI 7 Standard: Part I - Overview and Specification of Ground Motions," Earthquake Spectra, Volume 33, No. 2, pages 373–395, May 2017.

Haselton, Curt B., Andy Fry, Ronald O. Hamburger, Jack W. Baker, Reid B. Zimmerman, Nicolas Luco, Kenneth J. Elwood, John D. Hooper, Finley A. Charney, Robert G. Pekelnicky, and Andrew S. Whittaker (2017): "Response History Analysis for the Design of New Buildings in the NEHRP Provisions and ASCE/SEI 7 Standard: Part II - Structural Analysis Procedures and Acceptance Criteria," Earthquake Spectra, Volume 33, No. 2, pages 397–417, May 2017.

Heintz, J.A. (2010): "ATC-63-FEMA P-695 Quantification of Building Seismic Performance Factors," Los Angeles Tall Building Seismic Design Council (LATBSDC) Annual Meeting, May.

IBC International Code Council, Inc. (2012): 2012 International Building Code.

Jarrett, Jordan A., Reid B. Zimmerman, Finley A. Charney and Afshar Jalalian (2017): "Response-History Analysis for the Design of New Buildings in the NEHRP Provisions and ASCE/SEI 7 Standard: Part IV – A Study of Assumptions," *Earthquake Spectra*, Volume 33, No. 2, pages 449–468, May 2017.

Kazaz, İ. ve Gülkan, P. (2012): "Süneklik düzeyi yüksek betonarme perdelerdeki hasar sınırları," *İMO Teknik Dergi*, 23(114) : 6113 – 6140.

Kazaz, İ., Gülkan, P. Yakut, A. (2012): "Performance limits for structural walls: An analytical perspective," *Engineering Structures*, (43): 105–119.

Kurban, C. O. ve Topkaya, C. (2008): "A Numerical Study on Response Modification, Overstrength, and Displacement Amplification Factors for Steel Plate Shear Wall Systems," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 38, No. 4, pp. 497-516.

Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council (LATBSDC) (2014): "An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region," Los Angeles, CA.

Morgenstern, J. (1995): "The Fifty-Nine-Story Crisis," *The New Yorker*, May 29, 1995, pp 45-53.

Pacific Earthquake Engineering Research Center (2010): "Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings," PEER Report 2010/05, November 2010, prepared by the TBI Guidelines Working Group, Berkeley, California.

Pacific Earthquake Engineering Research Center (2017): "Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings, Version 2.03," PEER Report No. 2017/06, May.

San Francisco Building Code (SFBC) (2013): "Requirements and Guidelines for the Seismic Design of New Tall Buildings Using Non-Prescriptive Design Procedures," San Francisco Building Code Administrative Bulletin 083, San Francisco, CA, 8 pp.

Zimmerman, Reid B., Jack W. Baker, John D. Hooper, Stephen Bono, Curt B. Haselton, Albert Engel, Ron O. Hamburger, Ayse Celikbas and Afshar Jalalian (2017): "Response History Analysis for the Design of New Buildings in the NEHRP Provisions and ASCE/SEI 7 Standard: Part III - Example Applications Illustrating the Recommended Methodology," *Earthquake Spectra*, Volume 33, No. 2, pages 419–447, May 2017.

Ek: Perdeler için Şekil Değişirme Mukayesesi

Süneklik düzeyi yüksek betonarme perdelerdeki hasar kabul sınırları⁷

İlker Kazaz⁸
Polat Gülkan⁹

Öz

Halen geçerli olan Deprem Yönetmeliğinde önerilen birim şekil değiştirme hasar sınır değerleri, teknik literatürde mevcut önde gelen çalışmalardan alınmakla birlikte, bu değerlerin yer değiştirmeye dayalı tasarım ve değerlendirme yöntemlerinde kullanılan analitik araç ve yöntemlerle performans düzeyini tanımlamak için uygun olup olmadığı tam olarak sınanmamıştır. Düzlem kesitlerin deformasyondan sonra da düzlem kaldığına dayanan moment-eğrilik hesaplamaları, özellikle betonarme perdeler için sorun teşkil etmektedir. Dolayısıyla önerilen hasar sınır değerlerinin betonarme perdeler için geçerliliğinin araştırılması için kapsamlı bir çalışmaya ihtiyaç duyulduğu görülmektedir. Bu çalışma iyi kalibre edilmiş bir sonlu eleman modelleme yaklaşımı kullanarak dikdörtgen kesitli betonarme perdelerin ötelenme, kesit dönmesi ve eğriliği, perde uçlarındaki beton ve donatı birim şekil değiştirmeleri arasındaki ilişkiyi incelemektedir. Deprem Yönetmeliğinde ve bazı diğer hesap kılavuzlarında verilen şekil değiştirme ile ilgili hükümlerin geçerliği irdelenmektedir. Perde elemanları için mevcut değerlerden daha doğru olduğuna inanılan modelleme parametreleri ve kabul kıstasları teklif edilmektedir.

Anahtar kelimeler: Hasar sınırı, betonarme perde, şekil değiştirme, plastik mafsalsal, kabul kriteri

Damage limits for ductile reinforced concrete shear walls

ABSTRACT

Although the strain based damage limits proposed in the existing Turkish Earthquake Code were adopted from reported studies of leading researchers, the appropriateness of these limit state definitions and corresponding values to evaluate the performance with the analytical tools and methods used in the displacement based design and assessment procedures has not been verified properly. The moment-curvature analysis based on the plane section hypothesis is severely violated especially for reinforced concrete walls. This indicates that a comprehensive investigation is required to investigate the validity of proposed acceptance limits for structural walls. This study is based on advanced and computationally rigorous numerical procedures to investigate the relation between drift ratio, plastic rotation and curvature, compressive strain in concrete and tensile strain in steel for rectangular reinforced concrete structural walls. Validity of the requirements related to deformation limits in the Turkish Seismic Code and other design guidelines is then evaluated. Modeling and acceptance criteria that are more accurate than the existing ones have been proposed for structural walls.

Keywords: Damage limit, RC shear wall, strain, plastic hinge

1. GİRİŞ

⁷ Bu yazı için Bkz. İMO Teknik Dergi, 23(114) : 6113 – 6140 (2012).

⁸Atatürk Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Erzurum-ikazaz@atauni.edu.tr

⁹Orta Doğu Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Ankara-pgulkan@metu.edu.tr

Özellikle 90lı yıllardan itibaren Performansa-Dayalı Deprem Hesabı (PDDH) alanında meydana gelen gelişmeler ışığında, şiddeti önceden belirlendiği varsayılan bir deprem etkisi altında binalardaki yer değiştirme taleplerinin hesaplanabileceği kabul edilmiştir. Yer değiştirmelerin belirli “performans” seviyelerine tekabül eden hasar sınır değerleri ile karşılaştırılması sonucu yapının davranışının öngörülebileceği günümüz mühendislik uygulamalarından olan yer değiştirmeye dayalı tasarım ve yapısal performans değerlendirme yöntemlerinin esasıdır. Performansa Dayalı Deprem Hesabı’nın temelleri şu üç dokümanda atılmıştır: SEAOC Vision 2000 [1], ATC 40 [2] ve FEMA 273 [3] (daha sonra FEMA 356 [4]). Bu dokümanlarda geliştirilen usullerin yönetmeliklerde kullanılması amaçlanmıştır. FEMA 356 [4], ASCE/SEI 41 [5] ve EC8 [6] yönetmelikleri belirli performans ölçülerine karşı gelen yapısal yer değiştirme kapasitelerinin belirlenmesi için rasyonel değerlendirme yolları içerirler. Bu yönetmeliklerde hasar sınırları eğilme etkisi altındaki elemanlar için plastik mafsal dönmesi ve kesme etkisindeki elemanlar için kat öteleme oranı olarak tanımlanmaktadır. Verilen sınır değerler deneysel çalışmalardan elde edilen sonuçların doğrusal olmayan statik (itme analizi) ve dinamik (zaman-tanım alanında hesap yöntemi) hesap yöntemlerinde kullanılan matematiksel modelleme teknikleriyle birleştirilmesiyle elde edilmiştir.

Halen yürürlükte olan Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelikte (DBYBHY-07) [7] ise betonarme elemanlar için plastik mafsal dönmesi ve ötelenme oranı olarak ifade edilen geleneksel kesit hasar sınırları yerine kesit birim şekil değiştirme kapasiteleri ikame edilmiştir. Betonarme elemanlar üzerinde gerçekleştirilen deneylerde, birim şekil değiştirme ölçümlerindeki zorluk, belirsizlik (ölçümün yapıldığı uzunluk ve bölge sonuçları değiştirir) ve en önemlisi yeterli deneysel veri olmamasından dolayı, konu üzerinde detaylı araştırma gerektirmektedir. Ayrıca geleneksel kılavuzların aksine, DBYBHY-07 [7] kullanılacak beton ve çelik malzeme modellerine yer vererek, bu konuda betonarme elemanların doğrusal olmayan davranışı hakkında yeterli bilgiye sahip olmayan mühendislerin yanlış uygulamalarına yol açma ihtimalini barındırmaktadır. Mevcut değerlendirme yöntemini tehlikeye atan en önemli unsurlardan bir diğeri kesit düzeyinde yapılan hesaplamaların en temel varsayımı olan “düzlem kesitlerin şekil değiştirmeden sonra da düzlem kalacağı” faraziyesidir. Bu durumun özellikle betonarme perdeler için sonuçları kestirilemeyen riskler doğurması beklenebilir.

Betonarme perdelerin deprem performansının belirlenmesi için birçok yöntem geliştirilmiştir. Wallace ve Moehle [8] geliştirdikleri yöntemle perdelerde deprem sonucu olan ötelenme talebi ve mevcut kapasiteyi karşılaştırarak perde uç bölgesinde gerekli olan süneklik ve donatı detaylandırmasını incelemiştir. Sismik ötelenme talebi Sözen [9] tarafından geliştirilen yöntemle elde edilir. Perde tepe noktasında elde edilen ötelenme oranı Park ve Paulay [10] tarafından geliştirilen plastik mafsal yöntemi vasıtasıyla perde taban kesitindeki eğrilik ve plastik dönme talepleriyle ilişkilendirilir. Wallace [11] bu yöntemde küçük değişiklik yaparak betonarme perdelerin yer değiştirmeye dayalı tasarımı için analitik bir çerçeve önermiştir. Bu sayede tepe ötelenmesi şeklinde elde edilen hasar seviyesi birim şekil değiştirme cinsinden ifade edilmiş olur. Priestley ve arkadaşları [12, 13, 14] yaptıkları çalışmalarla yer değiştirmeye dayalı tasarım alanında öncü olmuşlardır. Hâlihazırdaki Deprem Yönetmeliğinin de büyük ölçüde bu çalışmalardan esinlendiği söylenebilir. Kesit düzeyinde moment-eğrilik hesaplamalarına dayanan çalışmalar sonucu betonarme elemanların akma ve maksimum şekil değiştirme noktalarındaki eğriliklerini ifade eden bağıntılar geliştirmişlerdir. Bu bulgular varsayılan bir plastik mafsal boyu L_p ile birleştirilerek birçok betonarme eleman için hasar durum ve sınırları ile ilgili bağıntılar önerilmiştir. Bu yöntem, özellikle perde elemanlarının konsol giriş olarak modellenerek plastik mafsal yöntemiyle hesaplarının yapılabilmesindeki basitlik ve kolaylıktan dolayı yapısal perde elemanlarının sismik performansının belirlenmesinde yaygın olarak kullanılmaktadır. Halen geçerli yönetmeliğin esinlendiği kaynaklardan farkı eleman uç dönmeleri ve kat yer değiştirmeleri yerine nedense betonarme elemanlardaki birim uzamaları kabul kıstaslarının esası kabul etmiş olmasıdır. Bunun deney veya geçerliliği kabul görmüş nümerik metotlarla sınanmasına büyük ihtiyaç vardır.

Bu çalışmada DBYBHY-07 [7] de kullanıma sunulan betonarme elemanlar için kesit birim şekil değiştirme kapasite bağıntılarının güvenilirliği ve doğruluğu betonarme perdeler açısından hesaba dayalı yöntemlerle incelenecektir. Bu çalışma kalibre edilmiş bir sonlu elemanlara dayalı nümerik model kullanarak dikdörtgen kesitli betonarme perdelerin global ötelenme, kesit dönmesi ve eğriliği ve perde uçlarındaki beton ve çelik gerilmeleri arasındaki ilişkiyi incelemektedir. Deprem Yönetmeliğinde ve bazı diğer hesap kılavuzlarında verilen şekil değiştirme ile ilgili hükümlerin geçerliliği irdelenmektedir.

Dikdörtgen kesitli perde elemanları için mevcut değerlerden daha doğru olduğuna inanılan modelleme parametreleri ve kabul kıstasları için bağıntılar teklif edilmektedir.

2. DBYBHY-07 Kesit Hasar Sınırları (Birim Şekil Değiştirme Kapasiteleri)

Yönetmelikte [7] kesit düzeyinde taşıyıcı sistem performansı beton ve donatı çeliğinin birim şekil değiştirmeleri cinsinden elde edilen deprem taleplerinin yönetmelikte tanımlanan birim şekil değiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılmasıyla belirlenir. Kullanılan hesap programına bağlı olarak, kesit sınırlarında beton basınç ve donatı çeliği çekme birim şekil değiştirme talepleri doğrudan (fiber modelleme tekniği kullanılmışsa) veya elde edilen kesit dönmelerinde dönüştürülerek (genellenmiş yığılı plastik mafsal tekniği kullanılmışsa) zaman-tanım alanında hesap yöntemi veya itme analizlerinden elde edilir. İkinci yöntemin geçerli olduğu durumlarda çubuk eleman olarak modellenen kolon ve kirişlerin plastik mafsal bölgelerinde elde edilen plastik dönme açısı (Δ_p) plastik eğrilik talebine (Δ_p) çevrilir ve eşdeğer akma eğriliğine (Δ_y) eklenir.

