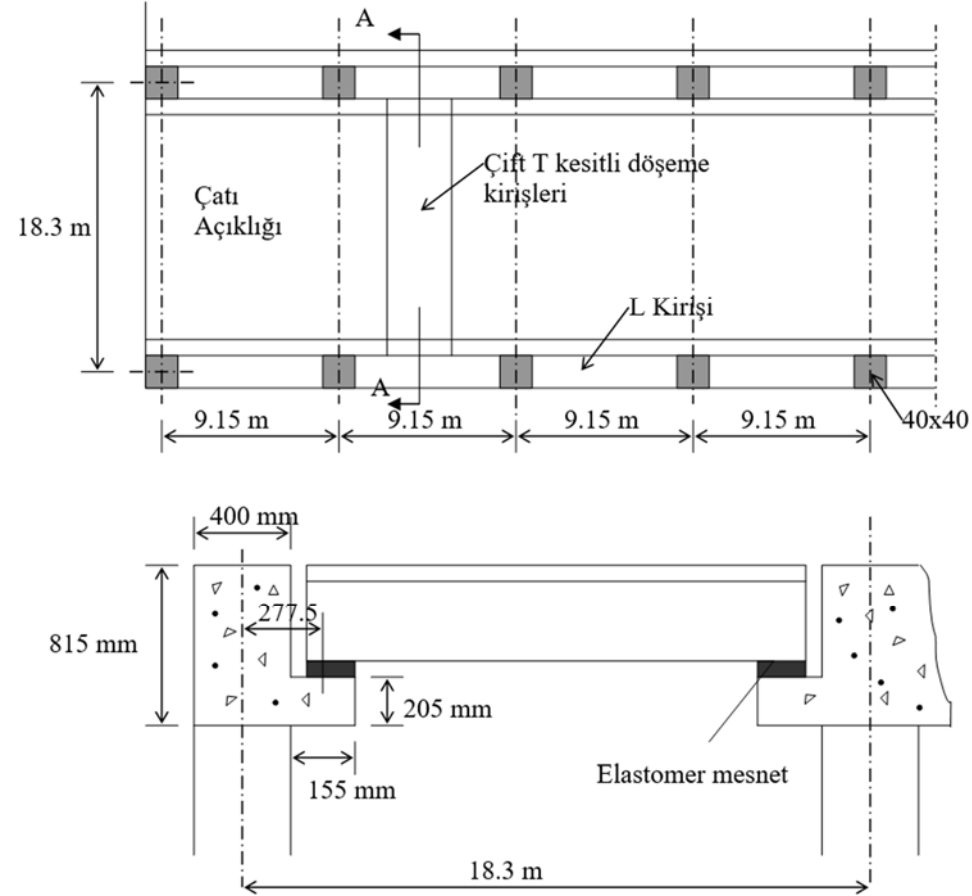




ÇUKUROVA ÜNİVERSİTESİ MÜHENDİSLİK FAKÜLTESİ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ BÖLÜMÜ



BAHAR YARIYILI İMZ 304 BETONARME 2

DERS NOTLARI

(2018 Deprem Yönetmeliğine Göre Hazırlanmıştır)

Prof. Dr. Cengiz DÜNDAR

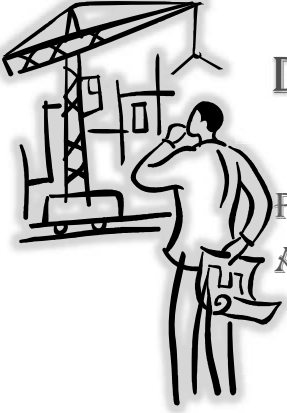
Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 BETONARME 2

BAHAR DÖNEMİ

DERS NOTLARI



PROF. DR. CENGİZ DÜNDAR

ARŞ. GÖR. SEDAT KARAAHMETLİ



9. BETONARME TEMELLER

- *Tekil Temeller
- *Birleşik Temeller
- *Sürekli Temeller
- *Radye Temeller

10. BETONARME DÖŞEMELER

- *Plak döşemelerin elastik davranışı
- *Tek doğrultuda çalışan plak döşemeler
- *Tek doğrultuda çalışan dişli döşemeler
- *Çift doğrultuda çalışan plak döşemeler
- *Çift doğrultuda çalışan kirişsiz plak döşemeler
- *Çift doğrultuda çalışan döşemeler için genel yöntem



BAHAR YARIYILINDA İŞLENECEK KONULAR

7. KESME ETKİSİNDEKİ ELEMANLARIN TAŞIMA GÜCÜ

- *Kesme Donatısı Bulunmayan Elemanların Davranışı
- *Kesme Donatılı Elemanlar
- *TBDY' ne Göre Kirişlerin Kesme Güvenliği(TBDY 2018)
- *Dolaylı Mesnetler
- *Zımbalama Etkisi
- *Kısa Konsollar

8. BETONARME YAPILARDA ve YAPI ELEMANLARINDA BURULMA

- *Basit Burulma
- *Burulma ve Eğilme
- *Burulma, Kesme ve Eğilme

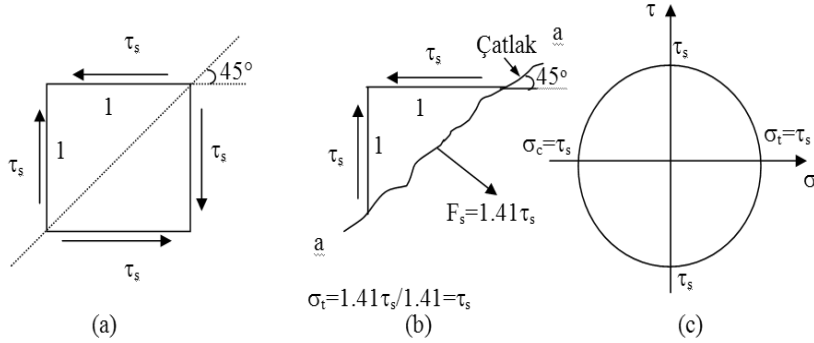


KESME ETKİSİNDEKİ ELEMANLARIN TAŞIMA GÜCÜ

Betonarme yapıyı oluşturan elemanlar genelde eğilmeye ek olarak kesme kuvveti de taşırlar. Betonun kayma dayanımı oldukça yüksek olduğundan, betonarme elemanlarda kesme kırılmasına pek rastlanmaz. Buna karşın, kayma ve normal gerilmelerin neden olduğu asal çekme gerilmeleri betonun düşük çekme dayanımı nedeni ile önemli sorunlar doğurur.

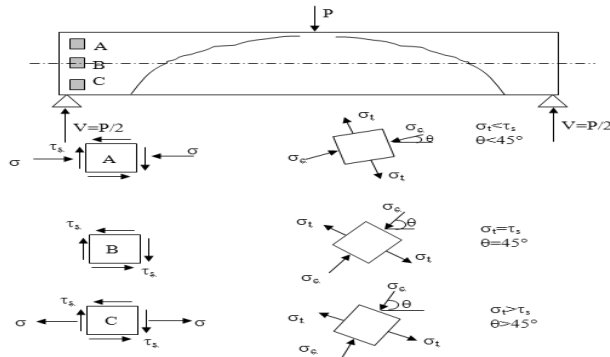
Betonun kayma ve basınç dayanımı çekme dayanımından yüksek olduğundan basit kayma durumunda dahi kırılma, asal çekme gerilmeleri nedeni ile oluşur.

Basit kayma durumunda, asal çekme ve basınç gerilmeleri kayma gerilmelerine eşit olacağından kırılma en düşük dayanım olan çekme gerilmesi nedeniyle oluşacaktır.

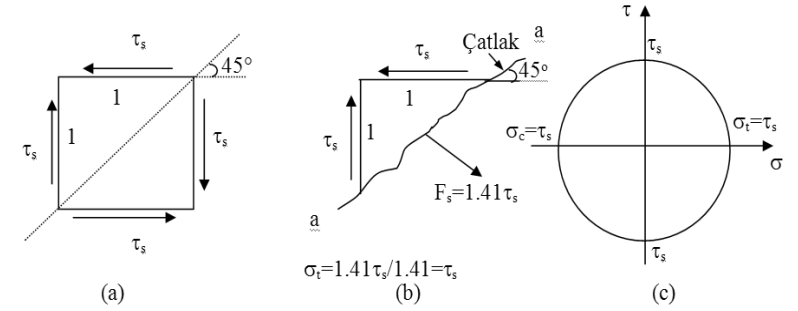


İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Asal çekme gerilmeleri ile oluşan bu tür eğik çatlaklar son derece tehlikelidir ve gevrek kırılmaya neden olabilirler. Kayma gerilmeleri ile normal gerilmelerin etkilediği durumlarda, eğik çatlakın eğimi, asal çekme gerilmelerinin yönüne bağlıdır. Şekilde simetrik yüklenmiş bir betonarme kiriş, tarafsız eksenin üstünde ve altında kalan A, B, C olarak işaretlenen üç elemana etkileyen gerilmeler ile bu gerilmelerin oluşturduğu asal gerilmeler gösterilmektedir.

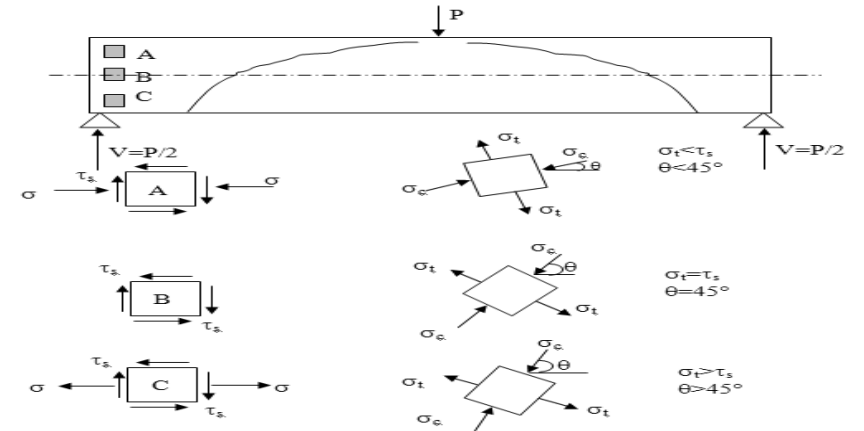


İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



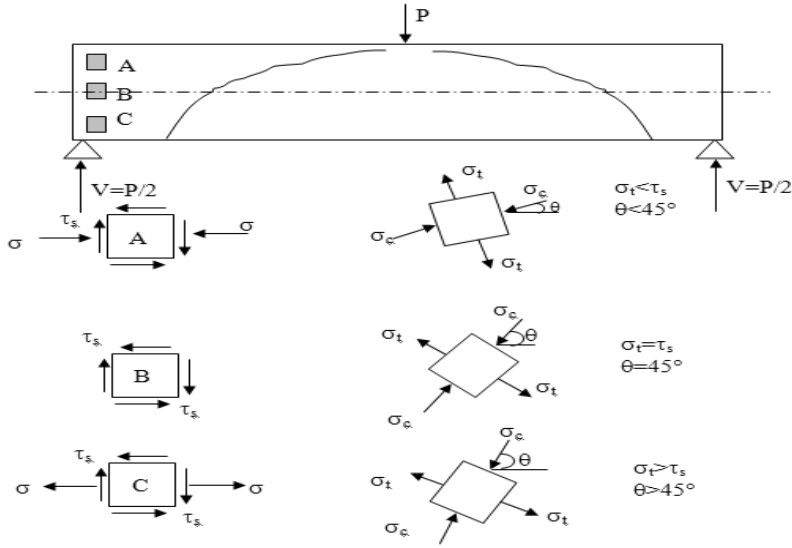
Asal çekme gerilmeleri, kayma gerilmelerinin etkilediği yüzeye 45° lik açı yapan bir düzlem üzerinde etkiyeceğinden, kırılma, asal çekme gerilmelerine dik yönde oluşan eğik bir çatlakla meydana gelecektir. Bu tür bir çatlama, **eğik çatlak**, buna neden olan asal gerilme de, **eğik çekme** olarak adlandırılır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Tarafsız eksen düzeyinde normal gerilmeler sıfır olduğundan, çatlama kiriş eksenine 45° lik bir açıda oluşmaktadır. Normal gerilmelerin varlığı, hem asal çekme gerilmelerinin büyüklüğünü hem de eğimini etkilemektedir. Çatlama, asal çekme gerilmelerine dik yönde olduğundan kirişin alt yüzünden üst yüzüne doğru uzayan eğik çatlakın eğimi azalmaktadır. Deneysel veriler de çatlak eğimi ile ilgili yapılan bu kuramsal irdelemeyi doğrulamaktadır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

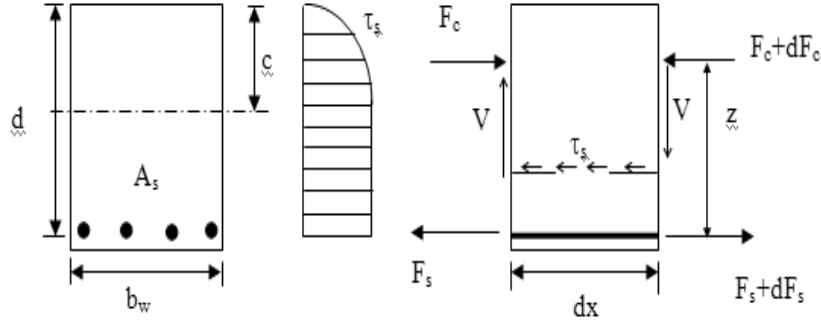


İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Betonarme elemanlarda kayma gerilmelerinin sorun yaratmadığını, çatlama ve kırılmalara, bu gerilmelerin de katkısıyla oluşan asal çekme gerilmelerinin neden olduğu ilk kez **RITTER** tarafından öne sürülmüştür. Daha sonraları **MÖRSCH** bazı deneyler yaparak kesme kuvvetlerinin neden olduğu eğik çatlama ve kırılmaları incelemiş ve Ritter'in ortaya attığı tezi geliştirerek savunmuştur. Mörsch önerdiği hesap yönteminde asal çekme gerilmeleri yerine, kayma gerilmelerini temel almıştır. Bunun nedeni Mörsch'ün kayma gerilmelerinin asal çekme gerilmeleri için bir ölçü olacağına inanması idi.

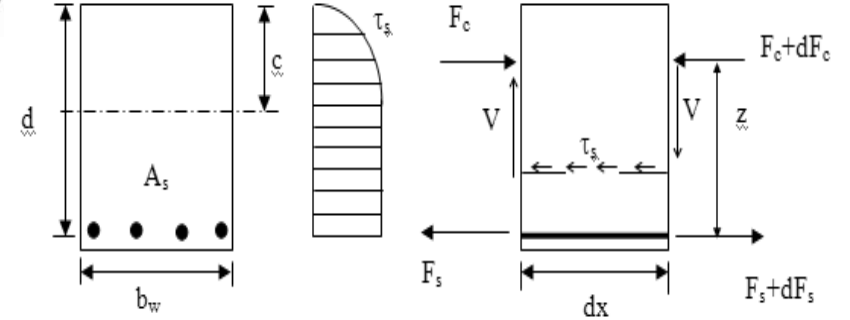
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Kayma gerilmelerinin hesabı için, çatlama bir betonarme kesit ele alınmış ve tarafsız eksen üzerinde (basınç bölgesi) kayma gerilmelerinin dağılımı, klasik teoriye uygun olarak ikinci dereceden bir eğri ile ifade edilmiştir. Tarafsız eksen altında beton çatlama olacağından, bu bölgede kayma gerilmelerinin sabit olduğu varsayılmıştır.



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Bu denklemin çıkarılmasında şekildeki gerilme dağılımı temel alınmış ve hesaplar, donatıdaki kuvvetin dx uzaklığında dF_s kadar arttığına göre yapıldığından, kenetlenmenin tam olduğu varsayılmıştır. Şekilde gösterilen dF_s dx e bölündüğünde **birim kenetleme kuvveti** elde edilir.



Serbest cisim diyagramından yararlanılarak **Mörsch** denklemi aşağıdaki yol izlenerek elde edilir.

$$\tau_s b_w dx = dF_s = \frac{dM}{z}, \text{ Birim kenetleme kuvveti} = \frac{dF_s}{dx}$$

$$\frac{dM}{dx} = V \quad \tau_s = \frac{V}{b_w z} \cong \frac{V}{0.9 b_w d}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

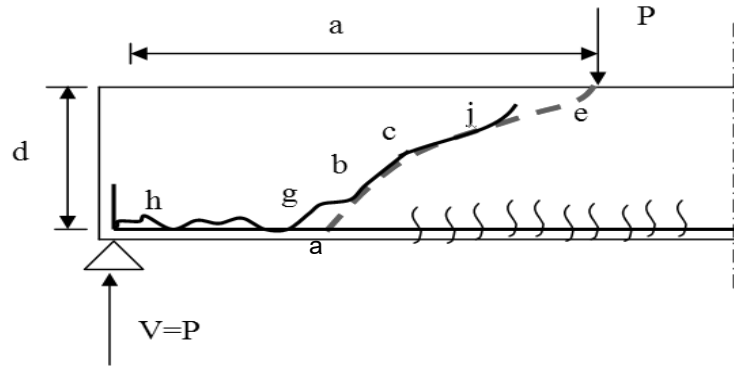
Mörsch, kirişte bir kez eğik çatlama oluştuğundan sonra betonun kesme dayanımına katkıda bulunamayacağını varsaymış ve geliştirdiği kafes kiriş analojisi ile kayma donatısının hesaplanabileceğini göstermiştir. Aynı yıllarda İsviçre’de Ritter, Mörsch’den bağımsız olarak kafes kiriş analojisini geliştirmiştir. Bu yaklaşım “**Mörsch-Ritter Kafes Kiriş Analojisi**” olarak bilinmektedir.