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} \quad \phi_t = \phi_p + \phi_y \quad (1)$$

Betonarme sistemlerde kritik kesitlerde betonun basınç birim şekil değiştirme talebi ile donatı çeliğindeki birim şekil değiştirme talebi, (1) bağıntısı ile tanımlanan toplam eğrilik talebine göre moment-eğrilik hesabı ile tayin edilir. Kritik kesitlerin moment-eğrilik hesaplamasında kabul görmüş beton ve çelik malzeme gerilme-şekil değiştirme ilişkileri kullanılabilir. Hesaplanan birim şekil değiştirme talepleri yönetmelikte tanımlanan sınır şekil değiştirme değerleri ile karşılaştırılarak elemanın hasar durumuna karar verilir. Eleman hasar durumlarının oran ve dağılımı yapının tamamının hangi kategoride hasar göreceğinin belirleyicisidir. Adımların takibiyle binanın performansı hakkında karar verilir.

2007 Yönetmeliğinin yedinci bölümünde binaların performansının doğrusal elastik olmayan yöntemlerle belirlenmesinde sünek elemanlar için kesit düzeyinde üç sınır durum tanımlanmıştır. Bunlar Minimum Hasar Sınırı (MN), Güvenlik Sınırı (GV) ve Göçme Sınırı (GÇ)'dir. Kesit Minimum Hasar Sınırı (MN) için kesitin en dış lifindeki beton basınç şekil değiştirmesi ile donatı çeliği birim şekil değiştirmesi üst sınırları:

$$(\varepsilon_{cu})_{MN} = 0.0035 ; \quad (\varepsilon_s)_{MN} = 0.010 \quad (2)$$

Kesit Güvenlik Sınırı (GV) için etriye içindeki bölgenin en dış lifindeki beton birim şekil değiştirmesi ile donatı çeliği birim şekil değiştirmesi üst sınırları:

$$(\varepsilon_{cg})_{GV} = 0.0035 + 0.01 (\rho_s/\rho_{sm}) \leq 0.0135 ; \quad (\varepsilon_s)_{GV} = 0.040 \quad (3)$$

Kesit Göçme Sınırı (GÇ) için etriye içindeki bölgenin en dış lifindeki beton ile donatı çeliği birim şekil değiştirmesi üst sınırları:

$$(\varepsilon_{cg})_{GC} = 0.004 + 0.014 (\rho_s/\rho_{sm}) \leq 0.018 ; \quad (\varepsilon_s)_{GC} = 0.060 \quad (4)$$

(2)-(4) bağıntılarında, ε_{cu} kesitin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesi, ε_{cg} etriye içindeki bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesi, ε_s donatı çeliği birim şekil değiştirmesi ve (ρ_s/ρ_{sm}) kesitte mevcut bulunan enine donatının hacimsel oranının kesitte yönetmeliğe göre bulunması gereken enine donatının hacimsel oranına oranıdır. Denklem (2)-(4) Priestley v.d. (2007)'den mülhemdir.

DBYBHY-07 de kullanıma sunulan hasar sınırları özellikle Priestley ve arkadaşları tarafından gerçekleştirilen çalışmalara dayanmaktadır [13]. Priestley vd. [13,15] moment-eğrilik hesabında betonarme kesitlerin *Kullanılabilirlik* ve *Hasar-kontrolü* sınır durumlarını belirlemek üzere çekme ve basınç için birim şekil değiştirme sınırları tanımlamıştır. Priestley tarafından tanımlanan Hasar-kontrolü

sınır durumu DBYBHY-07 deki *Kesit Göçme Sınırı (GÇ)* performans seviyesine denk gelir ve bundan sonra sunulacak olan hesap sonuçlarını da önemli ölçüde etkilediğinden üzerinde durulacaktır.

a) *Hasar-kontrolü çekme birim şekil değiştirme sınırı*: Priestley vd. [13] moment-eğrilik hesabında donatı çeliğinde izin verilecek en büyük birim şekil değiştirme değeri olarak monotonik yüklemeli malzeme deneyinden elde edilen donatı çeliğinin en büyük gerilmedeki birim şekil değiştirmenin, \square_{su} , kullanılmasının doğru bir yaklaşım olmadığını belirtmiştir. Buna gerekçe olarak şu maddeler sayılabilir:

- Deprem gibi tersinir yükler altında donatının ardı sıra maruz kaldığı basınç ve çekme etkileri donatının etkin kopma birim şekil değiştirme kapasitesinde azalmaya sebep olur.
- Donatı basınç yüklemesinden önce büyük çekme birim şekil değiştirme talebine maruz kalmışsa burkulmaya daha hassas hale gelir. Bu burkulma, betonda önceden meydana gelen eğilme çatlakları kapanmadan ve donatı hala çekme şekil değiştirmesine maruz fakat basınç gerilmeleri altındayken meydana gelir. Bu durum donatının kopma birim şekil değiştirme kapasitesinin (\square_{su}) altında düşük çevrimli yorulma riskini artırır.
- Donatı ve beton arasındaki bağ kayması ve diyagonal çatlama sonrası kesme kuvvetlerinin eğilme davranışı üzerindeki etkisiyle ortaya çıkan çekme-kayması etkisi (“tension-shift effect”) sonucu kritik kesitte donatıdaki gerçek birim şekil değiştirme değerleri “düzlem kesit” varsayımıyla hesaplamalardan elde edilen değerlerden daha düşüktür.

Sayılan sebeplerden ötürü, betonarme kesitlerin eğrilik kapasiteleri hesaplanırken çelik kopma birim şekil değiştirme dayanımı $\square_s = 0.6 \square_{su}$ olarak alınması uygun görülmüştür.

b) *Hasar-kontrolü basınç birim şekil değiştirme sınırı*: Priestley vd. [13] betonun basınç altındaki şekil değiştirme kapasitesinin kesiti sargılayan enine donatının kopma dayanımına bağlı olduğu varsayımına dayanarak beton ve sargı donatısının şekil değiştirme enerjilerini kullanarak (5) bağıntısını elde etmişlerdir.

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yw} \varepsilon_{su}}{f_{cc}} \quad (5)$$

Bu bağıntıda, f_{yw} enine donatının akma dayanımını, \square_s toplam enine donatının hacimsel oranını, f_{cc} sargılı beton basınç dayanımını temsil eder. Priestley v.d. [13], (5) bağıntısının yaklaşık olmakla beraber deneylerde ölçülen maksimum beton basınç birim şekil değiştirmesiyle uyumlu olduğunu belirtmiştir [16]. Ayrıca, eksenel yük ve eğilme etkisi altındaki elemanlarda deneysel olarak ölçülen basınç birim şekil değiştirmelerinin, (5) bağıntısıyla hesaplanan değerlerden 1.3-1.6 kat daha yüksek olduğu belirtilmiştir. Hasar-kontrolü sınır durumu için tasarlanan yapıların değerlendirmesinde emniyet katsayısı olarak ele alınabilecek bu durum yeterli bulunmuştur.

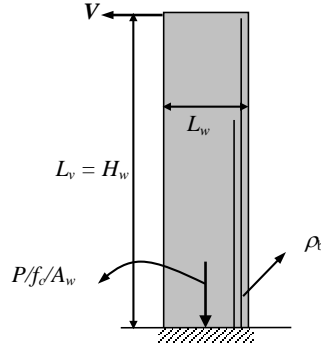
3.Parametrik Çalışma, Hesap Yöntemi ve Sonlu Eleman Modeli

Hesaplanmasındaki basitlik ve plastik mafsallık yönteminde temel alınan yapısal sistem olduğu için perdelerin lokal ve global ölçekte şekil değiştirmelerinin incelenmesinde idealleştirilmiş bir konsol perde elemanı kullanılmıştır. Betonarme perdelerin şekil değiştirme ve yük taşıma kapasiteleri inceleyen önceki çalışmalara bakıldığında [17-21] perde davranışını etkileyen en önemli değişkenlerin perdelerin yükseklik-boy oranı (H_w / L_w), eksenel yük seviyesi ($P/f_c/A_w$), basınç bölgesinde sargı donatısının etkinliği, boyuna donatı miktarı (\square_b), ve etkin kesme boyu (L_v) olduğu görülmüştür. Bu çalışmada hesapları yapılacak perdelerin sonlu eleman modelleri kurgulanırken aşağıdaki değişkenler kullanılmıştır:

- Perde boyu (L_w): 3 m, 5 m ve 8 m
- Etkin kesme boyu (L_v): 5 m, 6 m, 9 m, 15 m, 24 m
- Perde uç bölgesinde boyuna donatının hacimsel oranı (\square_b): % 0.5, 1, 2, 4
- Perde taban kesitinde eksenel yük seviyesi ($P/f_c/A_w$): 0.02, 0.05, 0.1, 0.15, 0.25

Böylece 300 farklı perde modeli elde edilmektedir. Hesaplarda kullanılan değişkenler Şekil 1 de tipik bir perde elemanı üzerinde gösterilmiştir. Betonarme elemanların sünekliği doğrudan kullanılan enine donatının sargı etkisine bağlı olmakla birlikte bu çalışmada sargı etkisi hesaplamalarda kullanılan

değişkenler arasına alınmamıştır. Enine donatının parametreler arasına katılması durumunda yapılacak analiz sayısı en az 3-4 katına çıkacağından ve bu çalışmada kullanılan sonlu eleman yönteminde karşılaşılan yakınsama ve uzun çözüm zamanı gibi problemler de göz önüne alındığında sadece enine donatı oranı yeterli perdeler incelenmiştir. Burada tasarlanan perde elemanlarının uç bölgelerinde DBYBHY-07 [7] ve ACI 318-08 [22] tarafından öngörülen enine sargı donatısının mevcut olduğu varsayılmıştır.



Şekil 1. Perdelerin hesabında kullanılan değişkenlerin şematik gösterimi

3.1. Perdelerin tasarımı ve detaylandırma

Bu çalışmada temel alınan dikdörtgen kesitli perdelerde, Yönetmeliğin öngördüğü şekilde kritik perde yüksekliği boyunca uç bölgelerinin her birinin plandaki uzunluğu, perdenin plandaki toplam uzunluğunun %20 si olarak alınmıştır ($l_u = 0.2L_w$). Tüm perdeler için perde duvar kalınlığı 250 mm olarak alınmıştır. Enine ve boyuna donatının akma dayanımının 420 MPa olduğu varsayılmıştır. Beton basınç dayanımı 25 MPa olarak sabit kılınmıştır. Deneysel sonuçlar belli bir aralıkta beton basınç dayanımının eğilme etkisi altındaki perde davranışını önemli ölçüde etkilemediğini göstermektedir [23]. Ayrıca ülkemizde inşaat sektöründe kullanılan betonun büyük bir kısmının 25-30 MPa aralığında olması, beton dayanımının değişkenler arasından çıkarılmasında etkili olmuştur.

Yukarıda listelenen değişkenlerin tarif ettiği parametre kümesi için perde taban kesitinin moment kapasitesi (M_y) hesaplanır. Elde edilen moment kapasitesi etkin kesme boyuna bölünerek tasarım kesme kuvveti belirlenir ($V_d = M_y / L_v$). Perdenin her iki yüzündeki gövde donatılarının toplam enkesit alanı, düşey (ρ_{sv}) ve yatay (ρ_{sh}) oranları, perde uç bölgelerinin arasında kalan perde gövdesi brüt enkesit alanının 0.0025'i olarak alınmıştır. Eğer pekleşmeli moment kapasitesi göz önüne alınarak hesaplanan kesme kuvveti ($V_e = \rho_{sv} V_d$), (6) bağıntısı ile verilen perde kesitinin kesme dayanımını aşarsa, gerekli gövde donatısı yine aynı bağıntı kullanılarak elde edilir. Düşey gövde donatısı yatayda hesaplanandan donatı miktarıyla aynı alınmıştır.

$$V_r = A_w (0.65 f_{ctd} + \rho_{sh} f_{ywd}) \quad (6)$$

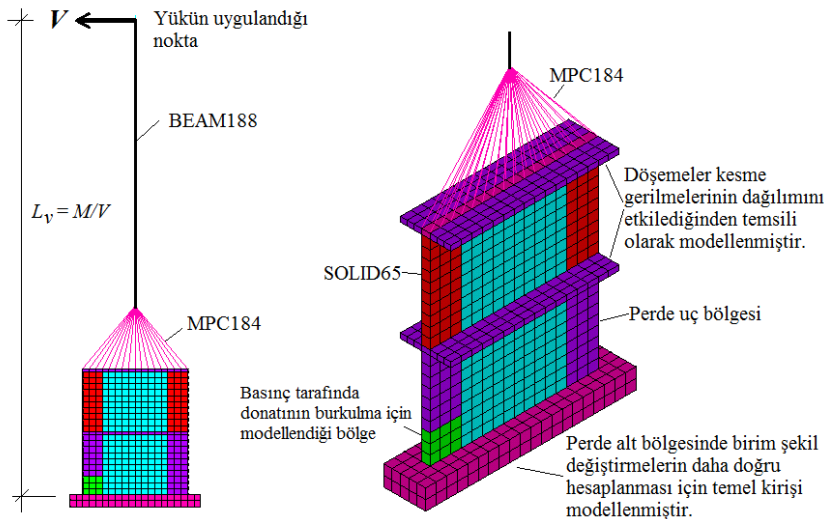
3.2. Perde uç bölgesi donatı durumu ve sargı etkisi

Betonarme elemanların ötelenme kapasiteleri uygulanan sargı etkisiyle doğru orantılıdır. DBYBHY-07 [7] ve ACI 318-08 [22] perde uç bölgelerinde gereken sargı donatısının hesaplanmasında benzer bağıntılar kullanır. DBYBHY-07 de önerilen bağıntı $A_{sh} = 0.05 s b_c f_{ck} / f_{ywk}$ şeklindedir. Kolon gibi tasarlanan perde uç bölgelerinde uygulanması istenen sargı donatısı kolonlar için gerekenin 2/3'ü kadardır. ACI 318-08'de ise aynı bağıntı ön çarpan 0.09 olacak şekilde verilmiştir. Bu şekilde hesaplanan perde uç bölgesi sargı donatısı $\square 8/150$ mm olarak belirlenmiştir. DBYBHY-07'ye göre düşey doğrultuda etriye ve/veya çiroz aralığı perde kalınlığının yarısından ve 100 mm'den daha fazla, 50 mm'den daha az olmayacağından, hesaplamalarda $\square 8/100$ mm kullanılmıştır. Öte yandan tasarım ACI 318-08 e [22] göre yapılmış olsaydı gereken 8 mm'lik etriyelerin 85 mm aralıkla yerleştirilmesi gerekcekti. Sonuç olarak bu çalışmada incelenen perde elemanlarının DBYBHY-07'ye göre süneklik düzeyi yüksek, ACI 318-08 göre ise iyi sargılanmış elemanlar olduğu söylenebilir.

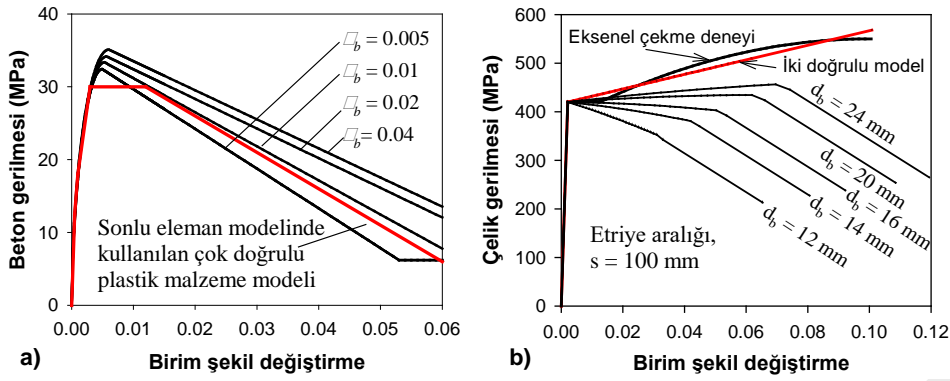
3.3. Sonlu eleman modeli ve malzeme özellikleri

Şekil 1 de gösterilen tipik perde elemanının hesapları genel amaçlı bir sonlu eleman yazılımı ANSYS [24] kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Şekil 1 de gösterildiği gibi perde modellerinin lineer olmayan hesaplamaları tepe noktasından uygulanan tekil statik yükler altında gerçekleştirildiğinden en büyük kesit tesirleri perde tabanında gerçekleşir. Yapılan hesaplamalarda betonda çatlamanın perde orta yüksekliğine kadar yayıldığı görülmekle beraber donatıda ciddi akmanın ancak ilk bir veya iki kat seviyesinde yoğunlaştığı görülmüştür. Dolayısıyla Şekil 2 de gösterildiği şekilde, perde elemanlarının hesaplamalarında kullanılmak üzere hem katı hem de çubuk elemanlardan teşkil edilen karma sonlu eleman modelleri kullanılmıştır. Hasarın yoğunlaştığı aşağı bölgelerde (iki kat boyunca, 6 m) daha detaylı bilgi elde etmek üzere 8-düğüm noktalı katı elemanlar kullanılmıştır. Donatı betonun ayrı olarak çubuk elemanları ile modellenebileceği gibi karşı gelen katı elemanın hacmi içerisinde yayılı olarak da modellenebilir. Bu çalışmada ikinci yol tercih edilmiştir. Betonun çatlama dışındaki hasarın ihmal edilebileceği üst kısımlar kesme-eğilme formülasyonuna göre hazırlanmış kolon-kiriş elemanlarından teşkil edilmiştir. Düğüm noktalarında sadece ötelenme serbestlik dereceleri (u_x, u_y, u_z) olan katı elemanla hem ötelenme hem de dönme serbestlik dereceleri olan kiriş elemanının ($u_x, u_y, u_z, \varphi_x, \varphi_y, \varphi_z$) düğüm noktalarındaki uyumsuzluğu çözmek için uyum elemanının rijit kiriş özelliğinden faydalanılarak iki eleman tipi birbirine bağlanmıştır.

Kaleme alınış tarzı itibariyle didaktik özellikler taşıyan DBYBHY-07 sargılı veya sargısız beton gerilme-birim şekil değiştirme malzeme modelleri için Mander vd. [16] modelini önermiştir. Diğer modellerle karşılaştırıldığında [26, 27], bu modelin sargılı beton için özellikle azami gerilme sonrası yumuşama bölgesinde daha yüksek gerilme değerleri verdiği görülmüştür. Saatçioğlu ve Razvi [27] modeli Mander modeliyle tepe noktası öncesi benzer eğriler vermekle birlikte, yumuşama bölgesinde daha gerçekçi bir davranış sergilemektedir. Dolayısıyla hesaplamalarda sargılı betonun gerilme-birim şekil değiştirme eğrileri Saatçioğlu ve Razvi [27] modeliyle hesaplanmıştır. Perde modellerinin katı eleman kısımlarında sargılı ve sargısız beton ve donatı çeliği için malzeme özellikleri gerilme-birim şekil değiştirme düzeyinde doğrudan tanımlanmıştır. Şekil 3-a'da görüldüğü üzere beton malzeme eğrisi çok parçalı doğru olarak idealize edilerek modelde kullanılmıştır. Donatı çeliği elastik modülü 200000 MPa, akma dayanımı 420 MPa ve akma sonrası teğet modülü 1500 MPa olacak şekilde iki doğrulu model olarak alınmıştır (Şekil 3-b). Şekil 2 de gösterildiği üzere modelde basınç kenarındaki boyuna donatının modellenmesinde burkulma etkisi de dikkate alınmıştır. Bu bölgede boyuna donatı gerilme-birim şekil değiştirme eğrileri Dhakal ve Maekawa [30] tarafından önerilen ve donatı çapı (d_b) ve sargılanmamış boyuna donatı boyunu (etriye aralığı, s) esas alarak geliştirilen burkulma modeline göre değiştirilmiştir (Şekil 3-b). Kiriş elemanlarından meydana gelen üst kısımlarda eleman davranışı tasarım momenti-eğrilik ($M-\varphi$) ve yük-kayma açısı ($F-\varphi$) ilişkileri kullanılarak iki doğrulu yığılı plastik mafsallık modeline uygun şekilde tanımlanmıştır. Akma eğriliği Priestley vd. [13] tarafından önerilen $\varphi_y = 2\varphi_{sy}/L_w$ ilişkisi ile hesaplanmıştır. Hazırlanan model analitik olarak güvenilir sonuçlar vermekle birlikte, hesaplamalarda hız ve üretilen sonuçların işlenmesinde kolaylık sağlamıştır.

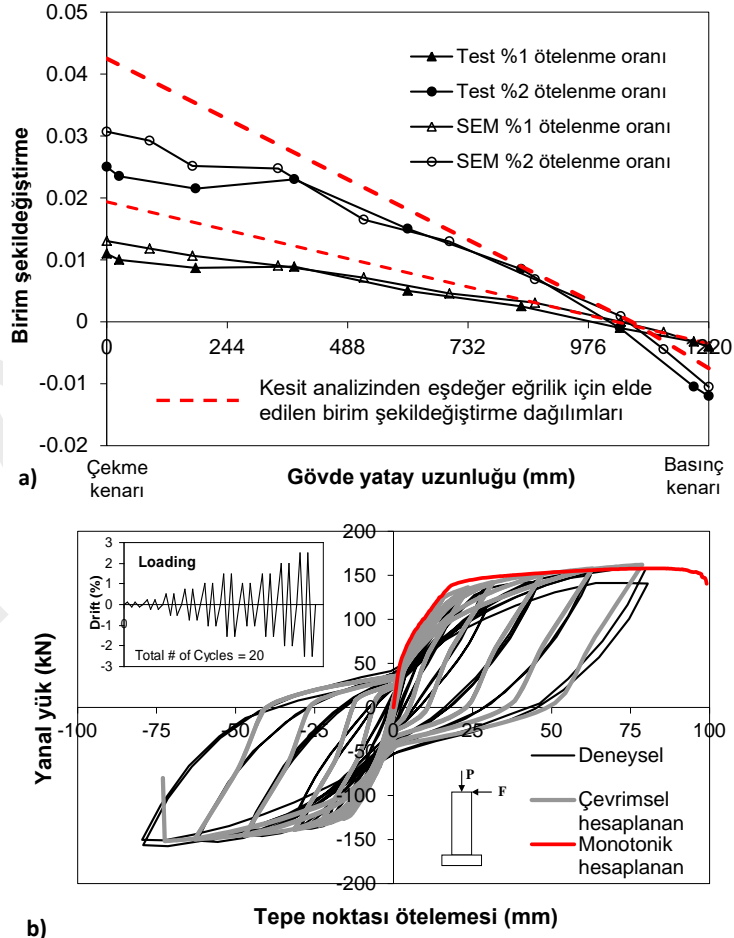


Şekil 2. Perde elemanları sonlu eleman modelleri



Şekil 3. Beton ve çelik için kullanılan malzeme modelleri

Deneyssel olarak incelenmiş birçok betonarme perde elemanının nümerik yoldan gerçekleştirilen sonlu eleman simülasyonları Kazaz'da [25] bulunabilir. Bu sayısal çalışmalarda deneysel verilere çok yakın sonuçlar elde edilmiştir. Perdelerin modellenmesinde 3-boyutlu katı elemanı kullanılmakla birlikte, bu elemanın ve kullanılan diğer elemanların özelliklerine ve kalibrasyonuna dair detaylı bilgiler bahsedilen çalışmada mevcuttur. Yukarıda ana hatları çizilen modelleme prosedürünün doğruluğunu göstermek amacıyla örnek uygulama olarak seçilen Thomsen ve Wallace [31] tarafından test edilen RW2 perde elemanının hesaplardan elde edilen lokal ve global davranış değerlerinin deneysel sonuçlarla karşılaştırılması Şekil 4'te verilmiştir. Her iki ölçekte de oldukça yakın sonuçlar elde edildiği görülmektedir.

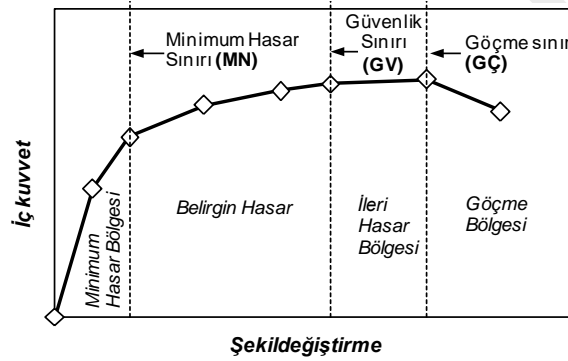


Şekil 4. Thomsen ve Wallace [31] tarafından test edilen RW2 perde elemanı için deneysel ve sonlu eleman hesabı sonuçlarının karşılaştırılması a) perde alt noktasından itibaren 229 mm yüksekliğinde

bölge üzerinde ölçülen ve hesaplanan birim şekil değiştirme dağılımları, b) yük-deformasyon eğrileri.

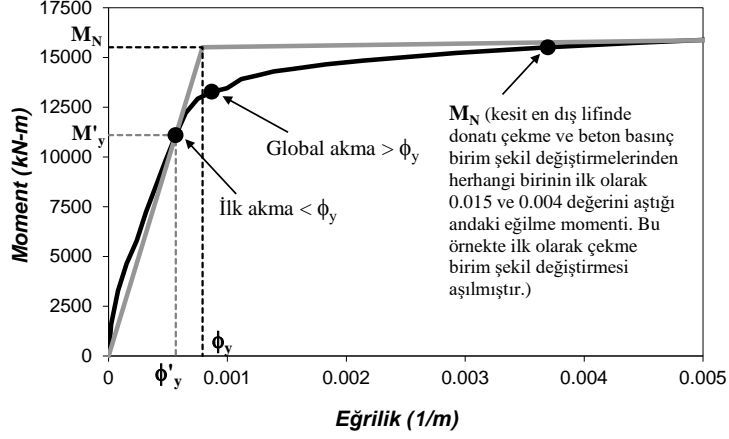
4. Hesap sonuçlarından hasar sınırlarının belirlenmesi

DBYBHY-07 de sünnek elemanlar için kesit düzeyinde üç sınır durum tanımlanmıştır. Bunlar Şekil 5 de gösterildiği üzere *Minimum Hasar Sınırı* (MN), *Güvenlik Sınırı* (GV) ve *Göçme Sınırı* (GÇ)'dir. Minimum hasar sınırı ilgili kesitte elastik ötesi davranışın başlangıcını, güvenlik sınırı kesitin dayanımını güvenli olarak sağlayabileceği elastik ötesi davranışın sınırını, göçme sınırı ise kesitin göçme öncesi davranışının sınırını tanımlamaktadır. Kesitin göçme sınırı belirlenirken değişik yaklaşımlar vardır. CEB [28] yanal yük taşıma kapasitesinin en büyük değerine (F_{ult}) ulaştığı noktayı göçme hasar sınırı olarak kabul ederken, Hamburger [29] kesit taşıma gücünün hızla azalmaya başladığı bölgedeki yer değiştirme taleplerini göçme hasar sınırı olarak alınabileceğini belirtmiştir. Bu nokta kesitin taşıyabileceği en büyük kuvvetin %80~85 ine tekabül eder ($0.80\sim 0.85F_{ult}$). Güvenlik sınırı diğer hasar sınırların göre daha az belirgin bir tanıma sahip olmakla beraber genelde Göçme Sınırı için tanımlanan değerlerin $\frac{3}{4}$ 'ü oranında alınır.