1950 yılından sonra Avrupa ve ABD’de yapılan deneysel çalışmalar sonucunda betonarme kirişlerin kesme dayanımını etkileyen ve Mörsch teorisinde dikkate alınmayan bazı değişkenler bulunmuştur.

Çalışmalar sonucunda Mörsch teorisinin ancak kenetlenmenin tam olduğu durumlar için geçerli olduğunu göstermiştir. Ayrıca klasik kafes kiriş analogisinin bazı durumlarda gerçeği yansıtmadığı gözlenmiştir.

Son yıllarda Avrupa'da geliştirilen "**Plastik Kafes Kiriş Analojisi**" ve Prof. Collins'in öncülüğünde geliştirilen "Basınç Alanları Teorisi"ne dayanan yöntemler bazı yönetmeliklerde yer almaktadır. Günümüzde büyük ilgi gören "**Çubuk Analojisi**" de kesme donatısı hesabında yararlı olmaktadır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



$7 > a/d > 3$ olması halinde kiriş taşıma gücünü kesme kırılması ile kaybeder. Bu durumda P kesme kuvvetinin artması ile mesnete en yakın bulunan (a-b) çatlakı yüklemeye doğru ilerler ve gittikçe bir eğik çatlak görünümünü alır. Bu çatlak **eğilme-kesme** çatlakı ya da çoğu zaman **eğik çatlak** olarak adlandırılır (a-b-c) çatlakı.

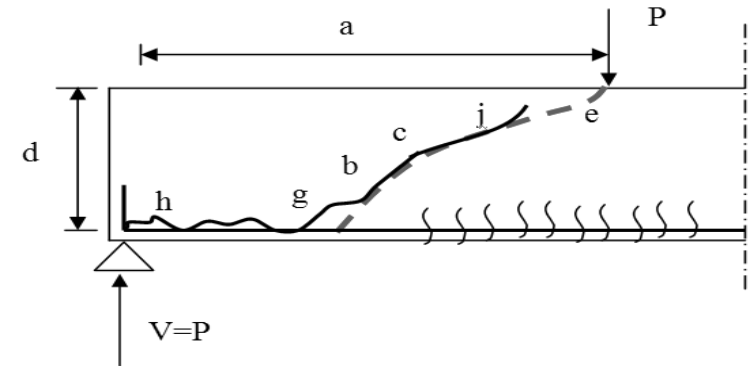
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

KAYMA DONATISI BULUNMAYAN ELEMANLARIN DAVRANIŞI

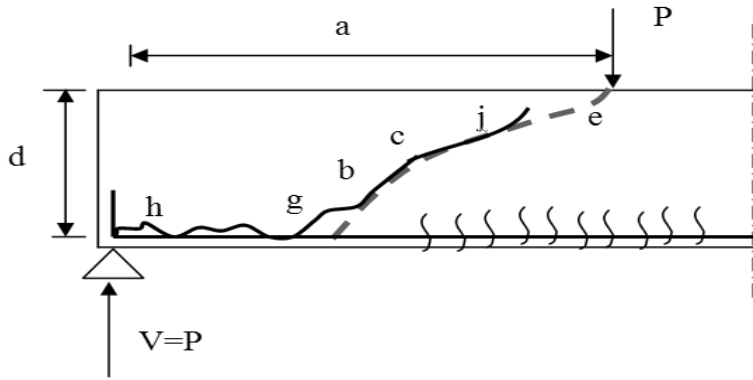
Yapılan çok sayıda deneysel araştırmalar, kırılma biçiminin "**kesme açıklığı/etkili derinlik**" (a/d) oranına bağlı olarak değiştiğini göstermiştir. (a/d) nin çok büyük olduğu durumlarda ($a/d > 7$) kiriş, genellikle eğilme kırılması ile taşıma gücünü kaybeder. Kırılma üzerinde kesme kuvvetinin etkisi olmaz. Bunun temel nedeni, kesme açıklığı büyük olduğundan eğilmedeki taşıma gücüne erişildiğinde kesme kuvvetinin, dolayısıyla tarafsız eksen ve onun altında oluşan asal çekme gerilmelerinin düşük olmasıdır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

P kesme kuvvetinin artması ile kırılma genellikle iki biçimde oluşabilir. (a/d) oranı bağıl olarak büyükse eğik çatlak (e) ye doğru hızla ilerler ve kiriş iki parçaya ayrılarak geçer. Bu kırılma biçimi çoğu zaman **eğik çekme kırılması** olarak adlandırılır.



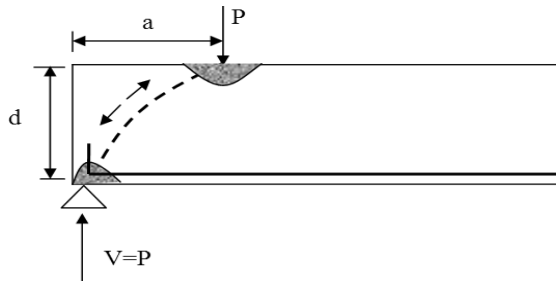
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Bu tür kırılmada göçme yükü eğik çatlağın oluşumuna yol açan yükten çok az büyük olur. Boyuna donatının uçları kancalı ise boyuna donatıdaki artan kuvvet etkisiyle, kancaları kuşatan beton parçalanıncaya ve göçme oluşuncaya dek kiriş **iki mafsallı bir kemer** gibi çalışır. Bu kırılma biçimi çoğu zaman **kesme-çekme kırılması** ya da **kesme aderans kırılması** olarak adlandırılır.

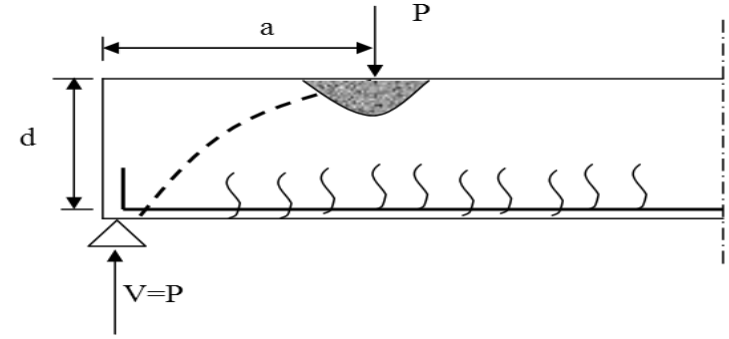
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$a/d < 1$ olduğu durumlarda kirişin davranışı derin kiriş davranışına yaklaşır. Eğik çatlak yaklaşık olarak mesnet ile yükleme noktası arasında doğrusal olarak gelişir. Bu durumda çatlak, öncelikle yükleme noktasından mesnete doğru aktarılan basınç kuvvetinin parçalayıcı etkisi ile oluşur ve çoğu zaman kirişin alt yüzünden aşağı yukarı $d/3$ uzaklığında ortaya çıkar. P kuvvetinin artması ile eğik çatlak ardışık olarak yükleme ve mesnet kesimlerine doğru ilerler.

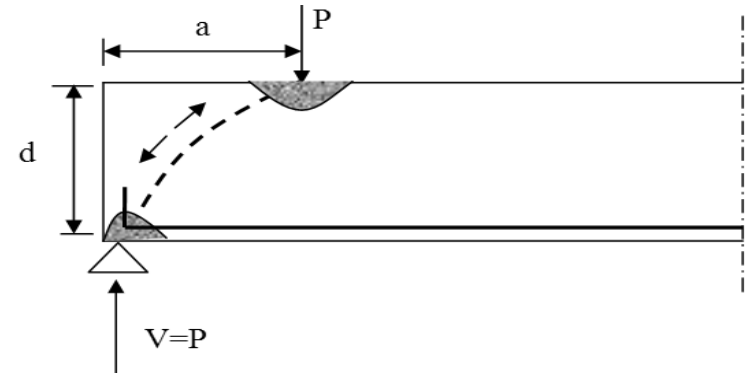


İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$1 < a/d < 3$ olması halinde eğik çatlak çoğunlukla bağımsız olarak oluşur. Bu tür çatlamadan sonra kiriş, çoğunlukla dengede kalır. P kuvvetinin artması ile çatlağın basınç bölgesine girmesine ve yükleme noktasına doğru ilerlemesine neden olur. Bu kırılma biçimi **kesme basınç kırılması** olarak adlandırılır. Bu tür kırılmada göçme yükü eğik çatlama neden olan yükün kimi zaman iki katı olabilir.

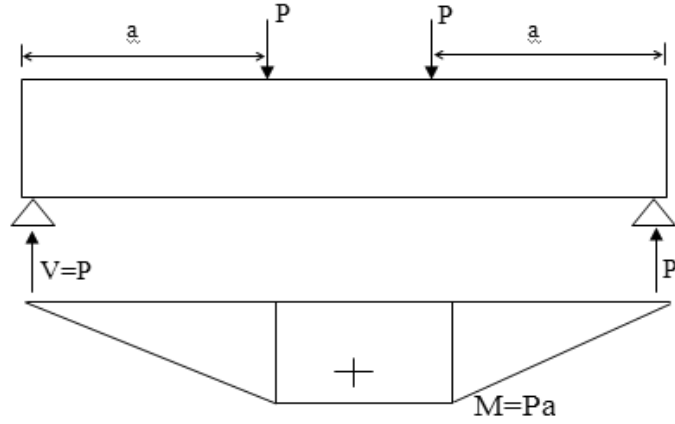


İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



a/d oranı yalnız noktasal yüklü kirişler için geçerli olduğundan bu değişkeni yayılı yük durumunu kapsayacak şekilde M/Vd olarak değiştirmek uygun olacaktır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



$\left(\frac{a}{d}\right)$ $\left(\frac{M}{Vd}\right)$ Yayılı yük olması halinde;

$$M=Pa$$

$$\frac{M}{Vd} = \frac{Pa}{Vd} = \frac{Pa}{Pd} = \frac{a}{d} \text{ elde edilir.}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$7 > \frac{M}{Vd} > 3$ olduğunda (gerçek eğik çekme kırılması) kesme dayanımı hemen hemen sabit kalırken $\frac{M}{Vd} < 3$ olduğu durumlarda kesme dayanımı $\frac{M}{Vd}$ oranı azaldıkça artmaktadır.

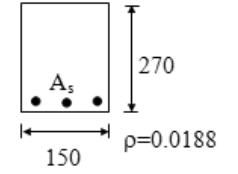
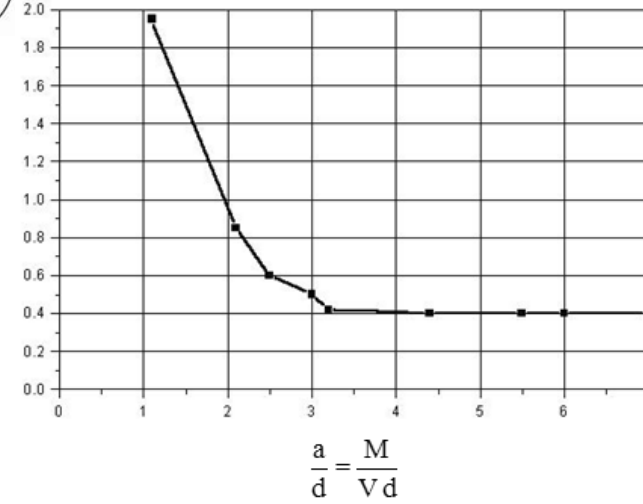
Aynı deney sonuçları kullanılarak $\frac{M_u}{M_{rf}}$ oranının $\frac{M}{Vd}$ ile değişimi gösterilmiştir.

M_u : Deneyde erişilen en büyük moment

M_{rf} : Söz konusu kirişin eğilmeye taşıma gücüdür.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

V_u (kN)

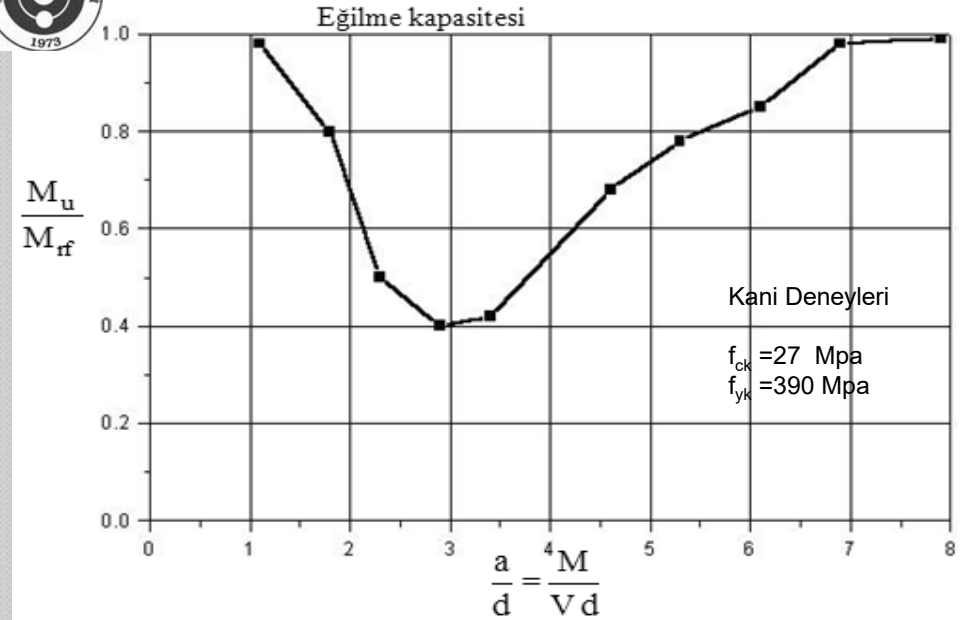


Kani Deneyleri

$f_{ck} = 27 \text{ Mpa}$
 $f_{yk} = 390 \text{ Mpa}$

Kesme dayanımının $\frac{M}{Vd}$ oranına göre değişimi

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Kani Deneyleri

$f_{ck} = 27 \text{ Mpa}$
 $f_{yk} = 390 \text{ Mpa}$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$\frac{M}{V_d} \geq 7$ olduğunda kiriş eğilme kapasitesine ulaşırken $\frac{M}{V_d} < 7$ olduğunda erişememektedir. $\frac{M}{V_d}$ yaklaşık 1 veya daha küçük olunca eğilme kapasitesine yeniden ulaşabilmektedir.

Kesme kırılması (eğik çekme), $\frac{M_u}{M_{fr}}$ oranının birden küçük olduğu durumlarda söz konusu olduğundan kritik bölgenin yaklaşık olarak $1 < \frac{M}{V_d} < 7$ olduğu söylenebilir.

Gergili kemer davranışının eğilme davranışının yerini almaya başladığı durumda $\frac{M}{V_d} < 3$ donatıdaki gerilme hemen hemen sabit kaldığından, donatıdaki gerilmenin değiştiği varsayımına dayanan klasik Mörsch teorisinin geçerli olmayacağı açıktır.

Deney elemanı eğilmeden de, çekmeden de kırılrsa $\frac{M}{V_d} \geq 3$ olduğu durumlarda davranışa eğilme hakim olur. $\frac{M}{V_d} < 3$ olduğunda gergili kemer davranışı etkili olmaya başlamaktadır. $\frac{M}{V_d} \cong 3$ değerinde eğrinin yön değiştirmesi ve $\frac{M}{V_d}$ azaldıkça kapasitenin artmasının temel nedeni budur.