Şekil 5. Kesit hasar sınırları

Sonlu eleman yöntemiyle hesapları gerçekleştirilen perde elemanlarının hasar durumlarının belirlenmesi gerekir. Yukarıda belirtilen hususlar ışığında sayısal sonuçların değerlendirilmesinde bazı ilkeler temel alınmıştır. *Göçme Sınırı* (GÇ) perde yük-şekil değiştirme kapasitesinde belirgin bir düşüşün gerçekleşmesi ($0.85F_{ult}$) veya çekme durumundaki donatı çeliğinde en büyük birim şekil değiştirmenin $\epsilon_s > 0.1$ değerini aşması veya basınç tarafında donatı çeliği için Dhakal ve Maekawa [30] modeliyle tanımlanan burkulmanın gerçekleşmesi olarak tanımlanır. *Güvenlik Sınırı* (GV), *Göçme Sınırı* için elde edilen ötelenme değerinin %75'ine denk gelen nokta olarak alınmıştır. *Minimum Hasar Sınırının* (MN) hesaplanmasında Priestley vd. [13] önerdiği yöntem kullanılmıştır. Bu yöntemde kesit en dış liflerinde donatı çekme ve beton basınç birim şekil değiştirmelerinden herhangi birinin ilk olarak 0.0021 ve 0.002 değerlerini aştığı nokta kesit için ilk akma noktası (ϵ_y, M_y) olarak belirlenir. Şekil 6 de gösterildiği gibi, moment-eğrilik grafiğinde sıfır noktasından başlayan ve ilk akma noktasından geçen bir doğru çizilir. İkinci nokta olarak kesit en dış lifinde donatı çekme ve beton basınç birim şekil değiştirmelerinden herhangi birinin ilk olarak 0.015 ve 0.004 değerine ulaştığı andaki eğilme momenti elde edilir. Bu noktaya nominal moment (M_N) denir ve ilk eğri üzerinde bu moment değerine karşı gelen eğrilikle beraber global akma noktasını (ϵ_y, M_y) belirler ve aynı zamanda bu çalışmada *Minimum Hasar Sınırını* (MN) tanımlar.



Şekil 6. Priestley vd. (2007) önerdiği yöntemle eleman akma sınırının belirlenmesi

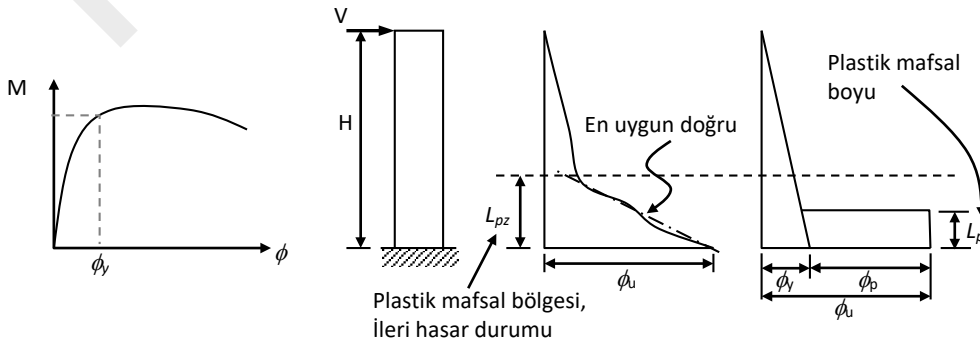
5. Plastik Mafsalsal Hesabına Dair İnceleme ve Bulgular

Yukarıda değişkenleri verilen parametrik çalışmanın ana sonuçlarını vermeden önce plastik mafsalsal hesap yönteminin temel kabulleri kısaca irdelenecektir çünkü DBYYHY (2007)'nin temeli burada yatmaktadır. Eğrilik (ϕ), plastik mafsalsal boyu (L_p) ve plastik mafsalsal dönme açısı (ϕ_p) gibi plastik mafsalsal hesap yönteminin temel unsurlarının sonlu eleman hesaplamalarında ele alınış şeklinin ortaya koyulması gerekir. Ancak bu şekilde bulunan sonuçlar yönetmeliklerde verilen değerlerle birebir karşılaştırılabilir.

Günümüzde birçok gelişmiş hesap araçları ve yöntemleri mevcut olmasına rağmen, deprem yüklerinin büyük bir kısmının veya tamamının betonarme perdeler tarafından taşınacak şekilde tasarlandığı binalarda, yapısal perdeleri sistemden izole edilmiş olarak dikey bir konsol kiriş şeklinde incelemek mümkündür. Şekil 7'te gösterildiği üzere, plastik mafsalsal hesap yönteminde tepe noktasındaki ötelenme akma anındaki ötelenme (Δ_y) ve perde alt bölgesinde gelişen plastik mafsalsaldaki dönmeden kaynaklanan plastik ötelenme (Δ_p) bileşenlerinin toplamı olarak hesaplanır. (7) bağıntısı ile verildiği şekilde, akma anındaki ötelenme konsol boyunca doğrusal olarak dağıldığı düşünülen elastik eğrilik dağılımının çift entegrasyonu ile elde edilirken, plastik bileşen plastik mafsalsal dönme açısının perde boyu ile çarpımından elde edilir.

$$\Delta = \Delta_y + \Delta_p = \frac{\phi_y H^2}{3} + (\phi - \phi_y) L_p (H - 0.5 L_p) \quad (7)$$

(7) bağıntısındaki $(\phi - \phi_y) L_p$ terimi plastik mafsalsal dönme açısını verir ve plastik eğrilik eşdeğer plastik mafsalsal boyunun (L_p) merkezinde yığılı olduğu varsayımına dayanır. Aslında plastikleşmenin yayıldığı bölgenin uzunluğu (L_{pz}) plastik mafsalsal boyundan büyük olabilir. Bu açıdan plastik mafsalsal boyu, eğrilik ve dönme arasında bağlantıyı kurmak için kullanılan basitleştirici bir araç olarak görülebilir. Perde tabanındaki moment-eğrilik ilişkisi, $M-\phi$, varsayılan malzeme modelleri kullanılarak kesit analizi ile elde edilir.



Şekil 7. Plastik mafsalsal yöntemi ve mafsalsal boyunun tanımı, [10]

Şekil 2 kullanılarak yapılan sonlu eleman hesaplamalarında geleneksel yöntemin aksine plastikleşme perdenin fiziksel özelliklerine (perde boyu, perde yüksekliği, eksenel yük seviyesi, vs.) bağlı olarak perde alt bölgesi boyunca yayıldığından, her farklı parametre kümesi için farklı perde plastik mafsal boyları elde edilir. Sonlu eleman modeliyle yapılan hesaplamalarda eğrilik, dönme açısı ve ötelenme miktarının güvenilir bir şekilde elde edilmesi ve elde edilen sonuçların kesit düzeyinde moment-eğrilik analizine dayanan klasik plastik mafsal yöntemi sonuçlarıyla karşılaştırılması gerekir. Burada akılda tutulması gereken en önemli nokta yönetmeliklerde tanımlanan hasar sınırlarının kesit hesapları temel alınarak hazırlandığı gerçeğidir.

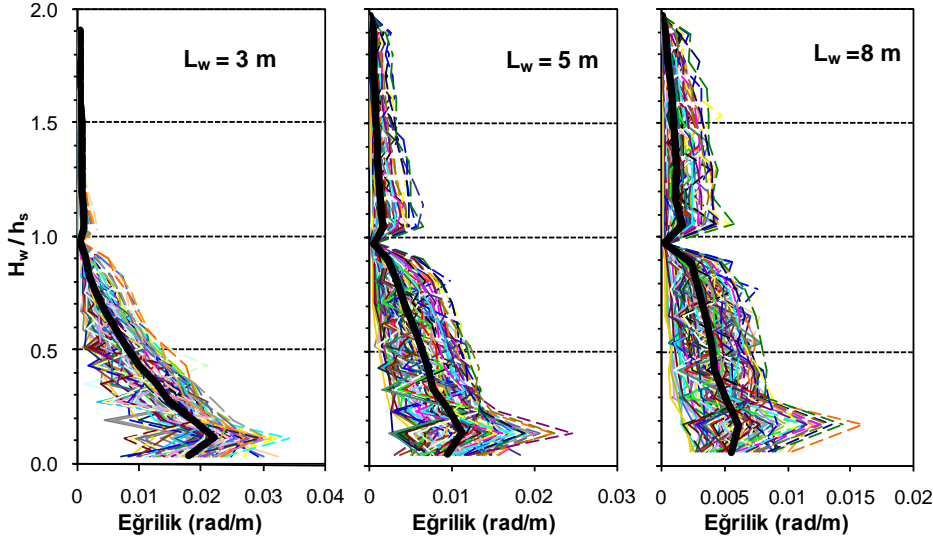
Şekil 8 de plastikleşmenin (akmanın) yayıldığı bölgeyi göstermek üzere perde ilk iki kat yüksekliği boyunca sonlu eleman modelleri üzerinde gerçekleştirilen hesaplamalar sonucu elde edilen eğrilik dağılımı gösterilmiştir. Her yükseklikte eğrilik, Şekil 2 de gösterilen sonlu eleman modelinde her bir yatay sıra katı eleman için perde uç noktalarında hesaplanan birim şekil değiştirme değerleri kullanılarak hesaplanmıştır [$\phi = (\phi_s - \phi_c)/L_w$]. Eğrilik dağılımında $H_w/h_s = 1$ de gözlemlenen düşüş Şekil 2 de gösterilen döşemelerin etkisiyle oluşmaktadır ($h_s=3$ m varsayılan kat yüksekliği). Bu bölgede artan beton ve çelik alanına bağlı olarak şekil değiştirmelerde azalma meydana gelmektedir. Şekil 8'den anlaşılacağı üzere perde boyunun plastik mafsal boyu üzerinde belirgin bir etkisi vardır. Perde elemanları için akma eğriliğinin, Priestley vd. [13] tarafından önerilen

$$\phi_y = 2 \frac{\varepsilon_y}{L_w} \quad (8)$$

bağıntısı ile hesaplanabileceği bulunmuştur. Perdeler için eğriliğin (8) bağıntısı ile hesaplanan akma eğriliğinden büyük olduğu bölge plastikleşme bölgesi (L_{pz}) olarak kabul edilir ve bu bölgenin hemen üstünde her iki perde uç noktasında düşey yer değiştirmeler kullanılarak perde tabanında toplam dönme açısı [$\theta_t = (\phi_1 - \phi_2)/L_w$] hesaplanabilir. Akma anındaki dönme açısı çıkarılarak (ϕ_y) plastik dönem açısı (ϕ_p) bulunur. Şekil 8'de verilen eğrilik dağılımlarının plastik bölge boyunca doğrusal olduğu ve bu doğrunun perde en alt noktasındaki değeri plastik bölgedeki eşdeğer eğrilik olduğu varsayılırsa şu bağıntı elde edilir:

$$\theta_p = 0.5 \cdot L_{pz} (\phi_t - \phi_y) \quad (9)$$

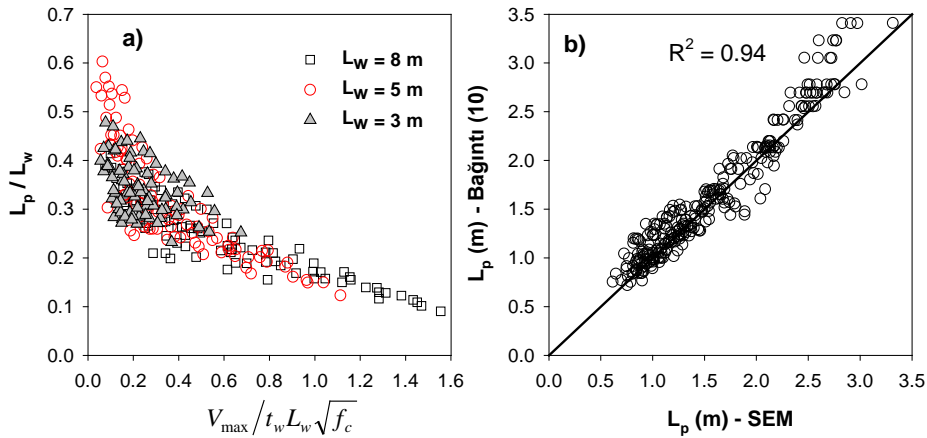
Bu bağıntıdan anlaşılacağı üzere plastik mafsal boyu plastik bölge uzunluğunun yarısı olarak ifade edilebilir, $L_p = L_{pz}/2$. Bu şekilde elde edilen plastik mafsal boyunun perde boyuna göre normalleştirilmiş değerlerinin beton dayanımına göre normalleştirilmiş kesme gerilmelerine ($\phi = V_{max}/A_w/\sqrt{f_c}$) karşı gelen grafiği Şekil 9-a da verilmiştir. Perdeler için kesme gerilmesinin iyi bir sınıflandırma aracı olduğu FEMA 356 [4] gibi belgelerde belirtilmiştir. Bu grafikten çok açık bir şekilde yönetmeliklerde ve değişik çalışmalarda önerildiği üzere, perdeler için plastik mafsal boyunun perde boyunun sabit bir oranı olarak hesaplanamayacağı görülmektedir. Diğer değişkenlerinde etkisi hesaba katılarak yapılan regresyon hesabı sonucu perdelerde plastik mafsal boyunu tahmin etmek üzere (10) bağıntısı elde edilmiştir.