Donatısız Kiriş Eğilme Deneyi

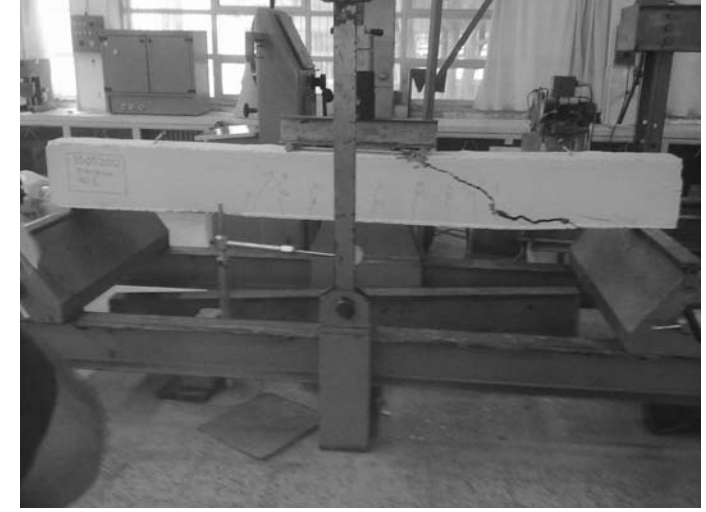


Sadece Eğilme Donatılı Kiriş Eğilme Deneyi



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Çukurova Üniversitesi DeneYleri



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Çukurova Üniversitesi DeneYleri



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$1 < a/d < 3$ Kesme-Basınç Kırılması



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



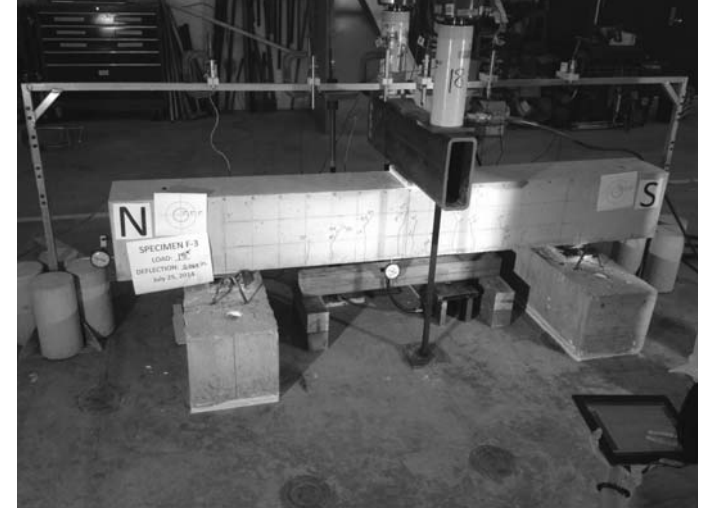
Purdue Üniversitesi DeneYleri



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



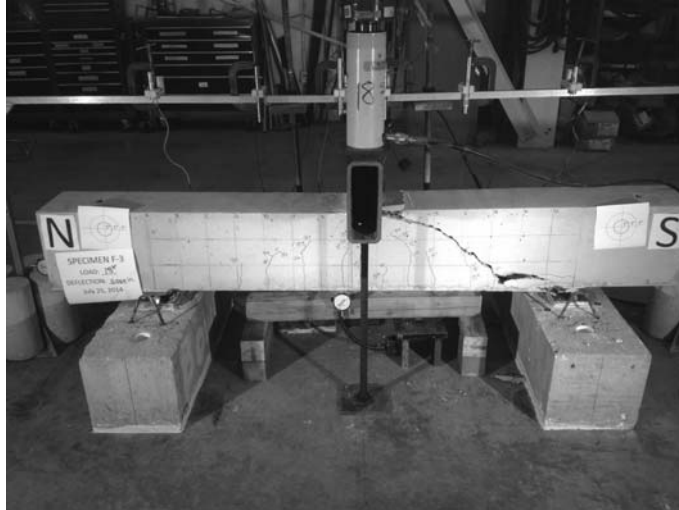
Purdue Üniversitesi DeneYleri



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Purdue Üniversitesi DeneYleri



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

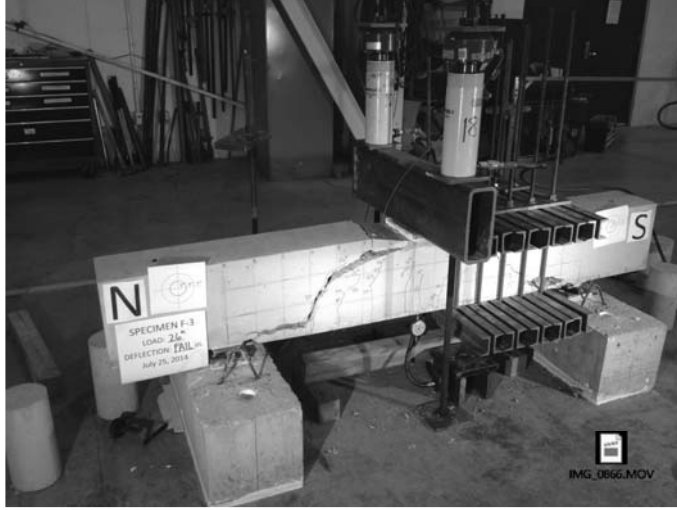


Purdue Üniversitesi DeneYleri

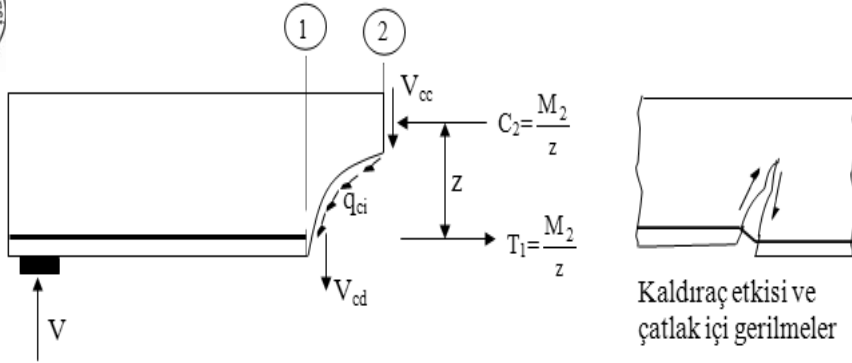


İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Purdue Üniversitesi Deneyleri



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

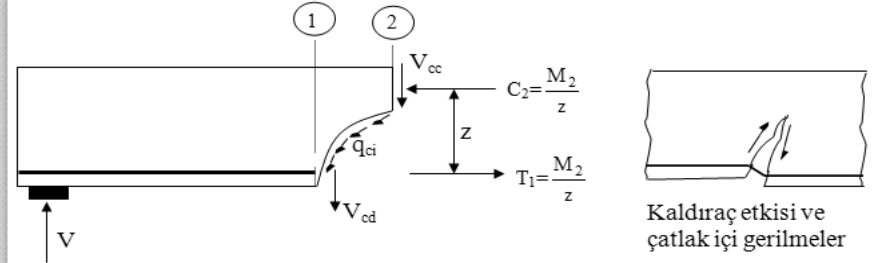


- Çatlamamış basınç bölgesinde taşınan kesme kuvveti (V_{cc}),
 - Çekme donatısınca taşınan kesme kuvveti (V_{cd}),
 - Çatlak yüzeyinde oluşan "çatlak içi kayma gerilmeleri" (q_{ci}).
- Bu gerilmelerin toplamının düşey bileşkesi (V_{ci}) uygulanan kesme kuvvetinin taşınmasına katkıda bulunacaktır.

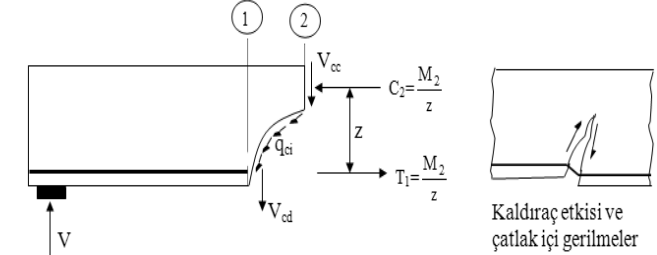
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Kesme Kuvvetinin Taşınması ile İlgili Mekanizmalar/Kesme Kuvvetini Dengeleyen İç kuvvetler

İki simetrik noktasal yük altında kirişte, eğik çatlakların oluşması ile gerilmelerde önemli değişimler olur. Bu değişimleri görebilmek için ve kirişin çatlak oluştuktan sonra nasıl yük taşıdığını anlayabilmek için kirişin çatlak boyunca kesilmesi ile elde edilen serbest cisim diyagramı aşağıda verilmiştir. Şekilden görüleceği gibi eğik çatlakın olduğu bir kirişte uygulanan kesme kuvveti, üç ayrı iç kuvvetle dengelenmektedir.



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



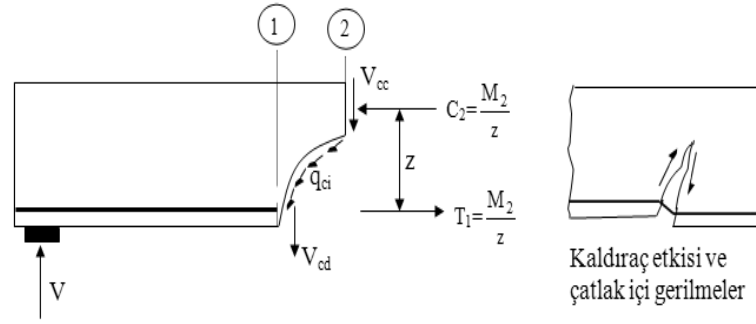
Eğik çatlakın oluşturduğu kirişte düşey kuvvetler dengesi yazılırsa

$$V = V_{cc} + V_{cd} + V_{ci}$$

Çatlak oluştuğunda iç kuvvetlerin toplamı, uygulanan kesme kuvvetini taşımaya yeterli ise kiriş yük taşımaya devam eder ($\frac{M}{Vd} < 3$).

Tersi durumda ($3 < \frac{M}{Vd} < 7$) ilk çatlamanın oluşması ile denge sağlanmadığından kiriş aniden kırılır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

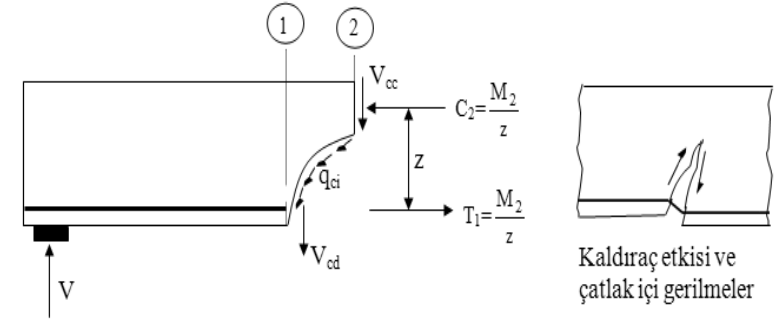


Şekilden, eğik çatlamanın oluşması ile çekme donatısında gözlenen ani gerilme sıçramasının nedeni de kolayca görülebilir. Donatıdaki T_1 kuvveti çatlak oluşmadan önce 1 ile gösterilen moment ile orantılıdır ($T_1 = \frac{M_1}{z}$). Çatlağın oluşması ile $T_1 = C_2$ olması

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Kesme açıklığı büyük olduğu durumlarda (yaklaşık $3 < \frac{M}{Vd} < 7$) eğik çekme dayanımının kırılma yükü ile aynı olduğu $V_{cr} = V_u$, kesme açıklığı küçük olduğu durumlarda ise ($\frac{M}{Vd} < 3$) kırılma yükü eğik çekme dayanımından yüksek çıkmaktadır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



gerektiğinden T_1 , 2 nolu kesitteki moment ile orantılı olmak durumundadır ($T_1 = \frac{M_2}{z}$). $M_2 > M_1$, T_1 kuvvetinin dolayısıyla donatıdaki gerilmenin önemli ölçüde artması gerekir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



EĞİK ÇATLAMA DAYANIMI

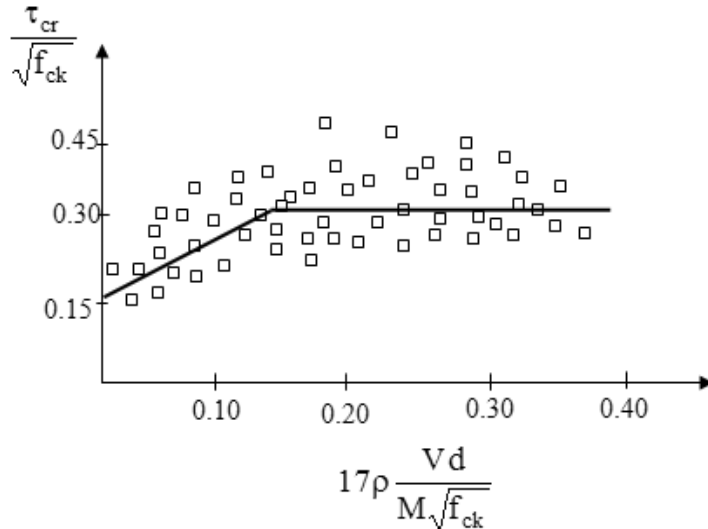
Yapılan deneysel ve analitik çalışmalar, kırılmayı tanımlayan kesme dayanımının belirlenmesinin zor ve karmaşık olduğunu, buna karşın eğik çatlama dayanımının daha kolay belirlenebileceğini göstermiştir. Kiriş davranışını önemli ölçüde etkileyen ve gerilme uyumuna neden olan eğik çekme çatlağının oluştuğu andaki kesme kuvvetinin (eğik çekme dayanımı) belirlenmesi yararlı ve gereklidir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Prof. Viest klasik mukavemet denklemleri aracılığı ile hesapladığı asal çekme gerilmesini, betonun çekme dayanımına eşitleyerek eğik çekme dayanımını saptamaya çalışmıştır. Elde ettiği denklemlerdeki sabitleri deneysel verilerden faydalanarak belirleyen Viest, çekme dayanımı için aşağıdaki ifadeyi elde etmiştir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$V_{cr} = \left[0.52\sqrt{f_{ck}} + 175\rho \frac{Vd}{M} \right] b_w d \leq 0.93\sqrt{f_{ck}} b_w d \quad (\text{metrik})$$

$$V_{cr} = \left[0.16\sqrt{f_{ck}} + 17\rho \frac{Vd}{M} \right] b_w d \leq 0.3\sqrt{f_{ck}} b_w d \quad (\text{SI})$$

TS500-2000 ve tüm çağdaş yönetmeliklerde ortalama kayma gerilmesi;

$$\tau_s = \frac{V}{b_w d} \quad \text{Olarak tanımlanmaktadır. Bu durumda denklem;}$$

$$\frac{\tau_{cr}}{\sqrt{f_{ck}}} = \left[0.16 + 17\rho \frac{Vd}{M} \frac{1}{\sqrt{f_{ck}}} \right] \leq 0.3 \quad (\text{SI})$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



ACI yönetmeliğinde;

$$V_{cr} = 0.16\sqrt{f_{ck}} b_w d$$

kullanılabileceği belirtilmiştir. $0.16\sqrt{f_{ck}}$ çok emniyetli yönde bir alt sınır oluşturmaktadır. Hesaplarda kullanılırken bu değer ACI güvenlik katsayısı $\phi=0.85$ ile çarpılmalıdır.

TS500-2000'de eğik çekme dayanımı;

$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d$ olarak tanımlanır. Bu ifade ACI tarafından önerilen ifade ile uyumludur.

TS500 de ACI daki alt sınır olan;

$$0.85 * 0.16 * \sqrt{f_{ck}} \cong 0.14 \sqrt{f_{ck}} = 0.4 f_{ctk} = 0.6 f_{ctd} \text{ temel alınmıştır.}$$

$$f_{ctk} = 0.35 \sqrt{f_{ck}}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

ACI yönetmeliğinde eğik çekme dayanımını belirleyen ifade;

$(V_{cr} = \phi \cdot 0.16 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d)$, aksel yükü içeren bir faktörle çarpılarak değiştirilmelidir.

$$N_d = \text{çekme ise, } V_{cr} = \phi \cdot 0.16 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d \left\{ 1 - 0.3 \frac{N_d}{A_c} \right\}$$

$$N_d = \text{basınç ise, } V_{cr} = \phi \cdot 0.16 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d \left\{ 1 + 0.07 \frac{N_d}{A_c} \right\}$$

Denklemdaki N_d hesap aksel yükü, A_c ise brüt beton alanıdır.

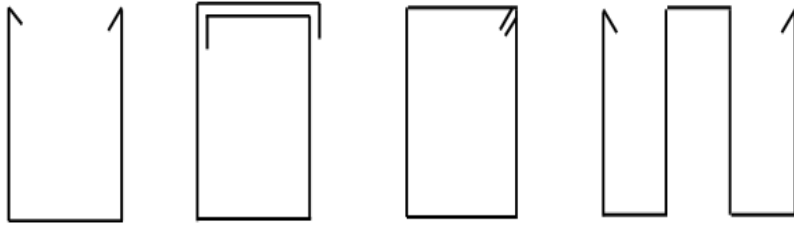
TS500 de ACI da izlenen yol tercih edilmiştir.

$$N_d = \text{çekme ise, } V_{cr} = 0.65 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \left(1 - 0.3 \frac{N_d}{A_c} \right)$$

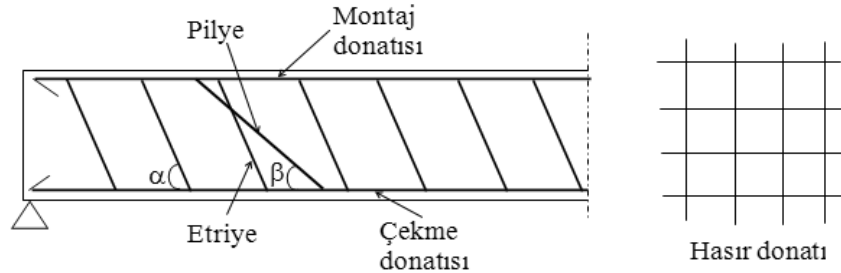
TS 500 (8.1)

$$N_d = \text{basınç ise, } V_{cr} = 0.65 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \left(1 + 0.07 \frac{N_d}{A_c} \right)$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Etriyeler



$45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$, genellikle $\alpha = 90^\circ$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

KAYMA DONATILI ELEMANLAR

Kesme gerilmelerinden oluşan eğik çekme gerilmelerini salt betonla karşılamak güvenli ve ekonomik değildir. Ülkemizde kullanılan yönetmeliğe göre, kesme gerilmelerinin düzeyi ne olursa olsun eleman boyunca kesme donatısı bulundurulması zorunlu kılınmıştır.

Kayma donatısı genellikle üç türlü olabilir. Bu üç tür ayrı veya birlikte kullanılabilir.

- * Etriyeler
- * Pilyeler
- * Hasır donatı

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Etriyeler bireysel çubuklardır. Bunlar boyuna donatıya 45° veya daha büyük açı yapacak şekilde belirli (s) aralıkları ile yerleştirilir. Genellikle bu açı 90° olur.

Pilyeler çekme donatısının kiriş eksenine bir β açısı ile bükülmesiyle yapılır. Genellikle bu açı 45° dir. Yapılan çalışmalar pilyelerin kesme açısından etriyeler kadar etkili olmadığını kanıtlamıştır.

Pilyeler kullanıldığında çatlak genişliğinin etriyelere oranla çok daha büyük olduğu ortaya çıkmıştır. Ayrıca deprem etkisi altında bir tersinme söz konusu olduğundan asal çekme gerilmeleri pilyeye dik yönde oluşur ve pilyeler tamamen etkisiz kalır.

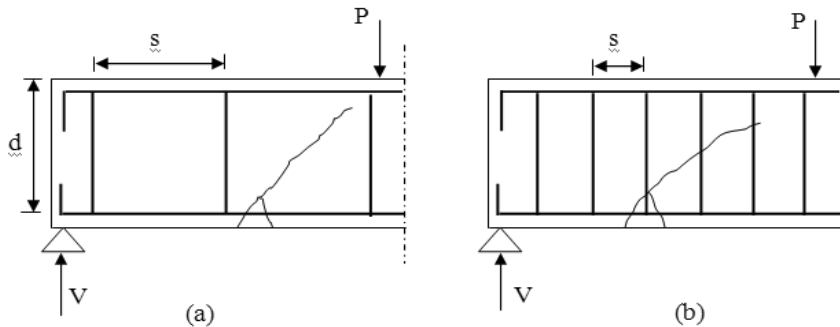
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Tablalı kirişlerde oluşan eğik çatlakların, tabla düzeyine ulaştıklarında yatay bir yön izleyerek tablayı gövdeden ayırdıkları gözlenmiştir. Bu gibi durumlarda etriye adeta bir dikiş donatısı gibi davranarak, tablanın gövdeden ayrılmasına engel olur. Pilyeler bu konuda etriyeler kadar etkili değildir.

Hasır donatı karesel bir ağ oluşturduğundan, asal çekme gerilmelerinin yönü ne olursa olsun etkili olabilmektedirler.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

(Şekil (a)). Sık etriye yerleştirildiğinde oluşacak çatlaklar birden fazla etriye ile kesişeceğinden bu etriyeler daha etkili olacaktır (Şekil (b)).



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Kayma Donatılı Elemanların Davranışı:

Kayma donatısının temel işlevi elemanın kesmeden kırılmasını önleyerek, eğilme kapasitesine ulaşmasını sağlamaktır ($M_u > M_{rf}$).

Yapılan deneyler kayma donatılı bir kirişin, eğik çatlama oluşuncaya kadar kayma donatısız bir kiriş gibi davrandığını göstermiştir. Eğik çatlağın oluşması ile çatlakla kesişen etriyelerde büyük gerilmeler oluşmaktadır. Dolayısıyla bu aşamadan sonra etriyeler etkili olmaya başlamıştır. Etriyeler çok seyrek yerleştirildiği takdirde oluşacak çatlaklar çok az sayıda etriye ile kesişeceğinden etriyelerin hiçbir yararı olmayacaktır

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

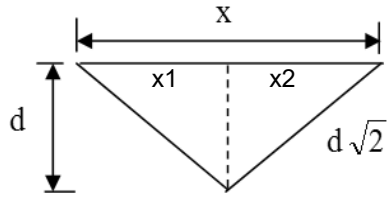
Etriye çubuğunun taşıyabileceği çekme kuvveti, etriye alanı ve akma gerilmesi ile orantılı olduğundan yerleştirilecek etriyenin çapıda önemlidir.

Buradaki bütün olumsuzlukları önleyebilmek için; etriye olabildiğince sık yerleştirilmeli ($s \leq d/2$) ve birim boyda oluşacak kuvvetleri karşılamaya yeterli etriye alanı bulundurulmalıdır. Yönetmeliklerde öngörülen min. etriye ve max. aralık koşuluna uyulmalıdır

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Etriyeleri gereğinden fazla kullanmak yararlı değildir. Yerleştirilen kayma donatısı ile kiriş kapasitesi arttırıldığında gövdede oluşacak asal basınç gerilmeleride büyür. Bu basınç dayanımı betonun basınç dayanımını aşabilir. Bu nedenle yönetmeliklerde kesme kuvveti için bir sınır konmuştur ($V_d \leq V_{max}$).

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



$$\tan \alpha = \frac{d}{x_1}, \quad x_1 = \frac{d}{\tan \alpha}$$

$$x_2 = \frac{d}{\tan 45}, \quad x = x_1 + x_2$$

$$d \frac{\cos \alpha}{\sin \alpha} + \frac{\cos 45}{\sin 45} d$$

$$x = d \left(\frac{\cos \alpha + \sin \alpha}{\sin \alpha} \right)$$

$$n = \frac{x}{s} = \frac{d (\cos \alpha + \sin \alpha)}{s \sin \alpha}, \quad n: (c-b) \text{ üzerindeki etriye sayısı}$$

$$H_k = (n) A_{sw} f_{ywd} \quad n \text{ sayıda donatı tarafından taşınan çekme kuvveti}$$

$$H_k = \frac{d (\cos \alpha + \sin \alpha)}{s \sin \alpha} (A_{sw} f_{ywd})$$

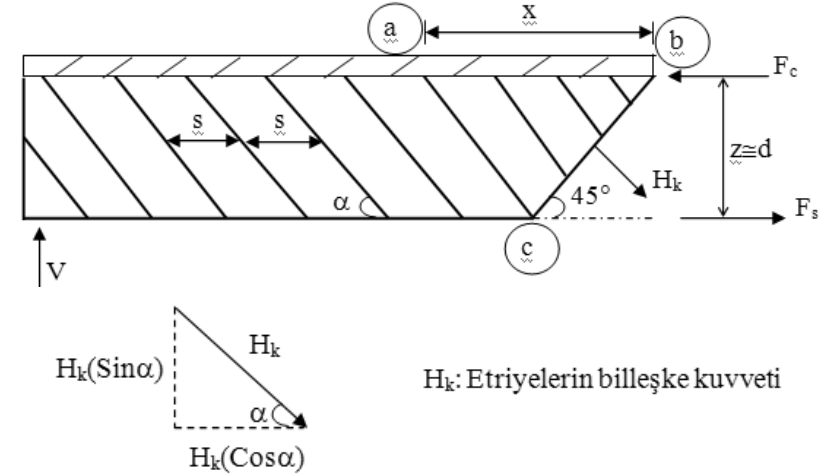
$$H_k \sin \alpha = V \text{ dersek;}$$

$$V = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) d f_{ywd} (\sin \alpha + \cos \alpha) \text{ olarak elde edilir.}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

KAYMA DONATISI HESABI

Kayma donatısı hesabı için aşağıdaki kiriş modeli kullanılır.

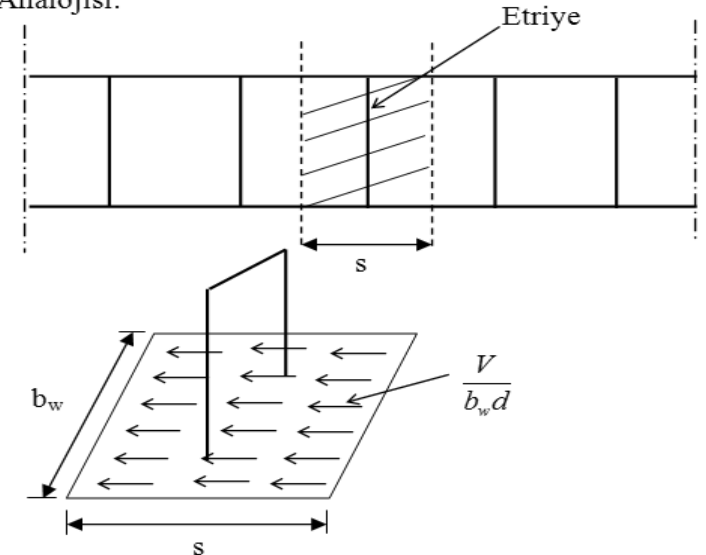


İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$\alpha = 90^\circ$ olması halinde;

$$V = \frac{A_{sw}}{s} d f_{ywd} \text{ olur.}$$

Perçin Analojisi:



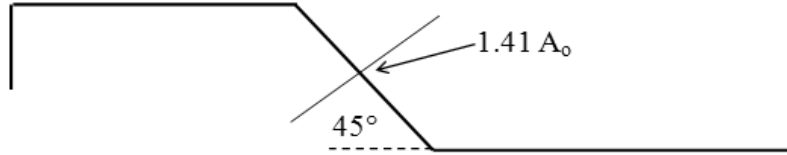
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Perçin Alanı=Etriye Alanı=2(A₀)

$$A_{sw}=2(A_0), \quad A_0=\frac{\pi\phi^2}{4}, \quad A_0: \text{Etriyenin tek kolunun alanı}$$

$$\frac{V}{b_w d} b_w s = A_{sw} f_{ywd}, \quad V_w = \frac{A_{sw}}{s} d f_{ywd} \text{ elde edilir.}$$

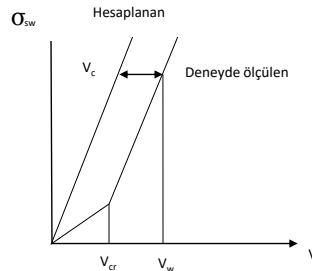
Pilye Çeliği: Perçin Analojisi



$$V_{(Pilye)}=1.41 A_0 f_{ywd}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Deneysel olarak yapılan ölçümler kesme donatısında oluşan gerilmelerin hesaplanan gerilmelerden daha küçük olduğunu göstermiştir. Deneysel olarak ilginç olan kafes kiriş analojisi ile hesaplanan donatının % 50 sine sahip olan kirişlerin bile sağlıklı davranış göstererek eğilme kapasitelerine ulaştığını göstermiştir. Bu sonuçlar klasik kafes kiriş analojisinin bazı durumlarda gerçekçi sonuç vermediğini göstermiştir.



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Kesme Tasarımı:

$$V_d=V_r$$

$$V_r=V_w+V_c$$

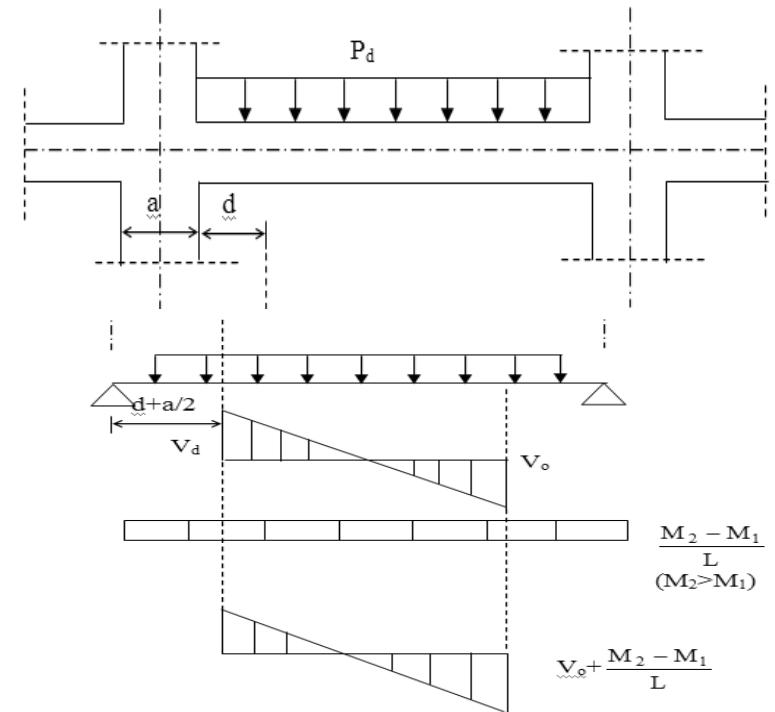
V_d: Hesap kesme kuvveti

V_w: Kayma donatısı tarafından taşınan kesme kuvveti.

V_c: Düzeltme terimidir ve yaklaşık olarak eğik çatlama dayanımına (V_{cr}) eşittir.

Kirişlerde kırılmaya yol açan çatlak genelde mesnet civarında değil, mesnetten (d) kadar uzaklıkta meydana gelmektedir. Bu nedenle hesap yapılırken mesnet yüzündeki kesme kuvveti değil, mesnetten (d) kadar uzaklıktaki kesme kuvveti alınır. Dolaylı mesnetlerde ise mesnet yüzündeki kesme kuvveti hesap kesme kuvveti olarak alınır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Klasik kafes kiriş analogisinden, gerekli kayma donatısı alanının (A_{sw}) hesaplanması öngörülmektedir.

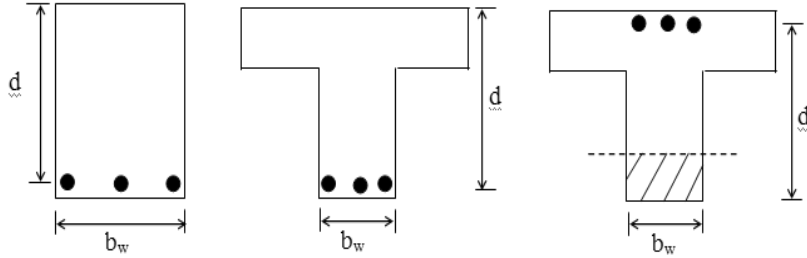
Beton Tarafından Taşınan Kesme Kuvveti (V_c):

$V_c = 0.8 V_{cr}$ olarak alınır.

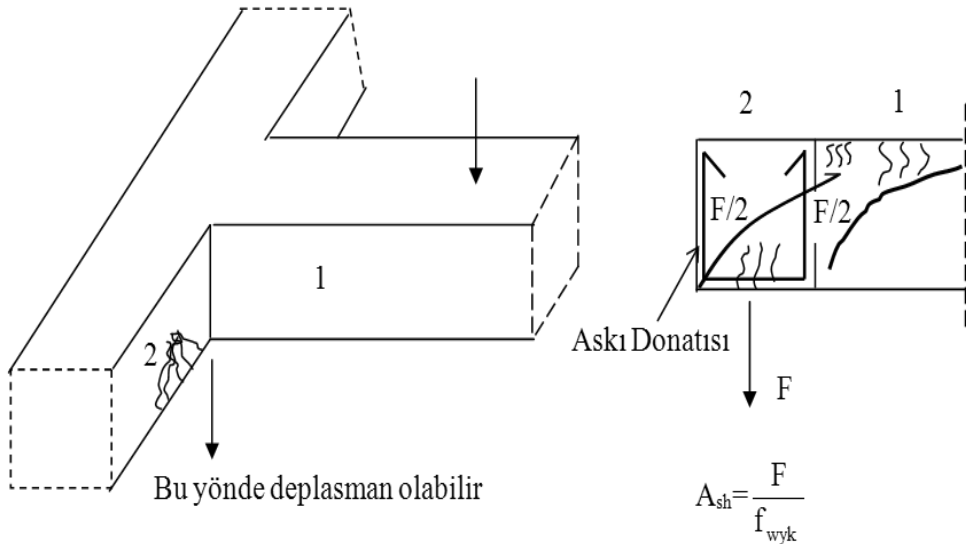
TS 500 (8.4)

$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d$

Bu ifadelerde b_w genişliği, kesitin gövde genişliği olarak alınır.

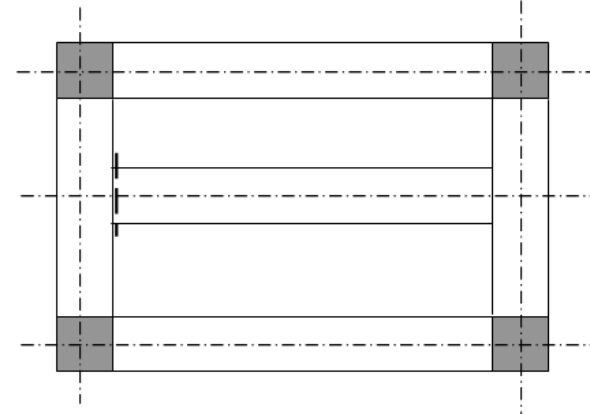


İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Dolaylı Mesnetler:



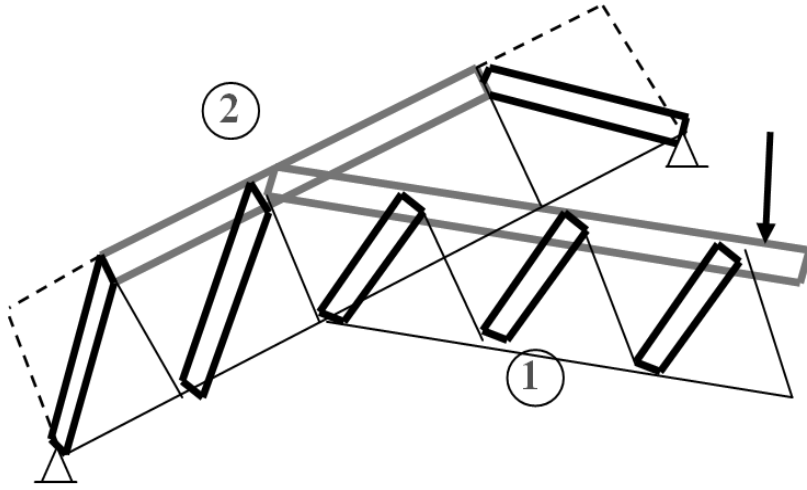
Bazı durumlarda kiriş kolon yerine diğer bir kirişe bağlanabilir. Bu durumdaki mesnetlenmeye dolaylı mesnet denir. Bu tür yapı sisteminde çatlama karşı mutlaka önlem alınmalıdır. Hesap kesme kuvveti olarak mesnet yüzündeki değer alınır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

1 nolu kirişteki yük **2** nolu kirişe kiriş gövdesinde oluşan basınç diyagonalleri ile aktarılır. Bu nedenle **1** nolu kirişin mesnet kuvveti F , **2** nolu kirişin alt yüzüne uygulanmış olur. Yani çekme bölgesine uygulanan bu kuvvet uygun bir şekilde basınç bölgesine aktarılmadığı takdirde, birleşim noktasına yakın yerde **2** nolu kirişte önemli eğik çatlaklar oluşur ve alttaki donatının kaldıraç etkisi ile yırtılmalar olur.

Bu gibi durumlarda alınabilecek en etkili önlem, **2** nolu kirişin birleşim bölgesine yerleştirilecek askı donatısı ile, F kuvvetini basınç bölgesine aktarmaktır. Askı donatısı olarak düşey etriye kullanılır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Gevrek Kırılmanın Önlenmesi:

Asal çekme gerilmeleri nedeni ile oluşacak gevrek kırılmayı önlemek amacı ile etriye oranı için bir alt sınır konulması zorunludur. Gerekli min. etriye, kayma donatısız kirişin dayanımını, donatılı kiriş dayanımına eşitleyerek bulunur.