Şekil 8. Bütün analizler için perde ilk iki kat yüksekliği boyunca değişik perde boylarına göre gruplanmış eğrilik dağılımı

$$L_p = 0.27L_w \left(1 - \frac{P}{P_o}\right) \left(1 - \frac{f_y}{f_c} \rho_{sh}\right) \left(\frac{M/V}{L_w}\right)^{0.45} \quad (10)$$

Bu bağıntıda P/P_o perde tabanındaki eksenel yük oranı, ρ_{sh} yatay gövde donatısı oranı, M/V moment-kesme kuvveti oranı ve L_w perde boyudur. (10) bağıntısında plastik mafsalları hesaba katılan $M/V/L_w$ oranı perdenin kırılma modunu (eğilme, kesme, kesme/eğilme) dikkate alarak bir ölçüde Şekil 9-a da L_p/L_w ile ilişkisi verilen normalize edilmiş kesme gerilmesinin yerini tutar. Bu şekilde kesme gerilmesi için hesap yapma gerekliliği ortadan kalkarak plastik mafsalları tamamen perde tasarım parametrelerine bağlı olarak hesaplanabilmektedir. Sonlu eleman yöntemi ve (10) bağıntısı ile hesaplanan plastik mafsalları karşılaştırması Şekil 9-b de gösterilmiştir. (10) bağıntısı ile tahmin edilen plastik mafsalları boyunun “gerçek değerlerle” oldukça iyi bir korelasyon içinde olduğu görülmektedir (bu çalışmada sonlu eleman yöntemiyle elde edilen sonuçların betonarme perdelerin gerçek davranışını temsil ettiği varsayılmıştır, çünkü Kazaz [25] da bulunabileceği üzere birçok deneysel çalışma modellenerek *deneysel sonuçlara-gerçeğe* çok yakın sonuçlar elde edilmiştir). Grafiklerde kullanılan KA ve SEM kısaltmaları Kesit Analizi ve Sonlu Eleman Metodu ifade etmektedir.

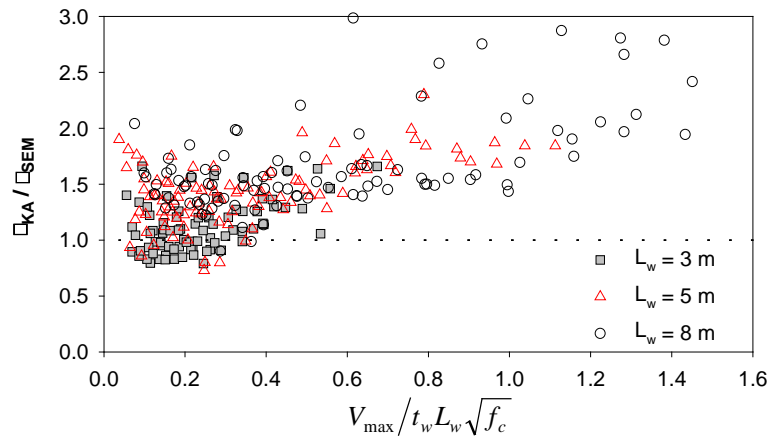


Şekil 9. a) Plastik mafsalları boyunun perde boyuna göre normalize edilmiş değerlerinin beton dayanımına göre normalize edilmiş kesme gerilmelerine karşı gösterimi, b) (10) bağıntısı ile tahmin edilen plastik mafsalları boyunun gerçek değerlerle korelasyonu

Kesit analizi ve detayları yukarıda verilen sonlu eleman yöntemi kullanılarak hesaplanan moment-eğrilik grafikleri karşılaştırıldığında her iki yöntemin de yük taşıma kapasiteleri (moment kapasitesi) açısından yakın değerler verdiği görülmüştür. Grafikler ilk bölümden başlayarak örtüşmekle birlikte hesaplanan maksimum eğrilik kapasiteleri arasında büyük farklılıklar bulunduğu görülmektedir. Şekil 10 da her iki yaklaşımdan elde edilen maksimum eğrilik kapasiteleri birbirine oranlanarak ($\square_{KA} / \square_{SEM}$) maksimum kayma gerilmesine karşı grafiği çizilmiştir. Bu grafikten elde edilen en çarpıcı sonuç, kesit hesabı sonucu elde edilen eğrilik kapasitelerini perde elemanının gerçek eğrilik kapasitesinin 1~3 merteye üzerinde olduğudur. Bu durum kesit hesaplarından elde edilen sonuçların doğru sınırlar koyulmadığı takdirde emniyetli tarafta olmayan değerlendirmelere yol açacağını göstermektedir. Şu gözlemleri de yapmak mümkündür. Perdelerin taşıdığı kesme gerilmesi ve perde boyu arttıkça kesit analizlerinden elde edilen maksimum eğrilikteki hata oranı daha da büyümektedir. Kesit hesabı ancak eğilme davranışının etkin olduğu, boyu 3~4 m den kısa olan perdelerde güvenilir sonuçlar vermektedir.

6. Hesap Sonuçları

Bu bölümde yukarıda tanımlanarak genel çerçevesi çizilen performans/hasar sınır durumları için hesaplanan eğrilik, plastik dönme açısı, ötelenme oranı ve birim şekil değiştirme sonuç değerleri sunulacaktır. Şekil 11 da üç kabul sınır durumu için hesapları yapılan tüm perdelerde ikinci kat seviyesinde elde edilen yatay ötelenme oranının perde boyu ve eksenel yük seviyesine göre gruplandırılarak çizilmiş grafikleri verilmektedir. Burada ikinci kat ötelenme oranının seçilmesinin sebebi, perde davranışının modellenmesinde ve hasarın değerlendirilmesinde en büyük iç tesirlerin meydana geldiği perde alt bölgesinde elde edilen yer değiştirme kapasitelerinin, ötelenmenin büyük bölümünün plastik mafsallardan kaynaklanan tepelerden ötelenmesinden daha temsili bir değer olduğunun düşünülmesidir [19]. Perde boyu ve eksenel yük oranı büyüdükçe perde ötelenme kapasitesinin azaldığı görülmektedir. Ayrıca büyük kesme gerilmelerine maruz kalan perdelerin yanal ötelenme kapasiteleri ciddi ölçüde düşmektedir. Bu grafikten perdelerin tasarımına yönelik olarak, eğilme ve kesme-eğilme etkisi ($\square < 0.5$) altındaki perdelerde güvenlik ve göçme sınırları için ötelenme oranının sırasıyla güvenilir bir şekilde %1 ve %1.5 olarak alınabileceği anlaşılmaktadır.

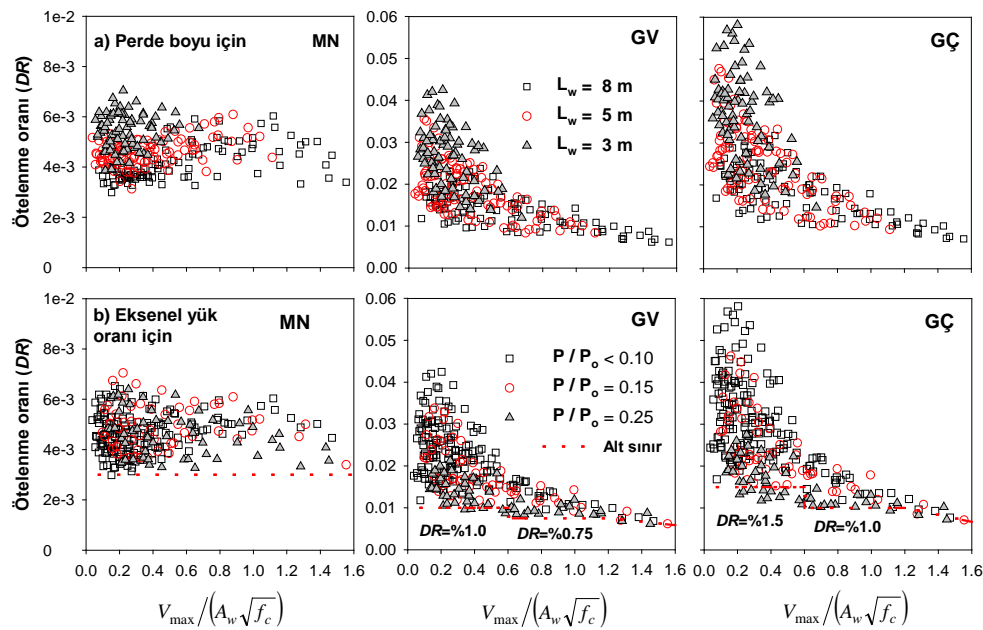


Şekil 10. Perde modelleri için Kesit Hesabı (KH) ve Sonlu Eleman Metodu (SEM) kullanılarak hesaplanan perde taban kesiti eğrilik kapasitelerinin karşılaştırılması

Şekil 12 de plastik mafsallarda hesaplanan toplam eğrilik ve plastik mafsallardan dönme açısı grafikleri verilmiştir. Baskın olarak kesme veya eğilme etkisi altında davranan perde elemanlarının eğrilik ve dönme kapasiteleri arasındaki fark açıkça görülmektedir. Eksenel yük seviyesi arttıkça tüm betonarme elemanlarda gözlenen süneklikte azalma burada incelenen perdeler için de geçerlidir. Burada ilginç bir gözlem, baskın olarak eğilme etkisi altındaki perde elemanlarının yönetmeliklerin dayattığı hasar sınırlarının oldukça üzerinde büyük plastik mafsallardan dönme kapasitelerinin olduğudur. Mesela, FEMA356 da kesme gerilmelerinin küçük ($\square < 0.25$) ve eksenel yükün en düşük seviyelerde olduğu perdeler için göçme hasar sınır değeri 0.02 rad olarak verilirken, bu tanıma uyan ve burada incelenen

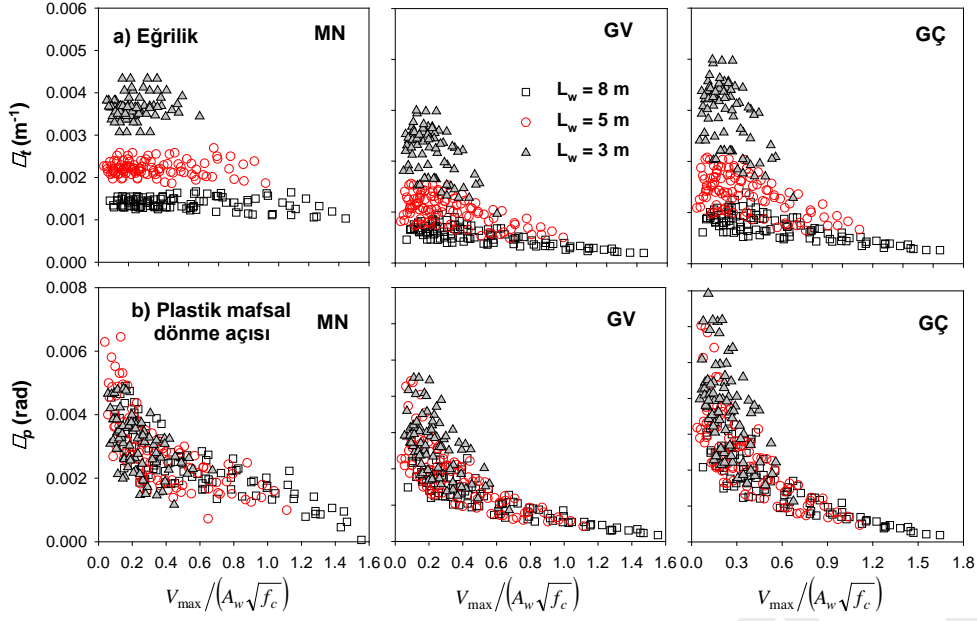
perdeler için bu ancak alt sınır değeri olarak alınabilir. Bu tip perdelerin dönme kapasitelerinin 0.02-0.06 rad arasında değiştiği Şekil 12-b den anlaşılmaktadır.