Kayma donatısız kiriş taşıma gücü:

$$V_r = V_{cr} = 0.16 \sqrt{f_{ck}} b_w d$$

Kayma donatılı kiriş taşıma gücü:

$$V_r = V_w + \frac{V_c}{2} = \frac{A_{sw}}{s} f_{ywk} (d) + \frac{0.16 \sqrt{f_{ck}}}{2} b_w d$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Hesapla İlgili Öneriler:

Kesme açısından pilyelerden de bir miktar yararlanılmaktadır. Pilyeler bir kirişte şu şekilde detaylandırılmaktadır;

a) Pilyeler tek noktada yapıldığı durumlarda, kiriş üst yüzündeki büküm noktasının mesnet yüzünden uzaklığı (d) kadar alınır.

b) İki noktada pilye yapıldığı durumlarda (d/2) ve (2d/3) olması önerilmiştir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Bu iki denklem eşitlendiğinde, $\min \rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w (s)}$ olarak bulunur.

$$\min \rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w (s)} = \frac{0.08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{ywk}}, \quad f_{ctk} = 0.35 \sqrt{f_{ck}} \text{ olduğundan;}$$

$$\min \rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s} = 0.23 \frac{f_{ctk}}{f_{ywk}}$$

Asal çekme gerilmeleri nedeni ile oluşacak gevrek kırılma;

$\rho_w \geq \min \rho_w$ koşulu sağlanarak önlenabilir.

TS500-2000'deki min. donatı koşulu f_{ctk} yerine $1.5 f_{ctd}$ ve f_{ywk} yerine $1.15 f_{ywd}$ konularak bulunmuştur.

$$\min \rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s} = 0.30 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



ACI da min. kayma donatısı yüzdesi, beton çekme dayanımından bağımsız olarak ifade edilmiştir.

$$\min \rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s} = \frac{1}{3(f_{ywk})}$$

CEB, ACI dakine benzer olarak, min. donatı çekme dayanımından bağımsız olarak ifade edilmiştir.

$$\min \rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w d} = 0.0025 \text{ (S220)}$$
$$= 0.0015 \text{ (S500)}$$

Kiriş gövdesindeki asal basınç gerilmeleri betonun basınç dayanımını aştığı takdirde, gövde betonunun ezilmesi ile gevrek kırılma oluşur. Bu kırılma hesap kesme kuvvetine bir üst sınır konarak önlenabilir ($V_d \leq V_{max}$).

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Ön Tasarım:

Kesme güvenliği saptanırken, pilyelerin kesme hesabına alınmasına yönetmeliğimizde izin verilmemektedir. Ön tasarım aşamasında kiriş boyutları belirlenirken, yalnız eğilmeye göre değil kesme güvenliğini de sağlayacak şekilde belirlenmesi gerekmektedir. Kesmeye göre kiriş boyutları belirlenmesinde aşağıdaki yol izlenebilir;

$$V_d = V_w + V_c$$

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} f_{ywd} (d) = \frac{A_{sw}}{s b_w} f_{ywd} (d) b_w$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w} \text{ ise;}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Deneysel verilerden yararlanarak, max. kesme kuvveti için aşağıdaki bağıntı verilmektedir.

$$V_{max} = C_1 f_{ck} b_w d ,$$

C_1 katsayısı, 0.2 ile 0.35 arasında değişmektedir.

TS500-2000’de C_1 katsayısı 0.22 kabul edilmiş ve yeterli yapı güvenliği sağlamak için f_{ck} yerine f_{cd} alınmıştır.

$$V_{max} = 0.22 f_{cd} b_w d \quad \text{TS 500 (8.7)}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



$$V_w = \rho_w f_{ywd} b_w d$$

$$V_c = 0.52 f_{ctd} b_w d$$

$$V_d = V_w + V_c = \rho_w f_{ywd} b_w d + 0.52 f_{ctd} b_w d$$

Eğer $\rho_w = 2(\min \rho_w)$ varsayılırsa,

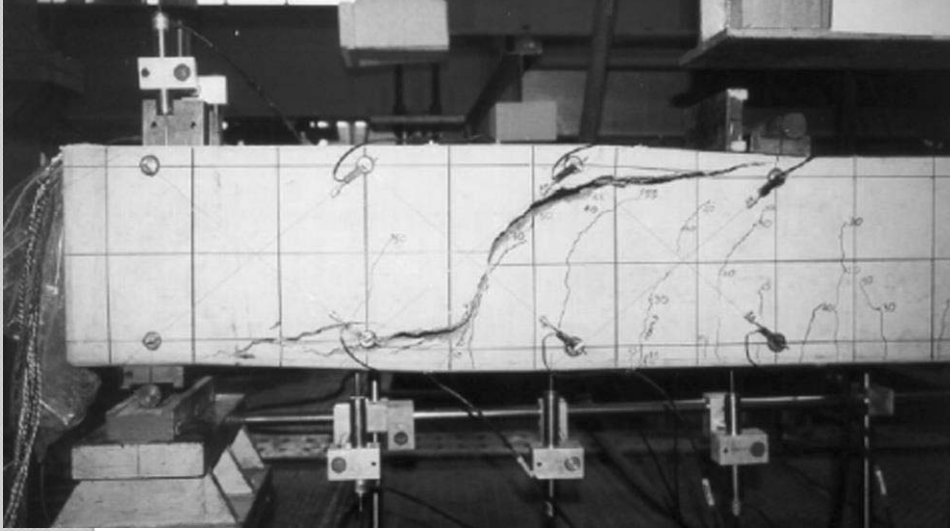
$$\min \rho_w = 0.3 \left(\frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} \right)$$

$$\rho_w = 0.6 \left(\frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} \right)$$

$$V_d = 0.6 \left(\frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} \right) f_{ywd} b_w d + 0.52 f_{ctd} b_w d$$

$$b_w d = \frac{0.9 V_d}{f_{ctd}}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Mafsal oluşan yöredeki sünekliliği ve kesme dayanımını arttırmak için, bu bölgenin sık yerleştirilmiş kapalı etriyelerle sarılması çok önemlidir. Deprem yönetmeliklerinde, mesnetten (2d) uzaklığına kadar olan kiriş parçasının d/4 ü geçmeyen etriyelerle sarılması önerilir.

Deprem etkisinin çok önemli olduğu durumlarda, kayma donatısının hesabında temel alınacak kesme kuvvetini, kiriş mesnetlerindeki moment kapasitelerini temel alarak hesaplamak daha doğru olur.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

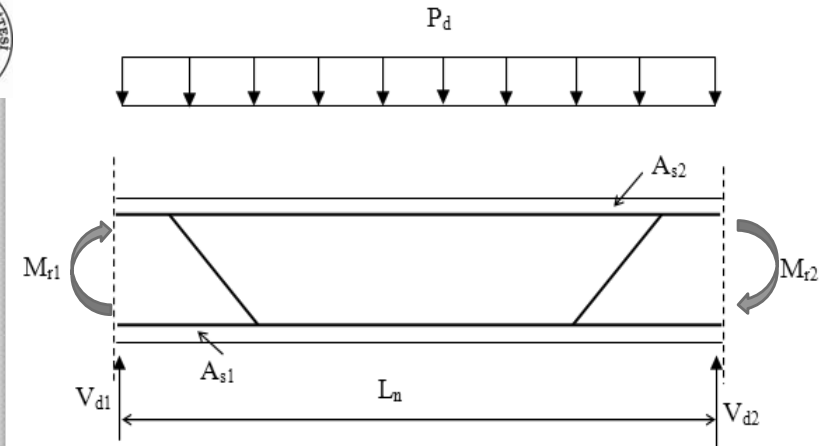


Deprem Etkisi

Depremi önemli olduğu durumlarda kiriş momentlerinde ve kesme kuvvetlerinde tersinmeler olur. Bunun sonucu olarak kiriş gövdesinde oluşan asal çekme gerilmelerinin yönü büyük çapta değişir.

Deprem etkisi ile boyuna donatıdaki gerilmeler önemli ölçüde artar. Bu nedenle alt ve üstteki çekme donatısı, mesnet yüzünde değil, (d-1.5d) kadar uzaklıkta akma konumuna gelir. Akmanın belirli bir kiriş boyuna yayılması, plastik mafsallık uzunluğunun artması anlamına gelir. Bu durumda mesnetlerde oluşan plastik mafsalların dönme kapasitesi artacağından moment uyumu daha kolay oluşabilecektir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



$$V_d = \frac{M_{r1} + M_{r2}}{L_n} + \frac{P_d L_n}{2}$$

TBDY 2018 (7.9)

$$M_{r1} \cong A_{s1} f_{yk}(0.9) d$$

$$M_{r2} \cong A_{s2} f_{yk}(0.9) d \quad (\text{Emniyetli olması açısından } f_{yd} \text{ yerine } f_{yk} \text{ alınmıştır})$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Eğik Çekmeye Karşı Güvenliğin Sağlanması:

- Hesap kesme kuvveti V_d hesaplanır.
- $V_{cr}=0.65 f_{ctd} b_w d$ hesaplanır.
- Eğer $V_d \leq V_{cr}$ ise kayma donatısının hesaplanması gerekmez. Ancak min. kayma donatısı bulundurulması zorunludur. $\min \rho_w = 0.3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}}$ **TS500 (8.6)**

Min. donatı kullanıldığında, etriye aralığı $d/2$ yi geçmemeli ve mesnetlerde $d/4$ e indirilmelidir.

- Eğer $V_d > V_{max}$ ise giriş boyutları değiştirilmelidir.

$$V_{max} = 0.22 f_{ctd} b_w d$$

- $V_{max} \geq V_d \geq V_{cr}$ ise kayma donatısı hesaplanmalıdır.

Depremi önemli olmadığı durumlarda;

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_d - V_c}{f_{ywd} d} \geq \min \rho_w(b_w)$$

Beton kalitesi ile ilgili ciddi kuşku varsa $V_c=0$ alınmalıdır.
Depremi önemli olduğu durumlarda;

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_d - 0.5V_c}{f_{ywd} d} \geq \min \rho_w(b_w)$$

$s \leq d/2$ (mesnet yüzünden 2d uzaklığına kadar $s \leq d/4$)

Depremi çok önemli olduğu durumlarda;

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_d}{f_{ywd} d}$$

$s \leq d/2$ (mesnet yüzünden 2d uzaklığına kadar $s \leq d/4$).

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

* Süneklik Düzeyi Yüksek Kiriş Tasarımı:

Enkesit Koşulları

$$b_k \geq 250 \text{ mm} \quad h_k \geq 300 \text{ mm}$$

$$h_k \geq 3h_f \quad h_f = \text{Döşeme Kalınlığı}$$

$$h_k \leq \frac{l_n}{4} \quad h_k \leq 3.5 b_k$$

Boyuna Donatı Koşulları

$$* \text{ Kiriş mesnetlerinde çekme donatılarının minimum oranı } \rho = 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \quad \text{TBDY 2018 (7.4.2.1)}$$

$$* \text{ Kiriş açıklık ve mesnetlerinde } \rho \leq 0.85 \rho_b : 0.02 \quad \text{TBDY 2018 (7.4.2.4)}$$

Deprem Tasarım Sınıfı; DTS = 1, 1a ve DTS = 2, 2a olan taşıyıcı sistemlerde, kiriş mesnedindeki alt donatı, aynı mesnetteki üst donatının %50'sinden daha az olamaz. Ancak, diğer durumlarda bu oran %30'a indirilebilir. **TBDY 2018 (7.4.2.3)**

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Kirişin üst ucundaki mesnet üst donatılarının büyük olanının en az 1/4'ü tüm kiriş boyunca sürekli devam ettirilecektir.

Enine Donatı Koşulları:

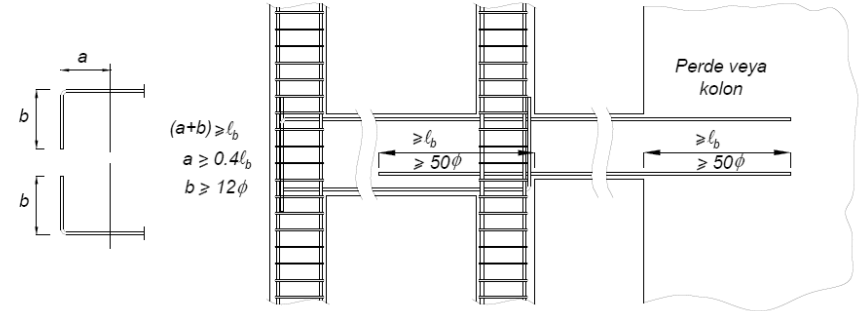
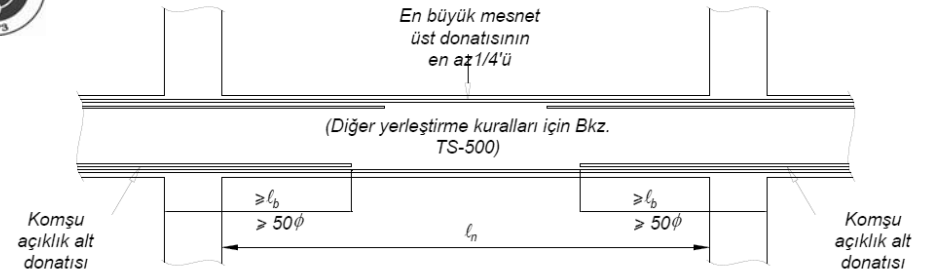
Sarılma bölgesinde ilk etriyenin kolon yüzüne uzaklığı en fazla 50 mm olmalıdır. Bu bölgelerde özel deprem etriyesi kullanılmalıdır. Sarılma bölgesinde:

$$s_k \leq h_k / 4$$

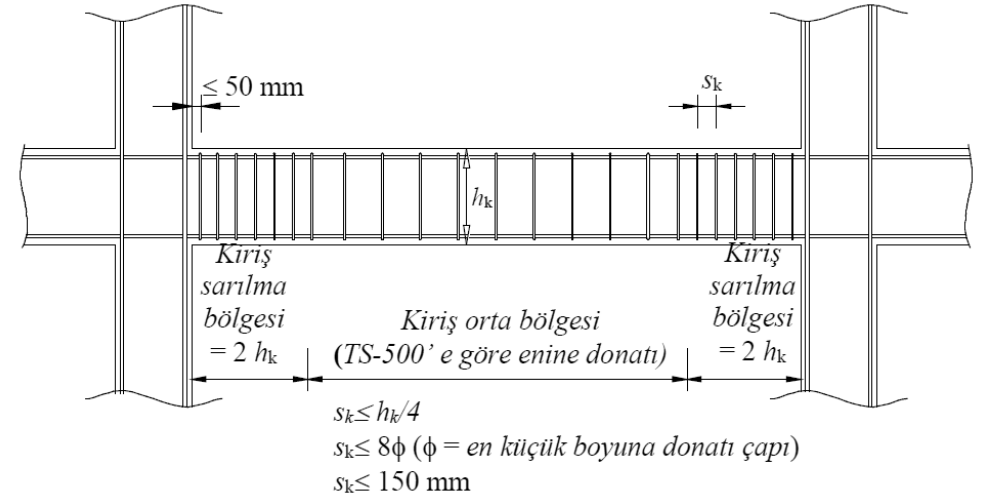
$$s_k \leq 8\phi \quad (\phi = \text{en küçük boyuna donatı çapı}) \quad \text{TBDY 2018 (7.4.4)}$$

$$s_k \leq 150 \text{ mm} \quad \text{şartlarına uyulmalıdır.}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



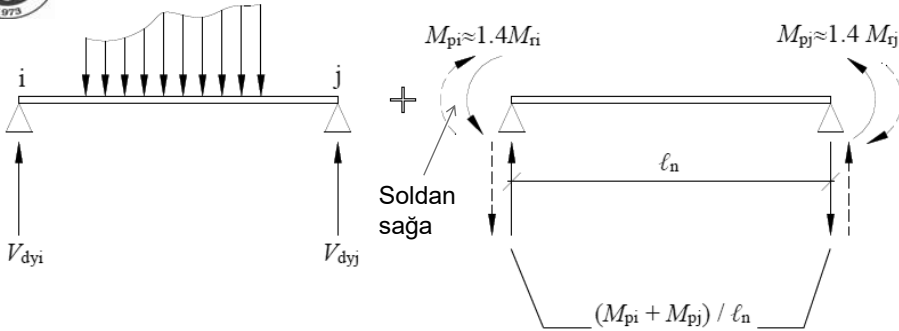
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

KİRİŞLERİN KESME GÜVENLİĞİ

Kesme kuvveti, elemanın kesit özellikleri göz önünde bulundurularak her iki uçta hesaplanan eğilme momentleri temel alınarak hesaplanır. Yönetmeliğin bu bölümünde kapasite tasarımı kavramı getirilmiştir. Yani tasarım, yapıda oluşan yük etkisine göre yapılmayıp elemanın taşıma gücü kapasitesine göre yapılmaktadır.

Bunun nedeni, yapıya etkiyen deprem yüklerinin büyüklüğünün kesin olmayıp, buna karşın bir elemanın taşıma gücünün daha doğru olarak hesaplanabilmesidir. Böylece gevrek türü kırılmalar önlenerek, elemanların taşıma gücü kapasitelerine eğilmede ulaşarak sünek bir davranış göstermeleri sağlanabilir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



V_e : Kolon ve kirişte enine donatı hesabına esas alınan kesme kuvveti.

M_p : Pekleşmeli taşıma gücü momenti.

V_{dy} : Düşey yüklerden meydana gelen basit kiriş kesme kuvveti.

V_d : Yük katsayıları ile çarpılmış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan kesme kuvveti.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Kirişlerde enine donatı hesabına esas alınacak kesme kuvveti, V_e , depremin soldan sağa veya sağdan sola etkimesi durumları için ayrı ayrı ve elverişsiz sonuç verecek şekilde aşağıdaki gibi bulunur.

$$V_e = V_{dy} + (M_{pi} + M_{pj}) / l_n \quad \text{TBDY 2018 Denk. (7.9)}$$

Kiriş uçlarında pekleşmeli taşıma gücü momenti, daha kesin hesap yapılmadığı durumlarda $M_{pi} \approx 1.4 M_{ri}$ ve $M_{pj} \approx 1.4 M_{rj}$ olarak alınır.