Yukarıda da bahsedildiği üzere, bu çalışmada kullanılan iki farklı hesap yönteminden, kesit ve sonlu eleman hesabı, elde edilen sonuçlar arasındaki ilişki ve karşılaştırma kesit eğriliği temelinde gerçekleştirilmektedir. Tekrar etmek gerekirse, öncelikli olarak gerçek davranış olarak kabul edilen sonlu eleman yönteminden (SEM) elde edilen sonuçlar üzerinden perde elemanlarının değişik şekil değiştirme ölçütleri açısından hasar sınırları belirlenir. İkinci adımda perde plastik mafsallarda hesaplanan eşdeğer eğriliğin kesit analizinden (KH) elde edilen eğriliğe aynı olduğu kabulüyle her iki analiz yönteminden elde edilen birim şekil değiştirme kapasiteleri karşılaştırılır. Şekil 13 ve 14 de her bir hasar sınır durumu için iki farklı yöntemle perde uç bölgelerinde elde edilen beton birim kısılması (\square_c) ve çelik birim uzaması (\square_t) grafikleri çizdirilmiştir. Sonlu eleman yöntemi için verilen birim şekil değiştirme değerleri model kenarı boyunca hesaplanan maksimum değerlerdir. Grafiklerin birinci kolonu sonlu eleman yönteminden (SEM) ve kesit analizinden (KA) elde edilen birim şekil değiştirme kapasitelerinin ayrı olarak kesme gerilmelerine karşı gösterimidir. Bu grafikte çizilen yatay düz çizgiler DBYBHY-07 de mevcut birim şekil değiştirme kapasitelerini göstermektedir. Bu çalışmada incelenen perde uç bölgelerinde yönetmeliğin öngördüğü yeterli sargı donatısı bulunduğu için, DBYBHY-07 de verilen birim şekil değiştirme kapasitelerinin en üst sınır değerleri kullanılmıştır.



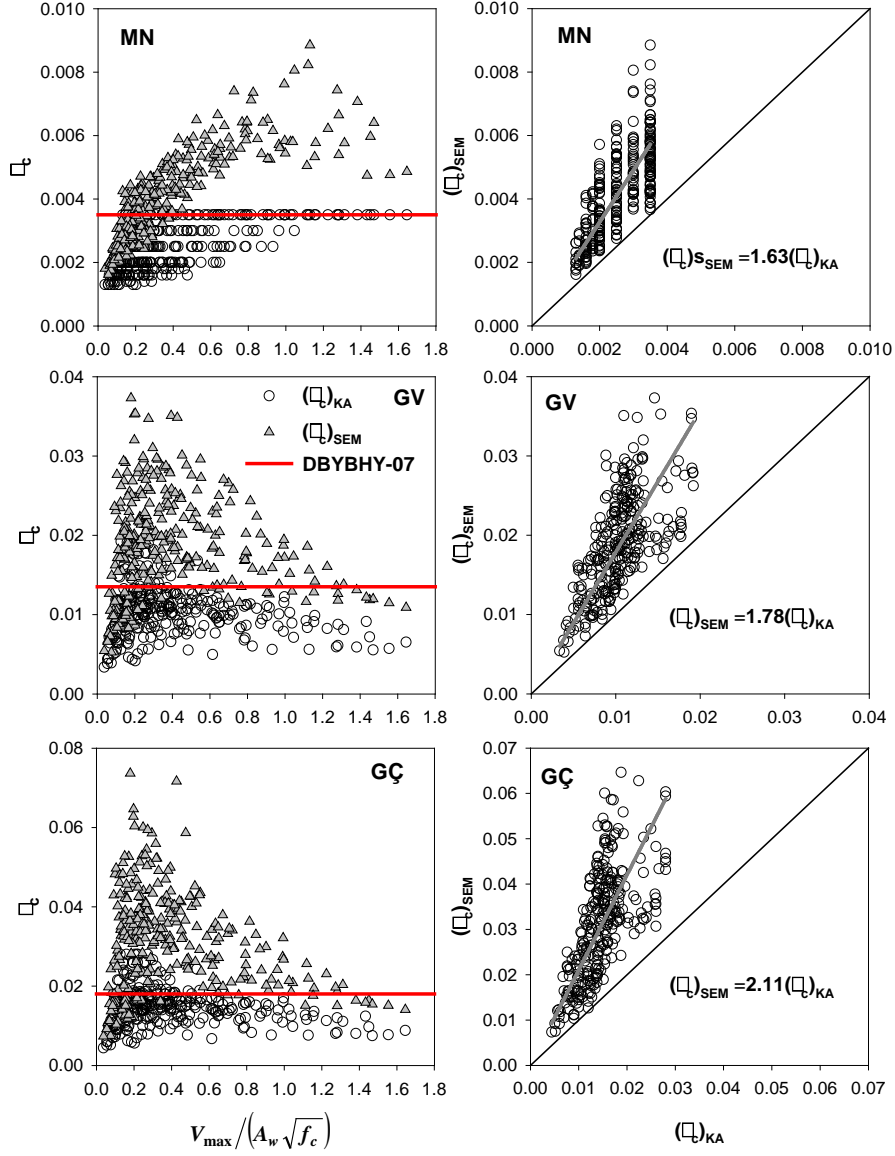
Şekil 11. İkinci kat seviyesinde perde ötelenme oranı kapasiteleri a) Perde boyuna b) Eksenel yük seviyesine göre gruplandırılmış

Şekil 13 te, içi boş daireler olarak çizilen kesit analizinden (KA) elde edilen beton birim şekil değiştirme kapasitelerinin neredeyse tamamının DBYBHY-07 de önerilen hasar sınır değerlerinden daha küçük olduğu görülmektedir. Bu durumda DBYBHY-07 kullanılarak yapılacak bir bina performans değerlendirmesinde büyük ölçüde emniyetsiz sonuçlar elde edileceği açıktır. Sonlu eleman yönteminden elde edilen birim şekil değiştirmelerin bir önemi olmamakla birlikte, Şekil 13'ün sol kolonundan da anlaşılacağı üzere bu değerlerin hesabından elde edilen sonuçlardan 1.6~2.1 mertebesinde kesit büyük olduğu görülmektedir. Bu beklenen bir durumdur [13], çünkü deneysel çalışmalar düşünülecek olursa, bir bölgede noktasal hasarın değerlendirilmesinde kullanılacak ölçüm boyu değişikçe aynı hasarı ifade etmek için değişik birim şekil değiştirme değerleri elde edilecektir. Sonlu eleman çözümlerinden elde edilen sonuçlar eleman boyu üzerinde elde edilen değerlerdir.

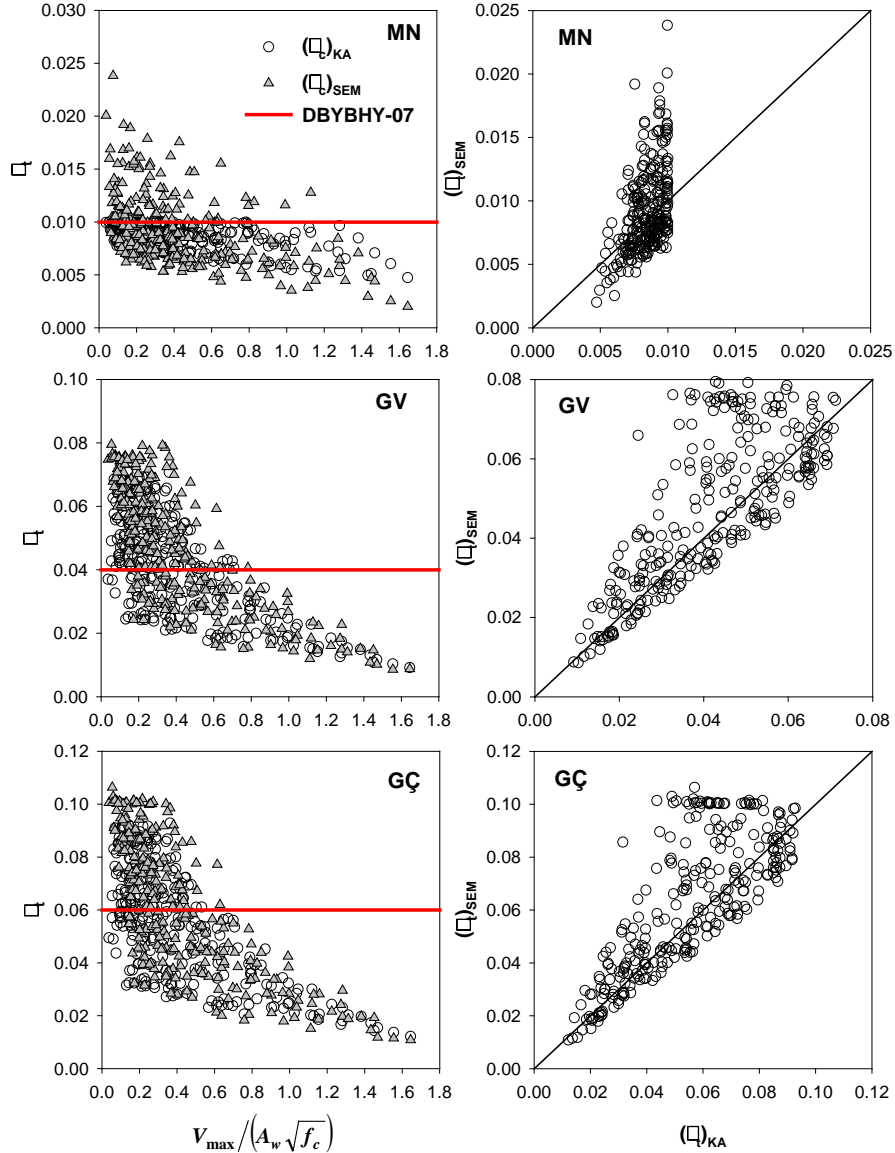


Şekil 12. Plastik mafsal bölgesinde hesaplanan a) eğrilik ve b) plastik mafsal dönme açısı

Şekil 14 incelendiğinde çeliği birim uzaması (Δ_l) için iki farklı hesap yöntemi arasındaki farkın donatı beton birim kısalmasında gözlemlendiği kadar büyük olmadığı görülmektedir. İki farklı yöntem kullanılarak elde edilen sonuçlar benzer eğilimler göstermektedir. Bu durum düzlem kesitlerin şekil değiştirmeden sonra düzlem kalacağı kabulü ile yakından alakalıdır. İleri elastik ötesi safhada tarafsız eksenin basınç altındaki uçtan yaklaşık olarak $0.10 \sim 0.15L_w$ uzakta bulunduğu gözlemlenmiştir. Tarafsız eksen etrafında tek eğrilikten ziyade tarafsız eksenini merkez alan iki doğrulu bir eğrilik dağılımı mevcuttur. Basınç tarafındaki eğrilik daha büyüktür.



Şekil 13. İki farklı yöntem kullanılarak perde uç bölgelerinde elde edilen beton birim kısalması (ϵ_c) karşılaştırması



Şekil 14. İki farklı yöntem kullanılarak perde uç bölgelerinde elde edilen çelik birim uzaması (ϵ_t) karşılaştırması

7. Değerlendirme

Yukarıda grafik olarak açıklanan ötelenme oranı, eğrilik ve plastik dönme açısı limitlerinin, perdeli yapıların lineer olmayan hesaplamalarında mühendisler ve araştırmacılar tarafından kullanılabilmesi için matematiksel fonksiyon şeklinde ifade edilmesi gerekmektedir. Bu amaçla parametrik çalışmanın değişkenlerine (perde boyu, yüksekliği, eksenel yük seviyesi, donatı oranı) bağlı olarak gerçekleştirilen regresyon analizleri sonucu akma ve göçme limit durumları için aşağıdaki denklem takımları elde edilmiştir.

Akma limit durumu: Şekil 4 te açıklanan prosedürle moment-eğrilik ilişkisinden elde edilen global akmaya karşı gelen eğrilik (ϵ), plastik dönme açısı (θ) ve ötelenme oranı (DR) için aşağıdaki bağıntılar kullanılabilir.

$$\phi_y L_w = 0.00534 (\rho_b^{0.07}) \quad (11)$$

$$\theta_y = 0.0018 (e^{-0.126L_w}) (\rho_b)^{0.072} \left(\frac{M/V}{L_w} \right)^{0.06} \quad (12)$$

$$DR_y = 0.0125 (e^{-0.116L_w}) (\rho_b^{0.225}) \quad (13)$$

Göçme limit durumu: DBYBHY-07’de kullanılan ve Bölüm 4’te açıklanan Göçme Sınır durumunu ifade eder.

$$\phi_u L_w = 0.8 (C_L C_S) (\varepsilon_{su}) \left(1.0 - 2.4 \frac{P}{P_o} \right) \left(1.0 - 1.5 \frac{f_y}{f_c} \rho_{sh} \right) \left(\frac{M/V}{L_w} \right)^{0.29} \quad (14)$$

$$\theta_{pu} = 0.025 (C_L C_S) (\varepsilon_{su}) \left(0.95 - 2.1 \frac{P}{P_o} \right) \left(0.84 - 1.5 \frac{f_y}{f_c} \rho_{sh} \right) \left(\frac{M/V}{L_w} \right)^{0.82} \quad (15)$$