V_e aşağıda verilen koşulları sağlamalıdır;

$$V_e \leq V_r$$

$$V_e \leq 0.22 b_w d f_{cd}$$

TBDY 2018 Denk. (7.10)

Eğer bu koşullar sağlanmazsa kesit boyutları yeteri kadar büyütülüp deprem hesabı tekrarlanacaktır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Kiriş enine donatısı V_e kesme kuvvetine göre hesabında, betonun kesme dayanımına katkısı, V_c , TS500 e göre belirlenecektir. Kiriş sarılma bölgesindeki enine donatının hesabında $V_e - V_{dy} \geq 0.5 V_d$ olması durumunda betonun kesme dayanımına katkısı $V_c = 0$ alınacaktır. Hiçbir durumda pilyelerin kesme dayanımına katkıları göz önüne alınmayacaktır.

$$V_r = V_w + V_c$$

TS 500 Denk. (8.3)

$$V_w = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) f_{yw} d$$

TS 500 Denk. (8.5)

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d \left(1 + \frac{N_d}{A_c} \Psi \right)$$

TS 500 Denk. (8.1)

$\Psi = \text{Eksenel Yük Etkisi}$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

* Süneklik Düzeyi Yüksek Kolon Tasarımı:

Enkesit Koşulları

$$b \geq 300 \text{ mm}$$

$$A_c \geq N_{d(max)} / (0.40 f_{ck})$$

Boyuna Donatı Koşulları

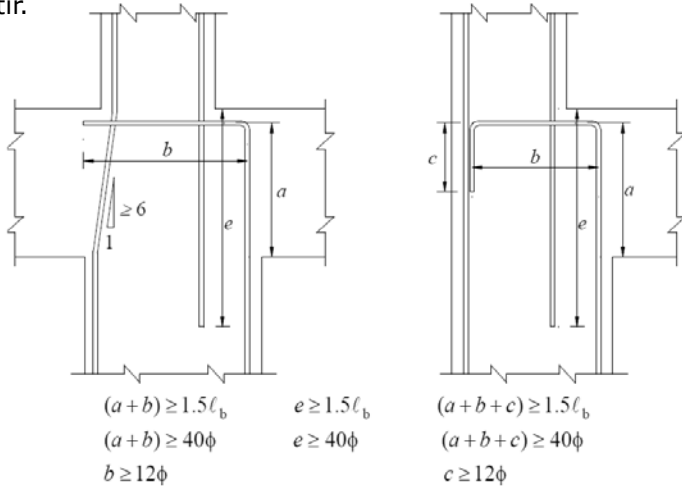
Kolonlarda boyuna donatı, kesit brüt alanının %1'inden az %4'ünden fazla olmayacaktır.

$$0.04 \geq \rho \geq 0.01$$

Kolonlarda $\Phi 14$ den daha ince ve dairesel kolonlarda 6 adetten daha az donatı kullanılmayacaktır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Karşı tarafta kiriş bulunmadığı durumlarda kenetlenme, gerekirse kolonun karşı yüzünde aşağıya doğru kıvrım yapılarak sağlanacaktır. 90 derecelik yatay kancanın veya aşağıya kıvrılan düşey kancanın boyu en az 12Φ olacaktır.



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Boyuna Donatının Düzenlenmesi

Kolon boyuna donatılarının bindirmeli ekleri, kolonun serbest yüksekliğinin orta üçte birlik bölgesinde yapılacaktır. Bindirmeli ekinin boyu l_b 'den küçük olmayacaktır. Bindirmeli ek boyunca yerleştirilecek enine donatıların aralığı kolonun en küçük boyutunun $1/3$ 'ünden ve 150 mm 'den büyük olmayacaktır. ($l_0 = l_b$)

Katlar arasında kolon kesitinin değişmesi durumunda, boyuna donatının kolon-kiriş birleşim bölgesi içinde düşeye göre eğimi $1/6$ 'dan daha büyük olmayacaktır. Kesit değişiminin daha büyük olması durumunda veya en üst kat kolonlarında; alttaki kolonun boyuna donatısının karşı taraftaki kirişin içindeki kenetlenme boyu, TS 500'de çekme donatısı için verilen kenetlenme boyu $1.5 l_b$ 'den ve 40Φ 'den daha kısa alınmayacaktır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Enine Donatı Koşulları

Sarıma Bölgesi	$l_c \geq \frac{l_n}{6}$	$l_c \geq 1.5b_{max}$	$l_c \geq 500 \text{ mm}$
Etriye Aralıkları	$s_c \geq 50 \text{ mm}$	$s_c \leq 150 \text{ mm}$	$s_c \leq b_{min}/3$

Etriye kolonlarda $N_d > 0.20 A_c f_{ck}$ (basınç) olması durumunda sarılma bölgelerindeki minimum toplam enine donatı alanı, **Denk.(7.1)**'de verilen koşulların elverişsiz olanını sağlayacak şekilde hesaplanacaktır. Bu hesapta kolonun çekirdek boyutu b_k , her iki doğrultu için ayrı ayrı gözönüne alınacaktır

$$A_{sh} \geq 0.30 s b_k [(A_c / A_{ck}) - 1] (f_{ck} / f_{ywk})$$

$$A_{sh} \geq 0.075 s b_k (f_{ck} / f_{ywk})$$

TBDY 2018 Denk. (7.1)

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

A_{sh} = İki dik doğrultuda alınan kesitte, etriye ve çirozların toplam kesit alanı (izdüşümü).

Hesapta kolonun çekirdek boyutu, b_k her iki doğrultu için ayrı ayrı göz önüne alınacaktır.

KOLONLARIN KİRİŞLERDEN DAHA GÜÇLÜ OLMASI KOŞULU

Mafsalların kirişlerde oluşabilmesi için Yeni Deprem Yönetmeliği'nde kolonların kirişlerden güçlü olması koşulu getirilmiştir (TBDY 2018 7.3.5.).

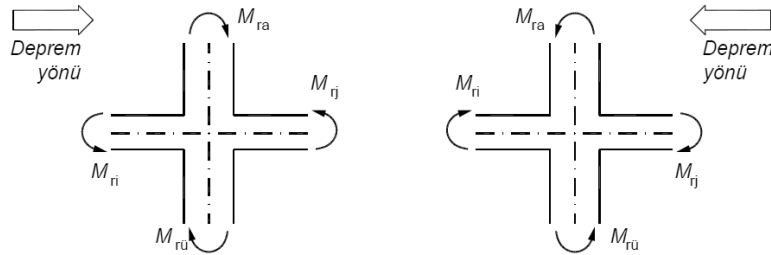
Bu koşul ile deprem yükünden bağımsız olarak kolon ve kirişlerin göreceli kapasiteleri düzenlenmektedir. Bunun amacı, büyük depreme karşı tasarımın temel ilkesi gereği yapının göçmemesini sağlamak üzere, plastik mafsalların kolonlarda değil kirişlerde oluşmasını sağlamaktır. Ayrıca, kirişler kolonlardan daha sünek olduğu için enerji tüketimi doğru yerde yapılmış olmaktadır.

$$(M_{ra} + M_{r\ddot{u}}) \geq 1.2(M_{ri} + M_{rj})$$

TBDY 2018 Denk. (7.3)

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

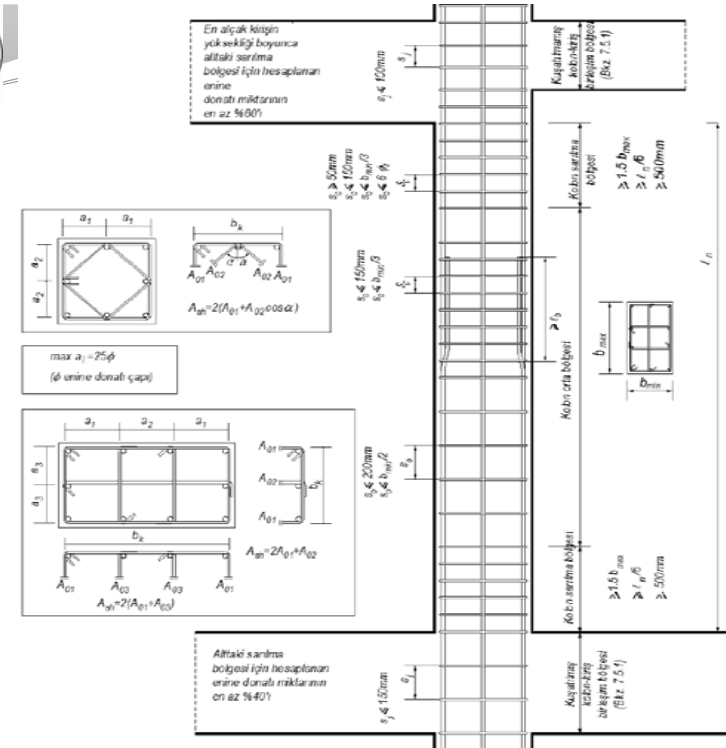
Burada söz konusu olan M_r TS500 de tanımlanan taşıma gücü momentleri olup, malzeme dayanımları f_{cd} ve f_{yd} alınacaktır. Kolon taşıma gücü momentlerinin hesabında, depremin yönü ile uyumlu olarak bu momentleri en küçük yapan N_d eksenel kuvvetleri göz önüne alınacaktır.



Şekil 7.4

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Zorunlu Olmadığı Durumlar

- i) $N_d \leq 0.10 A_c f_{ck}$,
- ii) En üst kat düğüm noktaları,
- iii) Kirişlerin saplandığı perdenin zayıf doğrultuda kolon gibi çalışması durumu.

KOLONLARIN KİRİŞLERDEN DAHA GÜÇLÜ OLMASI KOŞULUNUN BAZI KOLONLARDA SAĞLANAMAMASI DURUMU

Sadece çerçevelerden veya perde ve çerçevelerin birleşiminden oluşan taşıyıcı sistemlerde

$$\alpha_i = V_{is} / V_{ik} \geq 0.7 \quad \text{TBDY 2018 Denk. (7.4)}$$

koşulu sağlandığı takdirde ilgili katın alt ve/veya üstündeki bazı düğüm noktalarında (TBDY 2018 Denk. 7.3) koşulunun sağlanmamış olmasına izin verilebilir.

Herhangi bir katta (TBDY 2018 Denk. 7.4) koşulunun sağlanamaması durumunda, sadece çerçevelerden veya perde ve çerçevelerin birleşiminden oluşan taşıyıcı sistemlerdeki tüm çerçeveler süneklik düzeyi normal çerçeve olarak göz önüne alınacak ve (TBDY 2018 Tablo 4.1)'e göre **R** değiştirilerek hesap tekrarlanacaktır.

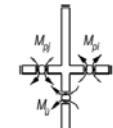


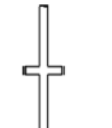
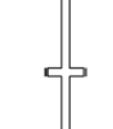


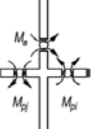
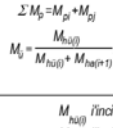


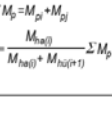
$N_d \leq 0.10 A_c f_{ck}$ koşulunu sağlayan kolonlar (TBDY 2018 Denk.

7.3) koşulunu sağlamasalar bile V_{is} 'nin hesabında göz önüne alınabilir. Burada V_{is} , binanın i'inci katında (TBDY 2018 Denk. 7.3) koşulunun hem alttaki hem de üstteki düğüm noktalarında sağlandığı kolonlarda, göz önüne alınan deprem doğrultusunda hesaplanan kesme kuvvetlerinin toplamı; V_{ik} , i'inci kattaki tüm kolonlarda göz önüne alınan deprem doğrultusunda hesaplanan kesme kuvvetlerinin toplamıdır.

(TBDY 2018 Denk. 7.4) koşulunun sağlanması durumunda, $0.7 < \alpha_i < 1.0$ aralığında (TBDY 2018 Denk. 7.3) koşulunun, hem alttaki hem de üstteki düğüm noktalarında sağlandığı kolonlara etkiyen eğilme momentleri ve kesme kuvvetleri ($1/\alpha_i$) oranı ile çarpılarak arttırılacaktır.

KOLONLARIN KESME GÜVENLİĞİ

$$V_e = (M_a + M_{\bar{u}}) / l_n \quad \text{(TBDY 2018 Denk. 7.5)}$$

Kat No.	M_j 'nin hesaplanması		M_b 'nin hesaplanması	
	Kolon üst ucunda Denk. 7.3'ün sağlanması durumu	Kolon üst ucunda Denk. 7.3'ün sağlanmaması durumu	Kolon alt ucunda Denk. 7.3'ün sağlanması durumu	Kolon alt ucunda Denk. 7.3'ün sağlanması durumu
i-1				
i				
i+1				
	$\sum M_{pj} = M_{1j} + M_{2j} + M_{3j}$ $M_b = \frac{M_{haj(i)}}{M_{haj(i)} + M_{haj(i+1)}} \sum M_{pj}$		$\sum M_{pj} = M_{1j} + M_{2j} + M_{3j}$ $M_b = \frac{M_{haj(i)}}{M_{haj(i)} + M_{haj(i+1)}} \sum M_{pj}$	
	$M_{haj(i)}$ i'inci kat kolonu üst ucunda Bölüm 3 ve Bölüm 4'e göre bulunan moment $M_{haj(i)}$ i'inci kat kolonu alt ucunda Bölüm 3 ve Bölüm 4'e göre bulunan moment			

M_a ve M_ü'nün Hesaplanması:

(a) (TBDY 2018 Denk. 7.3) koşulunun sağlanması durumu (TBDY 2018 7.3.7.2)

(TBDY 2018 Denk. 7.3)'ün sağlandığı düğüm noktasına birleşen kirişlerin uçlarındaki pekleşmeli taşıma gücü momentlerinin toplamı, ΣM_p hesaplanır.

$$\Sigma M_p = M_{pi} + M_{pj} \quad \text{TBDY 2018 Denk. (7.6)}$$

Burada

$$M_{pi} \cong 1.4M_{ri} \quad \text{ve} \quad M_{pj} \cong 1.4M_{rj} \quad \text{olarak alınabilir.}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Pekleşmeli momentler, M_{pa} ve $M_{pü}$ 'ün hesabında depremin yönü ile uyumlu olarak bu momentleri en büyük yapan N_d eksenel kuvvetleri göz önüne alınacaktır.

Temele bağlanan kolonların alt ucundaki M_a momenti de pekleşmeli taşıma gücü momentleri olarak hesaplanacaktır.

Kesme Kuvveti Üst Sınırı (SDY Kolon)

$$V_e \leq V_r$$

$$V_e \leq 0.22 A_w f_{cd} \quad \text{TBDY 2018 Denk. (7.7)}$$

A_w : Kolon enkesit etkin gövde alanı (Depreme dik doğrultudaki kolon çıkıntıları hariç).

$$V_r = V_w + V_c$$

$$V_w = (A_{sw}/s) f_{ywd} (d)$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

ΣM_p momenti, kolonların düğüm noktasına birleşen uçlarında (TBDY 2018, Bölüm 4)'de göre elde edilmiş bulunan momentler oranında kolonlara dağıtılacak ve dağıtım sonunda kolonun alt ve üst ucunda elde edilen moment (TBDY 2018 Denk. 7.5)'te M_a veya $M_{ü}$ olarak göz önüne alınacaktır.

Depremin her iki yönü için (TBDY 2018 Denk. 7.6) ayrı ayrı uygulanacak ve elde edilen en büyük ΣM_p değeri dağıtımda esas alınacaktır.

(b) (TBDY 2018 Denk. 7.3) Koşulunun sağlanmaması durumu (TBDY 2018 7.3.7.3)

(TBDY 2018 Denk. 7.3) koşulunun sağlanmadığı düğüm noktasına birleşen kolonların uçlarındaki momentler, pekleşmeli taşıma gücü momentleri olarak hesaplanacak ve (TBDY 2018 Denk. 7.5)'te M_a ve/veya $M_{ü}$ olarak göz önüne alınacaktır.

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} A_w \left(1 + \frac{N_d}{A_c} \psi\right) \quad \text{TS 500 Denk. (8.1)}$$

ψ : Eksenel yük etkisi.

(TBDY 2018 Denk. 7.7) koşulu sağlanmazsa tek seçenek kolon kesitlerini büyütme.

Kolon Sarılma Bölgesinde; **(TBDY 2018 7.3.7.6)**

$$N_d \leq 0.05 A_w f_{ck} \quad \text{veya} \quad N_d \leq 0.075 A_w f_{cd}$$

$$V_e \geq 0.5 V_d \quad \text{ise} \quad V_c = 0$$

alınmalıdır.

V_d : Yapısal çözümlenmeden elde edilen, yük katsayıları ile çarpılmış en büyük kesme kuvvetidir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK ÇERÇEVE SİSTEMLERİNDE KOLON-KİRİŞ BİRLEŞİM BÖLGELERİ

(a) Kuşatılmış Birleşim:

Kirişlerin kolona dört taraftan birleşmesi ve her bir kirişin genişliğinin, birleştiği kolon genişliğinin 3/4'ünden daha az olmaması hali.