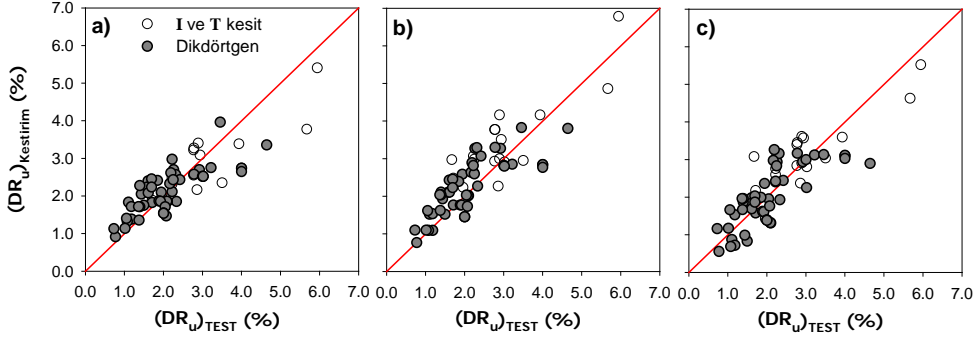
$$DR_u = 0.4 (C_L C_S) (\varepsilon_{su}) (e^{-0.136L_w}) \left(1.0 - 2.5 \frac{P}{P_o} \right) \left(1.0 - 1.5 \frac{f_y}{f_c} \rho_{sh} \right) \left(\frac{M/V}{L_w} \right)^{0.235} \quad (16)$$

Bu bağıntılarda kullanılan değişkenlerin hepsi C_L ve C_S dışında tanımlanmıştır. C_L ve C_S sırasıyla yükleme şartlarını ve perde kesit şeklini dikkate alan sabitlerdir. C_L monotonik artan yükler için 1.0, çevrimsel yükleme şartları için 0.75 olarak alınır. Bu çalışmada perde modellerinin hesabı statik yükler altında yapıldığından çevrimsel yükleme durumunun betonarme elemanların rijitlik ve dayanımında meydana getirebileceği azaltıcı etki hesaba katılmamıştır. Deneysel çalışmalar çevrimsel yükler altında betonarme perde elemanlarının monotonik yükleme koşullarında ulaşabileceği deformasyonun en az %75’ine ulaşabildiği göstermiştir. Vallenas vd. [32] genel bir kural olarak perdelerin gerçekçi bir yer hareketi maruz kalması durumunda ötelenme kapasitesinin monotonik yükleme şartlarında elde edilecek ötelenme kapasitesinin %75’i kadar alınabileceğini belirtmiştir. Deneysel bir çalışmanın hesaplarının sunulduğu Şekil 4-b den görüleceği üzere, çevrimsel yükleme sonucu elde edilen ötelenme kapasitesi monotonik statik yüklemenin ~%77’i mertebesinde elde edilmiştir.

C_S dikdörtgen kesitli perdeler için 1.0, genişletilmiş perde uç bölgesi I-kesitli perdeler için 1.25 alınacaktır. Vallenas vd. [32] tarafından yapılan deneylerde çerçevesiz perdelerin dikdörtgen kesitli perdeler göre %35 daha fazla deformasyon kapasitesine sahip olduğu görülmüştür.

Yukardaki verilen matematiksel ifadelerin derivasyonu, her bir parametrenin ifade edilen hasar ölçütü ile korelasyonu, parametrik çalışma veri tabanı için bu bağıntılarla elde edilen kestirimlerin sonlu eleman sonuçlarıyla karşılaştırması Kazaz vd.’de [33] detaylı olarak açıklanmıştır. Belirtilen çalışmada önerilen tüm bağıntıların doğruluğu deneysel çalışma sonuçlarıyla karşılaştırılarak sınanmıştır. Burada sadece önerilen bağıntıların güvenli bir şekilde kullanılabilmesini göstermek için deneysel olarak ölçülen değerlerin kestirim sonuçlarına yer verilecektir. Literatürden elde edilen 74 perde duvar deneyinin sonuçları kestirim için kullanılmıştır. Bu duvarların 54’ü dikdörtgen, 16’sı genişletilmiş perde uç bölgesi I- ve 4 de T-kesitli perdedir. 19 deney elemanı monotonik statik yük altında test edilmiştir. Geri kalan elemanlar değişken büyüklükte çevrimsel yükleme altında test edilmiştir. Deney elemanlarının detaylı malzeme, boyut bilgileri ve deneysel sonuç değerleri Kazaz [25] ve Kazaz v.d.’de [33] bulunabilir.

Şekil 15’te 11-16 bağıntılarıyla ifade edilen hasar sınır fonksiyonları kullanılarak elde edilen kestirimlerin deneysel sonuçlar ile karşılaştırılması verilmiştir. Sonuçların istatistiksel olarak doğruluğunu belirlemek için, kestirilen değerlerin $((DR_u)_{\text{Kestirilen}})$ deneysel sonuçlara $(DR_u)_{\text{TEST}}$ oranı şeklinde tanımlanan bir hata ölçütü hesaplanarak Şekil 15 te verilen her üç yöntem için bu değerler ortalama ve standart sapması hesaplanmıştır. Şekil 15-a,-b ve -c de sunulan her bir veri kümesi için hesaplanan ortalama $(DR_u)_{\text{Kestirilen}} / (DR_u)_{\text{TEST}}$ oranı sırasıyla 1.07, 1.15 ve 1.04 olarak elde edilmiştir. Aynı veri kümeleri için standart sapma sırasıyla 0.25, 0.25 ve 0.28 olarak hesaplanmıştır. Görüldüğü gibi bu çalışmada önerilen yöntem ve bağıntılar bir bütün olarak güvenilir sonuçlar vermektedir.

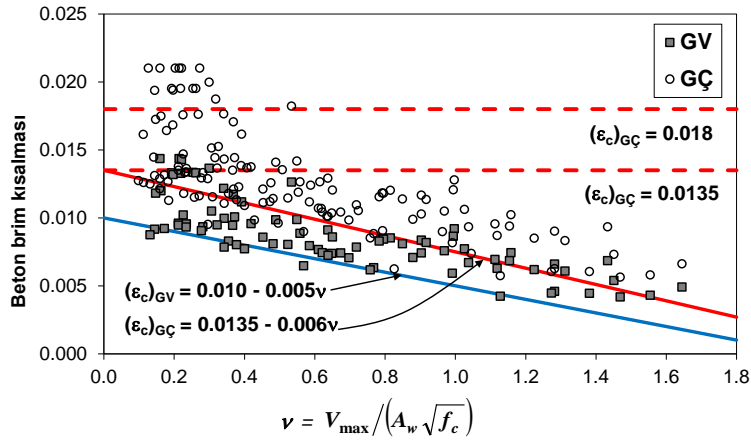


Şekil 15. Deneysel ve kestirim sonuçlarının karşılaştırılması. Kestirim sonuçları a) Bağıntı (16); b) Bağıntı (7) ile verilen plastik mafsal yöntemi, Bağıntı (11) akma eğriliği ve Bağıntı (14) kapasite tükenme eğriliği; c) Bağıntı (7) ile verilen plastik mafsal yöntemi, Bağıntı (11) akma eğriliği ve Bağıntı (15) kapasite tükenme plastik mafsal dönme açısı kullanılarak hesaplanmıştır.

Şekil 13 ve 14 te, değişik hasar durumlarındaki birim şekil değiştirme kapasiteleri tüm modeller için verilmiştir. Ancak her hasar seviyesinde doğal olarak beton basınç birim kısalması ve donatı çeliği çekme birim uzamasından biri diğerinden daha önce meydana gelecektir. Şekil 16'da, güvenlik ve göçme sınır durumları için davranışı beton basınç birim kısalması tarafından kontrol edilen perde elemanları tüm veriden ayrılarak birim kısalma kapasiteleri çizdirilmiştir. Bu grafikte verilen birim şekil değiştirme değerleri, sonlu eleman hesaplamalarında belirlenen hasar sınır durumlarına kesit eğriliği vasıtasıyla eşleştirilen kesit analizi değerleridir. Yani moment-eğrilik analiziyle uyumludur. Yukarıdaki tartışma ışığında göçme hasar sınırı statik hesaplardan elde edilen değerlerin %75'inde alınmıştır. DBYBHY-07'de özellikle beton birim şekil değiştirme kapasitelerinin üst sınır değerlerinin güvenilir olmadığı konusunda net bir fotoğraf veren bu şekilde, veriye alttan yakınsayacak şekilde çizdirilen doğrular vasıtasıyla mevcut sınır bağıntılarından daha doğru üst sınır bağıntıları elde edilmiştir. Beton basınç dayanımına göre normalleştirilmiş perde kesme gerilmesine ($v = V_{max}/A_w/\sqrt{f_c}$) bağlı bu bağıntılar şu şekilde ifade edilir:

$$(\epsilon_c)_{GVmaks} = 0.010 - 0.005v \quad (17)$$

$$(\epsilon_c)_{GÇmaks} = 0.0135 - 0.006v \quad (18)$$



Şekil 16. Güvenlik ve göçme sınır durumları için davranışı beton basınç birim kısalması tarafından kontrol edilen iyi sargılanmış perde elemanları birim kısalma kapasiteleri

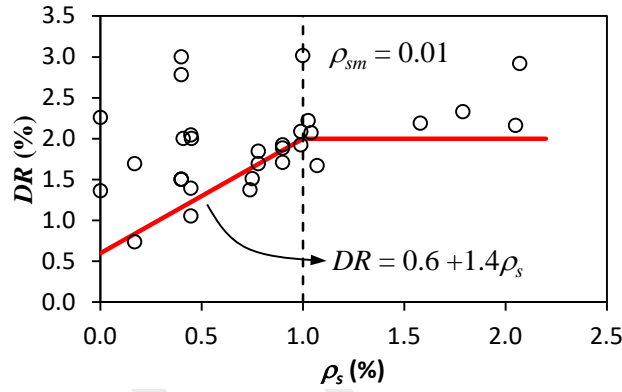
7.1. Enine donatı oranının etkisi

(17) ve (18) numaralı bağıntılar perde uç bölgeleri süneklik için yeterli derecede sargılanmış perdelerin hesabında kullanılabilir. Eğer perde uç bölgesinde enine donatı yönetmeliğin öngördüğü miktardan az ise beton birim şekil değiştirme değerleri azaltılmalıdır. Elimizde bu hususta yapılmış hesap sonucu olmadığından yukarıda bahsi edilen deneysel verilerden faydalanılarak bir önerme yapılmıştır. Şekil 17 dikdörtgen kesitli ve çevrimsel yükler altında test edilmiş perde elemanlarının uç bölgelerinde kullanılan

enine donatıya (ρ_s) karşı çizdirilen maksimum tepe noktası ötelenme oranını göstermektedir (DR). İlk bakışta enine donatı oranına bağlı olarak ötelenme oranının oldukça değişken değerler aldığı görülmekle beraber, $\rho_s=0.01$ değerine kadar ötelenme oranının (sünekliğin) enine donatı oranına bağlı olarak arttığı görülmektedir. $\rho_s>0.01$ olması durumunda süneklik kapasitesinin etkilenmediği görülmektedir. Veriyi alttan yakınsayacak şekilde çizilen ötelenme oranını veren doğru $\rho_s = 0$ da 0.6 değerini alırken, $\rho_s = 0.01$ de 2.0 değerini almaktadır. Bu iki değerden elde edilen oran $2/0.6=3.33$ tür. Sargısız beton için maksimum birim şekil değiştirme 0.004 ve Bağntı (18) den kesit hesabında kullanılabilir maksimum birim şekli değiştirme 0.0135 olarak alınırsa iki değer arasındaki oran $0.0135/0.004=3.38$ olarak elde edilir. Sonlu eleman hesaplarında perde uç bölgesinde meydana gelen beton birim kısalmasıyla tepe noktası ötelenmesi arasında lineer bir bağıntı olduğu açık bir şekilde gözlemlenmiştir. Bu hesap bunu doğrulamaktadır. Bu varsayım ile sargısız beton için maksimum birim şekil değiştirme 0.004 ve sargılı beton için maksimum birim şekli değiştirme Bağntı (18) olarak alınırsa, enine donatı oranına bağlı olarak beton birim şekil değiştirme

$$(\epsilon_c)_{G\dot{C}} = 0.004 + 100 \rho_s [(\epsilon_c)_{G\dot{C}maks} - 0.004] \quad \rho_s < 0.01 \quad (19)$$

olarak ifade edilebilir. (19) bağıntısı $\rho_s < 0.01$ için geçerlidir, daha büyük enine donatı oranları için $\rho_s=0.01$ alınarak hesap yapılmalıdır.