(b) Kuşatılmamış Birleşim:

(a)'daki koşulu sağlamayan tüm birleşimler.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$V_e = 1.25 f_{yk} (A_{s1} + A_{s2}) - V_{kol} \quad \text{TBDY 2018 Denk. (7.11)}$$

Kirişin kolona bir taraftan saplandığı ve diğer tarafa devam etmediği durumlarda $A_{s2} = 0$ alınacaktır.

$$\text{(a) kuşatılmış birleşimlerde } V_e \leq 0.60 b_j h f_{cd} \quad \text{TBDY 2018 Denk. (7.12)}$$

$$\text{(b) kuşatılmamış birleşimlerde } V_e \leq 0.45 b_j h f_{cd} \quad \text{TBDY 2018 Denk. (7.13)}$$

Bu sınırın aşılması durumunda, kolon ve/veya kiriş kesit boyutları büyütülerek deprem hesabı tekrarlanacaktır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

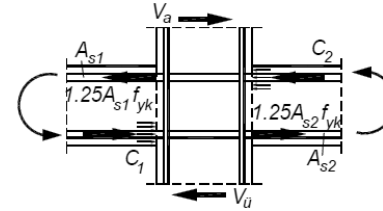
KOLON KİRİŞ BİRLEŞİM BÖLGELERİNİN KESME GÜVENLİĞİ

Kuşatılmış birleşim koşulları:

$$b_{w1} \text{ ve } b_{w2} \geq 3b/4$$

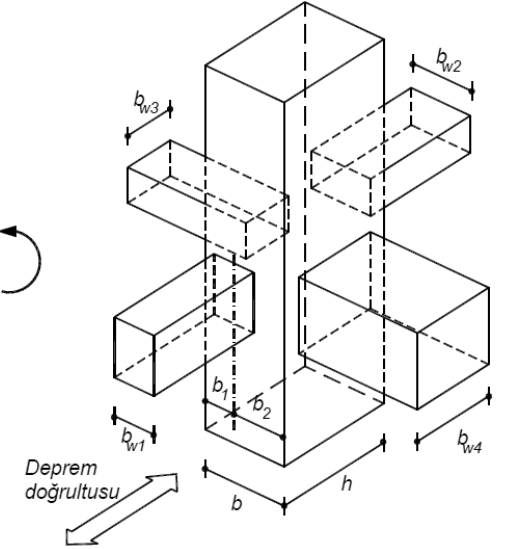
$$b_{w3} \text{ ve } b_{w4} \geq 3h/4$$

(Bkz. 7.5.1)



$$V_{kol} = \min(V_a; V_u)$$

(Bkz. 7.5.2.1)



$$b_{w1} \geq b \text{ ve } b_{w2} \geq b \text{ ise } b_j = b$$

$$b_{w1} < b \text{ ve } b_{w2} < b \text{ ise } b_j = 2\min(b_1; b_2)$$

$$b_j \leq (b_{w1} + h) \quad (b_{w1} < b_{w2} \text{ için})$$

Şekil 7.10

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

KOLON-KİRİŞ BİRLEŞİM BÖLGESİ MİNİMUM ENİNE DONATI KOŞULLARI

(a) Kuşatılmış Birleşim

Alttağı kolonun sarılma bölgesi için bulunan enine donatı miktarının en az %40'ı, birleşim boyunca kullanılacaktır.

$$\phi_{etr} \geq 8 \text{ mm, } s_c \leq 150 \text{ mm} \quad \text{olmalıdır.}$$

(b) Kuşatılmamış Birleşim

Alttağı kolonun sarılma bölgesi için bulunan enine donatı miktarının en az %60'ı birleşim boyunca kullanılacaktır.

$$\phi_{etr} \geq 8 \text{ mm, } s_c \leq 100 \text{ mm} \quad \text{olmalıdır.}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

HESAPLARDA İZLENECEK YOL

1. Çeşitli tür yüklemeler için yapısal çözümleme yapılır.
2. Çözümlmelerden elde edilen iç kuvvetler, yük birleşimlerine konarak iç kuvvetlerin "hesap değerleri" bulunur.
(1.0 G + 1.0 Q + 1.0 E) yük birleşiminden elde edilen hesap kesme kuvveti V_d , kapasiteden hesaplanan V_e ile karşılaştırılacak olan kesme kuvvetidir.
3. Söz konusu kirişse, düşey yüklerden oluşan basit kiriş kesme kuvveti V_{dy} hesaplanır. Düşey yüklerin düzgün yayılı olduğu durumlarda, $V_{dy} = (g + q) \times \ell_n / 2$ dir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

6. Kapasite tasarımı için elemanın ucundaki momentler hesaplanır.

Kiriş kapasite momentleri, yaklaşık olarak:

$$M_{pi1} = 1.4 [A_{si1} f_{yd} (d - d')]$$

$$M_{pi2} = 1.4 [A_{si2} f_{yd} (d - d')]$$

$$M_{pj1} = 1.4 [A_{sj1} f_{yd} (d - d')]$$

$$M_{pj2} = 1.4 [A_{sj2} f_{yd} (d - d')]$$

Kolon uç momentleri :

Denklem (7.48) sağlanıyorsa, M_a veya $M_{\bar{a}}$, kiriş kapasite momentlerinin toplamının alt ve üst kolonlara dağıtılması ile elde edilen değerlerdir.

Denklem (7.48) sağlanmıyorsa, M_a ve $M_{\bar{a}}$ kolon kapasite momentleridir,

$$M_a = M_{pa} \approx 1.4 M_{ra} \text{ ve } M_{\bar{a}} = M_{p\bar{a}} \approx 1.4 M_{r\bar{a}}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

4. Kiriş için, yük birleşimlerinden bulunan en büyük hesap momentleri, kolon için ise en büyük donatıyı verecek $N_d - M_d$ çifti temel alınarak boyuna donatı hesaplanır ve detaylandırılır.
5. Düğüm noktalarında "kolonun kirişten güçlü olma" koşulunun sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilir. Bunun için, o düğüm noktasına saptanan kolon ve kiriş kesitlerinin, eğilme donatıları temel alınarak taşıma gücü momentleri hesaplanır (f_{yd} ve f_{cd} ile). Aşağıdaki koşul sağlanıyorsa, kolonun kirişten güçlü olması koşulu sağlanmıştır.

$$(M_{ra} + M_{r\bar{a}}) \geq 1.2(M_{ri} + M_{r\bar{r}}) \quad \text{TB DY 2018 Denk. (7.3)} \quad (7.48)$$

Denklem (7.48)'deki M_{ra} ve $M_{r\bar{a}}$, deprem yük birleşimlerinden elde edilen eksenel yükler altında bulunan en küçük kolon taşıma gücü momentleridir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

M_{ra} ve $M_{r\bar{a}}$ olarak, deprem yük birleşimlerinden elde edilen en büyük taşıma gücü momentleri kullanılmalıdır.

7. Bulunan eleman uç momentlerinden V_e hesaplanır.

Kiriş:

$$V_e = \frac{M_{pi1} + M_{pj1}}{\ell_n} + V_{dy} \quad \text{veya} \quad V_e = \frac{M_{pi2} + M_{pj2}}{\ell_n} + V_{dy}$$

Bulunan V_e , düşey yük birleşimlerinden (1.4 G + 1.6 Q) elde edilen hesap kesme kuvveti ile karşılaştırılır. Eğer düşey yük birleşimlerinden elde edilen hesap kesme kuvveti V_e 'den büyükse, hesaplarda o kesme kuvveti temel alınır.

Kolon :

Anımsanacağı gibi,

$$V_e = \frac{M_a + M_{\bar{a}}}{\ell_n}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

8. Hesapta kullanılacak V'_e veya V'_{ec} ve V'_{eu} hesaplanır.

Kiriş:

Sarılma bölgesi, $V'_{ec} = V_e -$ mesnetten başlayarak "d" uzunluğunda etkiyen düşey yük.

Düşey yük düzgün yayılıysa, $V'_{ec} = V_e - (g + q) d$.

Sarılma bölgesi dışında, $V'_{eu} = V_e -$ mesnetten başlayarak 2h uzunluğunda etkiyen düşey yük.

Düşey yük düzgün yayılıysa, $V'_{eu} = V_e - (g + q) 2 h$

Kolon:

$$V'_e = V_e$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

9. Kolonlarda V'_e , kirişlerde V'_{ec} ve V'_{eu} temel alınarak Denklem (7.40)'dan gerekli kesme donatısı alanı hesaplanır. Kolon sarılma bölgelerinde Denklem (7.42) ve Denklem (7.43)'deki koşulların her ikisi de gerçekleşiyorsa, $V_c = 0$ alınır. Anımsanacağı gibi Denklem (7.43)'deki V_d , deprem yük birleşiminden elde edilen hesap kesme kuvvetidir. İki koşuldaki biri bile gerçekleşmiyorsa, V_c , TS-500-2000'e göre hesaplanır. Kolon sarılma bölgesi dışındaki V_c , TS-500-2000'de verilen kurallara göre hesaplanır.

Kiriş sarılma bölgesinde $V_s - V_{dy} \geq 0.5V_s$ koşulu sağlanıyorsa, beton katkısı $V_c = 0$ alınır. Burada V_d deprem yük birleşiminden elde edilen hesap kesme kuvvetidir. $V_s - V_{dy} \geq 0.5V_s$ olduğu durumlarda, sargı bölgesinde ve sargı bölgesi dışında V_c , TS-500-2000'e göre hesaplanır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$A_{sw} / s = (V_e - V_c) / (f_{ywd} (d)) \quad \text{TS 500 Denk. (8.5)} \quad (7.40)$$

$$N_d \leq 0.05 A_w f_{ck} \quad \text{veya} \quad N_d \leq 0.075 A_w f_{cd} \quad (7.42)$$

$$V_e \geq 0.5 V_d \quad \text{ise} \quad V_c = 0 \quad (7.43)$$

(TBDY 2018 7.3.7.6)

10. 2018 Deprem Yönetmeliği'ne göre kiriş ve kolon sarılma bölgelerinde ve sarılma bölgeleri dışında bulundurulması gereken sargı donatısı saptanır.

11. Sarılma bölgelerinde ve bunların dışında hesaplanan kesme donatısı, sargı donatısı ile karşılaştırılır. Hangisi büyükse, geçerli olan odur.

Örnek

Bilinen:

Şekil 7.40'da gösterilen çerçeve,

Malzemeler: C20 ve S420 (etriye de S420)

Kirişlerin kesit boyutları, 250×450 mm

Kolonların kesit boyutları, 350×350 mm

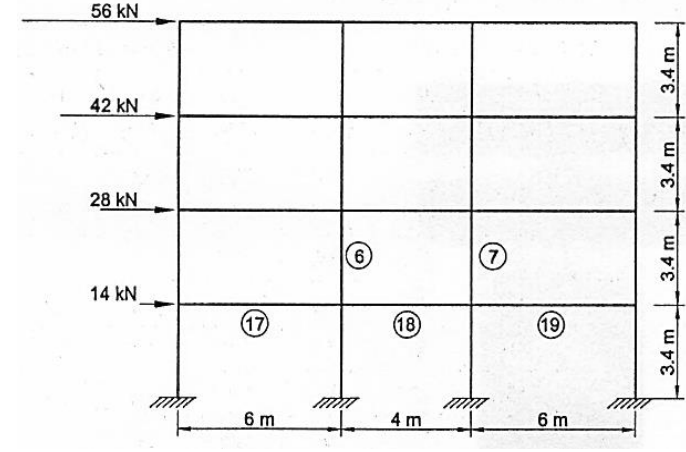
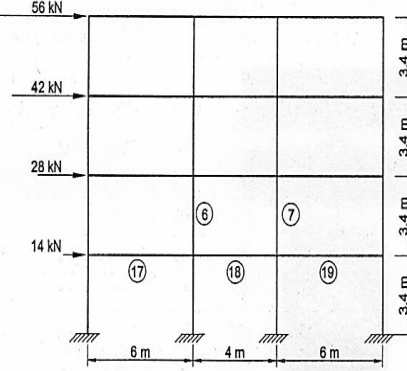
Kiriş tabla kalınlığı, $t = 120$ mm

(Kesit boyutları öntasarımda saptanmıştır).

Kiriş yükleri:

Kenar kirişler, $g=21$ kN/m , $q=6.2$ kN/m

Orta kirişler (koridor), $g=13$ kN/m , $q=2.7$ kN/m



Şekil 7.40 Örnek 7.6'deki çerçeve

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İstenen:

Şekil 7.40'da 1'inci kat kenar kirişlerinin (17 ve 19 numaralı kirişler) ve 2. kat orta kolonların (6 ve 7 numaralı kolonlar) tasarımı istenmektedir. Tasarım, hem kesme hem de eğilme için yapılacaktır.

Çözüm:

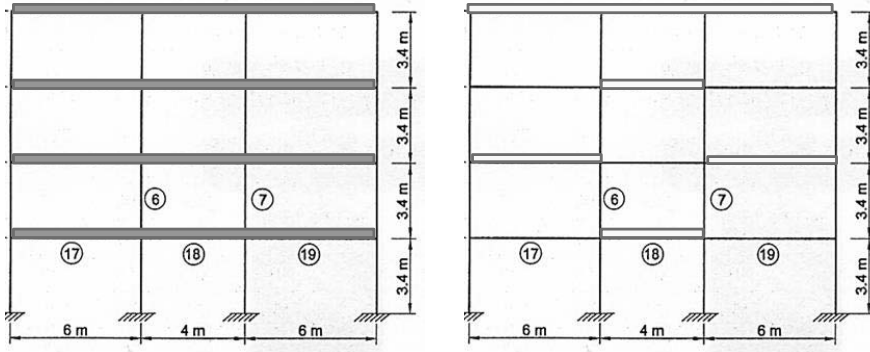
Şekil 7.40'da gösterilen çerçeve, etkiyen deprem yükleri, öz ağırlık ve hareketli yükün beş ayrı düzenlemesi altında çözümlenmiş ve elde edilen moment, kesme kuvveti ve eksenel kuvvetlerin, $(1.0 G + 1.0 Q + 1.0 E)$ ve $(1.4 G + 1.6 Q)$ yük birleşimleri temel alınarak hesap değerleri bulunmuştur. Altı yük birleşiminden elde edilen hesap değerleri Çizelge 7.1'de verilmiştir (kesme kuvveti ve negatif momentler, mesnet ortasındaki değerlerdir).

E1	$1.0G + 1.0Q + 1.0E$
A1	$1.4G + 1.6Q$
A2	$1.4G + 1.6Q$
A3	$1.4G + 1.6Q$
A4	$1.4G + 1.6Q$
A5	$1.4G + 1.6Q$

Not: A1 - A5, değişik hareketli yük düzenlemesi içindir.

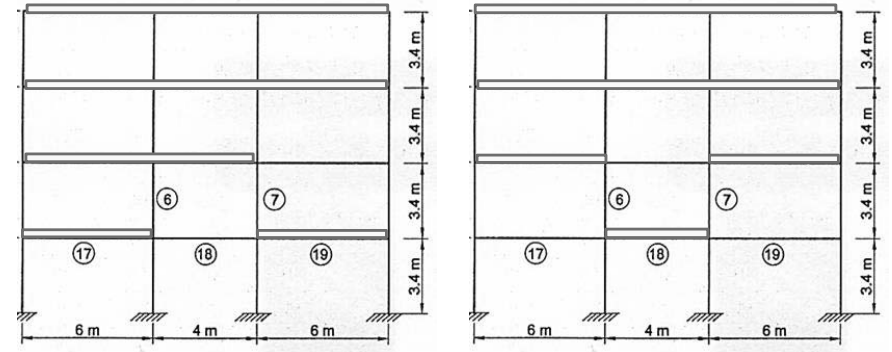
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



G yüklemesi

Q1 yüklemesi

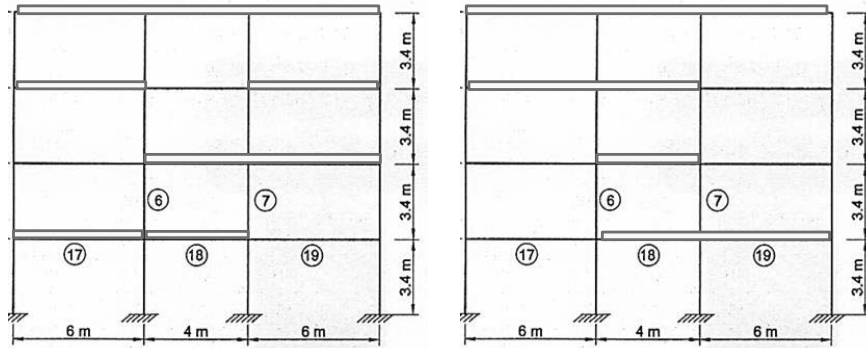


Q2 yüklemesi

Q3 yüklemesi

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



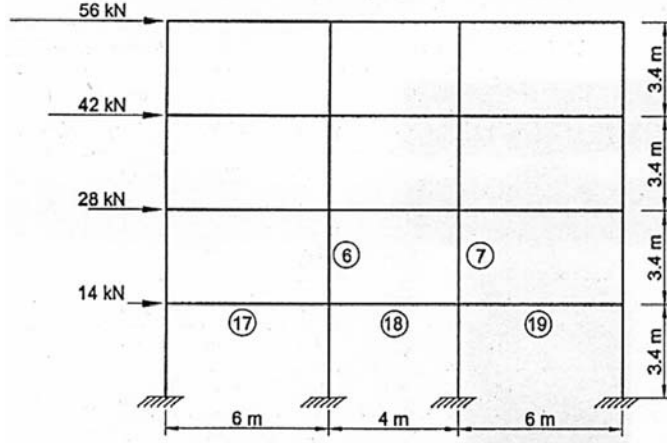
Q4 yüklemesi

Q5 yüklemesi

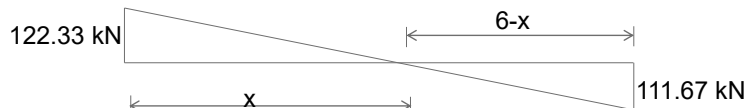
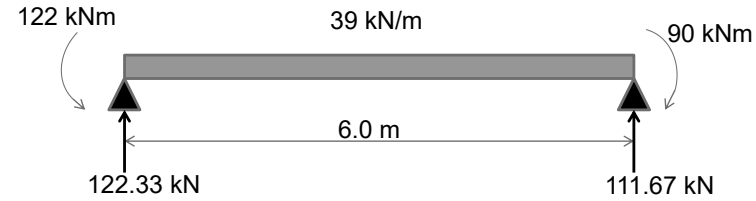
Çizelge 7.1 Örnek 7.6'daki çerçeve için hesap değerleri

Yük Birl.	Kiriş no. 17 ve 19					Kolon no. 6 ve 7			
	p_d (kN/m)	N_d (kN)	$max V_d$ (kN)	M_{di} (kN-m)	M_{dj} (kN-m)	N_d (kN)	$max V_d$ (kN)	M_{d1} (kN-m)	M_{d2} (kN-m)
E1	27	-2	108	-13 (-19)	-137 (-137)	327 (367)	53 (27)	98 (53)	115 (60)
A1	39	-7	131	-113	-90	467	15	24	39
A2	29	-16	92	-86	-65	480	16	28	39
A3	29	-14	91	-82	-66	500	14	24	34
A4	39	-15	132	-122	-90	505	15.5	28	36
A5	39	-9	130	-113	-90	508	20	37	46

Notlar: 1) Kolon veya kirişin iki ucundaki momentlerin işareti aynı değilse, bunlar aynı yüzde basınç oluşturacak yöndedir.