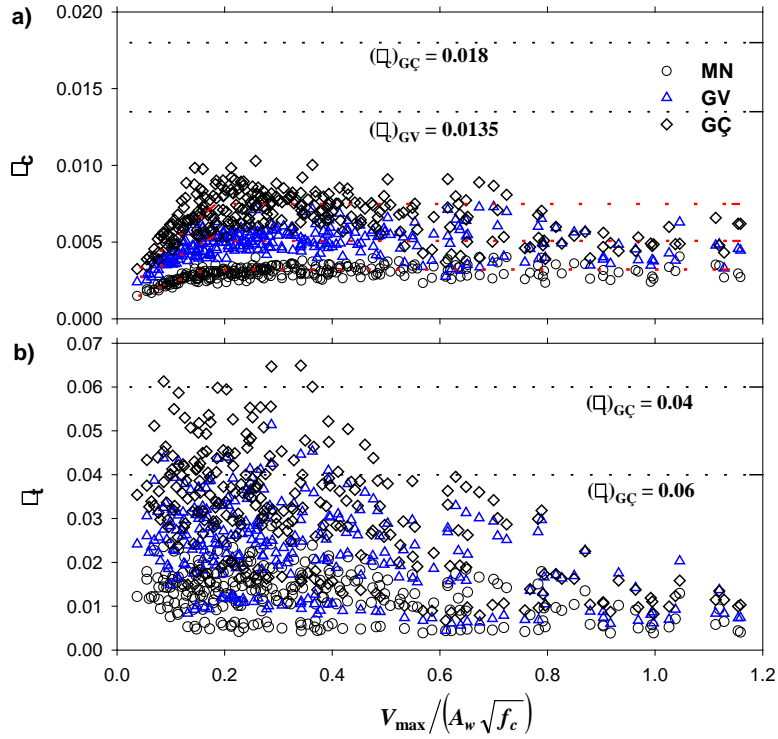
Şekil 17. Dikdörtgen kesitli ve çevrimsel yükler altında test edilmiş perde elemanlarının uç bölgelerinde kullanılan enine donatı oranına (ρ_s) bağlı maksimum tepe ötelenme oranı

Örnek uygulama olarak Şekil 4-a da hesap yük-deformasyon eğrisi verilen perde elemanı irdelenecektir. Perde uç bölgesinde sargı donatısı oranı $\rho_s = 0.0033$ tür. DBYBHY-07'ye göre perde uç bölgesinde enine donatı oranı $\rho_{sm} = 0.00518$ olmalıdır ($f_{ck} = 42.9$ MPa, $f_{ywk} = 414$ MPa). Göçme sınır durumu için beton ve çelik birim kısalması (4) bağıntısı kullanılarak $\rho_c = 0.0129$ ve $\rho_s = 0.06$ olarak hesaplanır. Moment eğrilik hesaplamalarında $\rho_c = 0.0129$ değerine daha önce ulaşılır. Bu değerde eğrilik $\rho = 0.05248$ m⁻¹ ve $\rho_s = 0.049$ dur. Tepe noktası ötelenme oranı (7) bağıntısında $L_p = 0.5L_w$ ($L_w = 1.22$ m, $H_w = 3.66$ m) alınarak ve akma eğriliği (8) bağıntısı ile hesaplanarak yerlerine yerleştirilirse $DR_f = 0.0317$ olarak hesaplanır. Elde edilen değer sadece eğilmeden kaynaklanan ötelenme bileşenidir. Toplam ötelenme oranı kayma deformasyonlarını hesaba katmak için 1.1 faktörü uygulanarak $DR_t = 0.03486$ olarak elde edilir. Perde süneklik kapasitesi 0.022 (80mm/3660mm) ötelenme oranında aşıldığına göre, DBYBHY-07 bu perdenin kapasitesini %58 daha büyük kestirerek emniyetsiz sonuçlar vermiştir.

Bu çalışmada önerilen yöntem kullanılarak hesaplar tekrarlanacaktır. Normalize edilmiş kesme gerilmesi $(155000N)/(\sqrt{42.9})/(1220mm)/(102mm) = 0.19$ olarak hesaplanarak, (19) bağıntısından göçme hasar sınırında beton birim şekil değiştirme $(\epsilon_c)_{G\dot{C}} = 0.00675$ olarak bulunur. Moment-eğrilik hesabında bu değerdeki eğrilik $\rho = 0.0342$ m⁻¹ ve $\rho_s = 0.0336$ dır. Plastik mafsal boyu L_p (10) bağıntısı ile akma eğriliği (8) bağıntısı ile hesaplanarak (7) bağıntısında yerlerine yerleştirilirse sadece eğilmeden kaynaklanan tepe noktası ötelenme oranı $DR_f = 0.0215$ olarak bulunur. Kesme etkisi de dikkate alındığında toplam ötelenme oranı $DR_t = 0.0236$ olarak elde edilir. Bu değer deneysel sonuçlarla uyumludur. Kestirim hatası bu defa %7.2 olarak gerçekleşmiştir. Ötelenme oranı kapasitesi eğer (16) bağıntısı kullanılarak doğrudan hesaplanırsa 0.0229 olarak bulunacaktı ($\rho_{su} = 0.09$, $C_L = 0.75$, $C_S = 1.0$ alınarak).

7.2. ASCE/SEI 41 ile karşılaştırma

Meseleye başka düzenleyici belgeler penceresinden de bakacak olursak, Şekil 18’de FEMA356’da plastik mafsal dönme açısı cinsinden sunulan hasar sınır değerlerine karşı gelen birim şekil değiştirme değerleri gösterilmiştir. Grafik DBYBHY-07 de önerilen birim şekil değiştirme kapasitelerinin FEMA356 ile uyumlu olabilmesi için mevcut değerlerden çok daha küçük sınır değerlerinin ikame edilmesi gerektiğini göstermektedir.



Şekil 18. Beton ve donatı için FEMA356 plastik mafsal dönme açısı cinsinden sunulan hasar sınır değerlerine karşı gelen birim şekil değiştirme değerleri

8. Sonuçlar

Bu çalışmada betonarme perdeler için hasar sınırları incelenmiştir. Betonarme perdelerin davranışının ve sünekliğinin büyük ölçüde taşınan kesme gerilmelerine bağlı olduğu görülmüştür. Minimum hasar, güvenlik ve göçme sınır durumları için perde eğrilik, plastik mafsal dönme açısı, ötelenme oranı ve birim şekil değiştirme kapasiteleri hesaplanmıştır. Plastik mafsal hesabına dair irdelemeler yapılarak perdeler için plastik mafsal boyu bağıntısı elde edilmiştir. DBYBHY-07 de kullanıma sunulan betonarme elemanlar için birim şekil değiştirme kapasitelerinin perdeler için oldukça emniyetsiz tarafta kalan performans değerlendirme sonuçları vereceği ortaya konulmuştur. Kabul kıstaslarının hesaplarda yanılığa düşürmeyecek değerlerde ifade edilmesi şarttır. Birim şekil değiştirme cinsinden verilen mevcut kapasite kıstaslarının kalibrasyonu için kapsayıcı çalışmalar yapılarak gerekli olgunluğa getirilene kadar kullanılmasında büyük sakıncalar olduğu görülmüştür. Yönetmelik yürürlüğe konulmadan önce bu tür irdelemelerin yapılmamış olması sonucu performansın ne olacağı belirsiz yapılarla karşılaşılmaması ihtimali mevcut görülmektedir. Benzer değerlendirmelerin kolon ve kiriş elemanları için de yapılmasına şiddetle ihtiyaç bulunduğu düşünülmektedir.

Semboller

| | |
|----------------|--|
| A_w | Perde enkesit alanı |
| f_c | Beton basınç dayanımı |
| f_{cc} | Sargılı beton basınç dayanımı |
| f_{ck} | Beton karakteristik silindir basınç dayanımı |
| f_{ctd} | Beton tasarım çekme dayanımı |
| f_{ywd} | Enine donatının tasarım akma dayanımı |
| f_{ywk} | Enine donatının karakteristik akma dayanımı |
| F_{ult} | Kesitin taşıyabileceği en büyük yük |
| H_w | Perde yüksekliği |
| L_p | Plastik mafsal boyu |
| L_{pz} | Plastikleşme bölgesi boyu |
| L_v | Etkin kesme boyu |
| L_w | Perde boyu |
| M_y | Perde akma moment kapasitesi |
| P_o | Kesit eksenel yük taşıma kapasitesi (f_c/A_w) |
| $P/f_c/A_w$ | Perde tabanında eksenel yük oranı |
| V_d | Tasarım kesme kuvveti |
| V_e | Enine donatı hesabında esas alınan kesme kuvveti |
| V_r | Kesitin kesme dayanımı |
| \square_{cg} | Etriye içindeki bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesi |
| \square_{cu} | Kesitin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesi |
| \square_s | Donatı çeliği birim şekil değiştirmesi |
| \square_{sy} | Donatı çeliği akma birim şekil değiştirmesi |
| \square_{su} | Donatı çeliğinde en büyük gerilmedeki birim şekil değiştirme |
| \square | Eğrilik |
| \square_p | Plastik eğrilik talebi |
| \square_y | Eşdeğer akma eğriliği |
| \square_{wy} | Moment pekleşmesini hesaba katan çarpan |
| \square | Moment pekleşmesini hesaba katan çarpan |
| \square_p | Plastik dönme açısı |
| \square_b | Perde uç bölgesinde mevcut boyuna donatı oranı |
| \square_s | Kesitte mevcut bulunan yönetmeliğe uygun olarak düzenlenmiş enine donatının hacimsel oranı |
| \square_{sm} | Kesitte yönetmeliğe göre bulunması gereken enine donatının hacimsel oranı |
| \square_{sh} | Perdede yatay gövde donatılarının hacimsel oranı |
| \square | Beton basınç dayanımına göre normalleştirilmiş perde kesme gerilmesi |

Kaynaklar

- [1] SEAOC Vision 2000, Performance based seismic engineering of buildings, Vols. I and II: Conceptual framework, Structural Engineers Association of California, Sacramento (CA), 1995.
- [2] ATC 40, Seismic evaluation and retrofit of existing concrete buildings, Applied Technology Council (ATC), Redwood City, California, 1996.
- [3] FEMA 273, NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, 1996.
- [4] FEMA 356, NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, 2000.

- [5] ASCE/SEI 41-06, Seismic rehabilitation of existing buildings, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2006.
- [6] BS EN 1998-3, Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance-Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings, Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium, 2005.
- [7] DBYBHY, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, 2007.
- [8] Wallace J.W., Moehle J.P., Ductility and detailing requirements of bearing wall buildings, ASCE Journal of Structural Engineering, 118(6), 1625-1644, 1992.
- [9] Sözen M.A., Earthquake response of buildings with robust walls, Fifth Chilean Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, 1989.
- [10] Park R., Paulay T., Reinforced Concrete Structures, John Wiley and Sons, New York, 1975.
- [11] Wallace J.W., New methodology for seismic design of RC shear walls, ASCE Journal of Structural Engineering, 120(3), 863-884, 1994.
- [12] Priestley M.J.N., Kowalsky M.J., Aspects of drift and ductility capacity of rectangular cantilever structural walls, Bull. N. Z. Natl. Soc. Earthquake Eng. 31(2), 73-85, 1998.
- [13] Priestley M.J.N., Calvi G.M., Kowalsky M.J., Displacement-based seismic design of structures, IUSS Press, Pavia, Italy, 2007.
- [14] Sullivan T.J., Priestley M.J.N., Calvi G.M., Direct displacement-based design of frame-wall structures, Journal of Earthquake Engineering, 10(1), 2006.
- [15] Priestley M.J.N., Seible F., Calvi G.M., Seismic design and retrofit of bridges, Wiley, New York, 1996.
- [16] Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R., Theoretical stress-strain model for confined concrete, Journal of Structural Engineering, 114(8), 1804-1826, 1988.
- [17] Derecho A.T., Ghosh S.K., Iqbal M., Freskakis G.N., Fintel M., Structural walls in earthquake resistant buildings - Dynamic analyses of isolated structural walls - DEVELOPMENT OF DESIGN PROCEDURE – DESIGN FORCE LEVELS, Report to the National Science Foundation, RANN, under Grant No. ENV74-14766, Portland Cement Association, 1978.
- [18] Ghosh S.K., Markevicius V.P., Design of earthquake resistant shear walls to prevent shear failure”, Concrete Shear in Earthquake, Proceedings of the International Workshop on Concrete Shear in Earthquake, Elsevier Science Publishers Inc., London-New York, 1991.
- [19] Seneviratna G.D.P.K., Krawinkler H., Evaluation of inelastic MDOF effects for seismic design”, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Report No. 120, Stanford University, Stanford, 1997.
- [20] Amaris A., Dynamic amplification of seismic moments and shear forces in cantilever walls, Msc. Thesis, Rose School, Italy, 2002.
- [21] Rutenberg A., Nsieri E., The seismic shear demand in ductile cantilever wall systems and the EC8 Provisions, Bulletin of Earthquake Engineering, 4, 1-21, 2006.
- [22] ACI 318-08, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 2008.
- [23] Lefas I.D., Kotsovos M.D., Ambrassey N.N., Behavior of RC structural walls: strength, deformation characteristics and failure mechanism”, ACI Structural Journal, 87(1), 23-31, 1990.
- [24] ANSYS® Academic Research, Release 11.
- [25] Kazaz I., Dynamic characteristics and performance assessment of reinforced concrete structural walls, Ph.D. Dissertation, Department of Civil Engineering, METU, Ankara, Turkey, 2010.
- [26] Park R., Priestley M.J.N., Gill W.D., Ductility of square-confined concrete columns. J. Struct. Div. ST4, 108: 929-950, 1982.
- [27] Saatcioglu M., Razvi S.R., Strength and ductility of confined concrete, Journal of Structural Engineering, 118(6), 1590-1607, 1992.
- [28] Comité Euro-International Du Béton (CEB), RC elements under cyclic loading-state-of-the-art report, London, 1996.

- [29] Hamburger R.O., A framework for performance-based earthquake resistive design, EERC-CUREe Symposium in Honor of Vitelmo V. Bertero, Berkeley, California, 1997.
- [30] Dhakal R.P., Maekawa K., Modeling for postyield buckling of reinforcement, ASCE Journal of Structural Engineering, 128(9), 1139-1147, 2002.
- [31] Thomsen J.H., Wallace J.W., Displacement-based design of reinforced concrete structural walls: an experimental investigation of walls with rectangular and T-shaped cross-sections. CU/CEE-95/06, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Clarkson University, Potsdam, N.Y, 1995.
- [32] Vallenias M.V., Bertero V.V. and Popov E.P., Hysteretic behavior of reinforced concrete structural walls, EERC Report 79/20, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1979.
- [33] Kazaz I, Gülkan, P. and Yakut A. (2012): "Deformation limits for structural walls with confined boundaries," *Earthquake Spectra* (28): August, pp. 1019-1046.

TASLAKTIR