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



$$X=3.14 \text{ m } M_{\max} \cong \frac{1}{2} \times 122.33 \times 3.14 - 122 = 70.1 \text{ kNm}$$

If $V_{\max} = 132 \text{ kN}$ from computer solution

$$M_{\max} \cong \frac{1}{2} \times 132 \times 3.14 - 122 = 85.2 \text{ kNm}$$

- 2) 17 ve 19 nolu kirişlerde en büyük açıklık momenti, $+M_d = 88 \text{ kN-m}$
- 3) Parantez içindeki değerler ters yönden gelen deprem yükü içindir.
- 4) Kolon momentleri ikinci mertebe etkilerini de içermektedir.
- 5) Eksenel yük (+) ise, basınçtır.

Serbest açıklıklar:

$$\text{Kiriş (no. 17 ve 19): } \ell_n = 6.0 - 0.35 = 5.65 \text{ m}$$

$$\text{Kolon (no. 6 ve 7): } \ell_n = 3.4 - 0.45 = 2.95 \text{ m}$$

17 ve 19 no.lu kirişler için, depremi içeren yük birleşimlerinde düzgün yayılı hesap yükü, $p_d = g + q = 27 \text{ kN/m}$ 'dir.

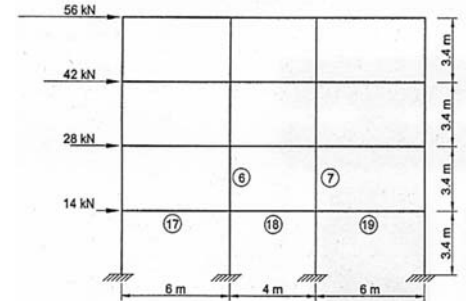
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Boyuna Donatı Hesabı :

Boyuna donatı hesabında, Çizelge 7.1'de verilen "hesap" değerleri kullanılacaktır.

Kiriş No: 18

Hesabı burada gösterilmeyecektir. Bu kirişin altında, kiriş boyunca uzanan 2- $\phi 16$ yerleştirilmiştir. Üstteki 2- $\phi 18$ düz donatı, kiriş boyunca gitmekte ve 17 ve 19 nolu kirişlerin içine $\ell/4$ ($6/4 = 1.5 \text{ m}$) kadar uzanmaktadır.



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Kiriş No: 17 ve 19

$$+M_d = 88 \text{ kN-M}$$

$$d = 415 \text{ mm}, \quad (T\text{-kesiti}) \quad A_s \approx \frac{88000}{0.365(0.9)415} = 646 \text{ mm}^2$$

$$\min A_s = 1.0 \left(\frac{f_{ctk}}{f_{yd}} \right) b_w d \quad 2-\phi 16 \text{ düz} \quad = 400 \text{ mm}^2$$

$$f_{ctd} = 1.0 \text{ Mpa}, \quad f_{yd} = 365 \text{ MPa} \quad 2-\phi 14 \text{ pilye} \quad = \underline{300} \text{ mm}^2$$
$$\underline{\min A_s = 284 \text{ mm}^2} \quad 700 \text{ mm}^2 > 646 \text{ mm}^2 > \min A_s$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Sürekli kiriş olmasına karşın alt donatı pilyeden büyük yapılmıştır. Deprem Yönetmeliği'nde $\rho' / \rho \geq 0.5$ olması gerektiğinden ve mesnette alt donatı basınç donatısı olacağından, mesnette kiriş alt yüzüne ilave donatı yerleştirmek yerine bu yol tercih edilmiştir.

$$\text{İç Mesnet: } M_d = -122 \text{ kN-m} \quad (\text{dikdörtgen kesit})$$

$$V_d = 132 \text{ kN}$$

$$M'_d = M_d - V_d / 3 = 122 - 132 (0.35) / 3 = 107 \text{ kN-m}$$

$$K_\ell = 380 \text{ mm}^2/\text{kN}, \quad K = \frac{250(415)^2}{107000} = 402 \text{ mm}^2/\text{kN} > 380 \text{ mm}^2/\text{kN}$$

$$-A_s = \frac{M'_d}{f_{yd}(j)d}, \quad j \approx 0.86, \quad d = 415 \text{ mm}, \quad f_{yd} = 365 \text{ MPa}$$

$$-A_s = \frac{107 \times 10^6}{365 \times 0.86 \times 415} = 821 \text{ mm}^2$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Gerekli $A_s = 821 \text{ mm}^2$,

Mevcut - 2- $\phi 14$ (pilye) 300 mm^2

Mevcut - 2- $\phi 18$ (düz, 18 nolu kirişten) 500 mm^2

İlave - 2- $\phi 14$ (üstte, düz sürekli^(*)) 300 mm^2

1100 mm^2

(*) Deprem Yönetmeliği'ne göre, üst donatının en az 1/4'ü kiriş boyunca sürekli olmalıdır. Mesnetteki en büyük donatı alanı, $A_s = 1100 \text{ mm}^2$. $A_s \times 1/4 = 275 \text{ mm}^2$, mevcut = 300 mm^2 (2- $\phi 14$)

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Gerekli $A_s = 821 \text{ mm}^2 < 1100 \text{ mm}^2$, tamam.

Kenar Mesnet: $-M_d = -137 \text{ kN-m}$ (Çizelgedeki M_{d1}),

$$V_d = 108 \text{ kN} \quad (\text{dikdörtgen kesit})$$

$$-M'_d = 137 - 108 \times 0.35 / 3 = 124 \text{ kN-m}$$

$$K = 347 \text{ mm}^2/\text{kN} < 380 \text{ mm}^2/\text{kN}, \quad \text{çift donatılı}$$

$$K_\ell = 380 \text{ mm}^2/\text{kN} \quad M_1 = b_w d^2 / K_\ell = 113 \text{ kN-m}, \quad M_2 = M'_d - M_1 = 11 \text{ kN-m}$$

$$d = 415 \text{ mm} \quad A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd}(j)d} = \frac{113 \times 10^6}{365 \times 0.86 \times 415} = 867 \text{ mm}^2$$

$$b_w = 250 \text{ mm}$$

$$j_t = 0.86 \quad A'_s = A_{s2} = \frac{M_2}{f_{yd}(d-d')} = \frac{11 \times 10^6}{365(380)} = 79 \text{ mm}^2$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Gerekli çekme donatısı alanı, $A_s = A_{s1} + A_{s2} = 946 \text{ mm}^2$

Mevcut - 2- $\phi 14$ (pilye)	300	mm^2
Mevcut - 2- $\phi 14$ (üstte, sürekli)	300	mm^2
İlave - 1- $\phi 22$ (üstte)	<u>380</u>	mm^2
	980	mm^2

Gerekli $A_s = 946 \text{ mm}^2 < \text{sağlanan } 980 \text{ mm}^2$

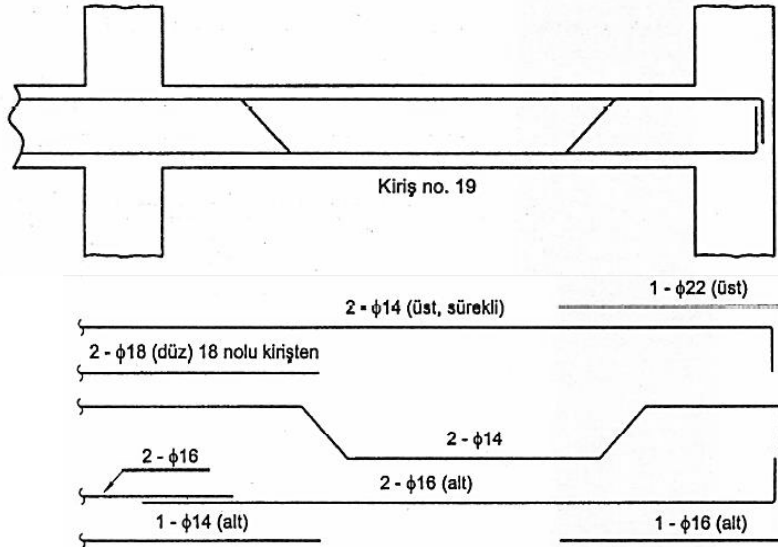
Gerekli $A'_s = 79 \text{ mm}^2 < \text{mevcut } (2-\phi 16)$

Mesnetlerde (A'_s/A_s) ≥ 0.5 olmalı (Kontrol!)

Sözü edilen koşul, gereken donatıya göre değil, sağlanan donatı ile kontrol edilmelidir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Her iki mesnette de yönetmelikte öngörülen basınç donatısı veya fazlası vardır. Hesaplanan donatının detayı, Şekil 7.41 'de gösterilmiştir.



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

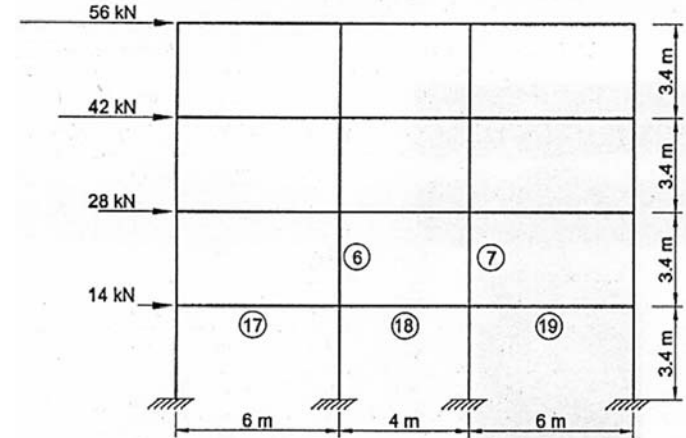
İç mesnette, $A_s=1100 \text{ mm}^2$, Gerekli minimum $A'_s = 0.5 \times 1100 = 550 \text{ mm}^2$

Mevcut - 2- $\phi 16$ (altta)	400	mm^2
İlave - 1- $\phi 14$ (altta)	<u>150</u>	mm^2
	550	mm^2

Kenar mesnette, $A_s=980 \text{ mm}^2$,

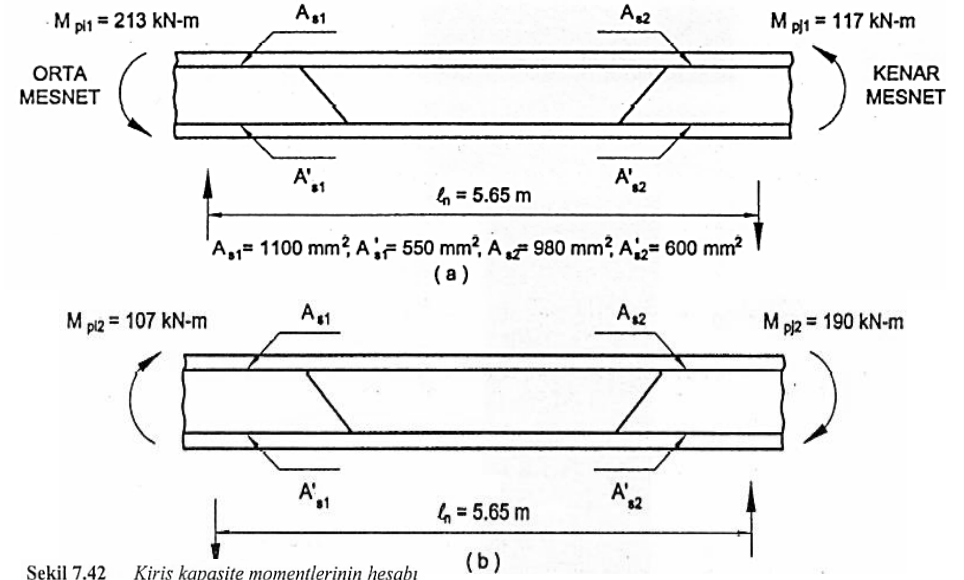
Gerekli minimum - $A'_s = 0.5 \times 980 =$	490	mm^2
Mevcut - 2- $\phi 16$ (altta)	400	mm^2
İlave - 1- $\phi 16$ (altta)	<u>200</u>	mm^2
	600	mm^2

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Kapasite momentlerinin toplamı (bak Şekil 7.42):



Şekil 7.42 Kiriş kapasite momentlerinin hesabı

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Kiriş no. 17 ve 19'un mesnetlerinde kapasite momentlerinin hesabı:

$$M_p \approx 1.4 A_s \times f_{yd} \times (d - d')$$

Kiriş no 17 ve 19. İç mesnet (Şekil 7.42):

$$\text{Üstte çekme, } M_{pi1} = 1.4 (1100) 0.365 \times 380 / 1000 \approx 213 \text{ kN-m}$$

$$\text{Altta çekme, } M_{pi2} = 1.4 (550) 0.365 \times 380 / 1000 \approx 107 \text{ kN-m}$$

Kenar mesnette (Şekil 7.42)

$$\text{Altta çekme, } M_{pj1} = 1.4 (600) 0.365 \times 380 / 1000 \approx 117 \text{ kN-m}$$

$$\text{Üstte çekme, } M_{pj2} = 1.4 (980) 0.365 \times 380 / 1000 \approx 190 \text{ kN-m}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$V'_{eu} = V_e - p_d \times 2h = 135 - 27.0 \times 2 \times 0.45 = 111 \text{ kN}$$

Düşey yük birleşiminden en büyük $V_d = 132 \text{ kN}$ (Çizelge 7.1)

Kolon yüzünden "d" uzaklığında (kolon merkezinden, $a/2 + d$),

$$V'_d = 132 - p_d (a/2 + d) = 132 - (0.35/2 + 0.415) \times 39 \approx 109 \text{ kN}$$

$V'_d < V'_{ec}$, kiriş sarılma bölgesi için yapılacak hesaplarda V_e kullanılacak.

$$V_c = 0.8 \times 0.65 f_{ctd} b d = 0.52 \times 1.0 \times 250 \times 415 / 1000 = 54 \text{ kN}$$

(sarılma bölgesinde, $V_c = 0$).

2018 Yönetmeliği'ne Göre Gerekli Sargı Donatısı:

Sarılma Bölgesi:

$$\min \phi = 8 \text{ mm}$$

$$s_c \leq h/4 = 112 \text{ mm} \approx 110$$

$$s_c \leq 8 \phi_c = 8 \times 14 = 112 \text{ mm} \approx 110$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$\frac{M_{pi1} + M_{pj1}}{\ell_n} = \frac{213 + 117}{5.65} = 58.4 \text{ kN}$$

$$\frac{M_{pi2} + M_{pj2}}{\ell_n} = \frac{107 + 190}{5.65} = 52.5 \text{ kN}$$

Büyük olanı alınacaktır.

Şekil 7.42'den, basit kiriş hesap kesme kuvveti:

$$V_{dy} = p_d \ell_n / 2 = 27 \times 5.65 / 2 = 76.3 \text{ kN}$$

$$V_e = V_{dy} + \frac{M_{pi} + M_{pj}}{\ell_n} = 76.3 + 58.4 = 135 \text{ kN}$$

En büyük V_d (deprem yük birleşiminden) = 108 kN

$$V_d / 2 = 54 \text{ kN}$$

$(V_e - V_{dy}) = 58.4 \text{ kN} > V_d / 2$. Bu durumda kiriş sarılma bölgesinde $V_c = 0$ alınacaktır.

$$V'_{ec} = V_e - p_d \times d = 135 - 27.0 \times 0.415 = 124 \text{ kN}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$s_c \leq 150 \text{ mm}$$

Sarılma bölgesindeki etriye, en az $\phi 8 / 110 \text{ mm}$ veya yuvarlatılarak $\phi 8 / 100 \text{ mm}$ olmalıdır. $A_{sh} = 2A_o = 2 \times 50 = 100 \text{ mm}^2$ ve $A_{sh} / s_c = 100 / 100 = 1.0 \text{ mm}$.

Sarılma Bölgesi Dışında (min $\phi=8$):

$$s_u \leq d/2 = 207 \text{ mm} \approx 205$$

$$s_u \leq 200 \text{ mm}$$

Bu bölgede etriye en az $\phi 8 / 200 \text{ mm}$ olacaktır.

Kesme Donatısı (Sarılma Bölgesi), $V_c = 0$:

$$\frac{A_{sw}}{s_c} = \frac{V'_{ec} - 0}{f_{ywd}(d)} = \frac{124 - 0}{0.365 \times 415} = 0.82 \text{ mm} < \frac{A_{sh}}{s} = 1.0 \text{ mm}$$

Kullanılacak etriye, $\phi 8 / 100 \text{ mm}$. Sargı donatısı, kesme için de yeterlidir.

Sarılma Bölgesi Dışında:

$$\frac{A_{sw}}{s_u} = \frac{V'_{eu} - V_c}{f_{ywd}(d)} = \frac{111 - 54}{0.365(415)} = 0.376 \text{ mm}$$

$\phi 8 / 200 = A_{sw} / s = 0.5 \text{ mm} > 0.376 \text{ mm}$. Sargı donatısı, kesme için de yeterlidir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Kolon no 6 ve no. 7

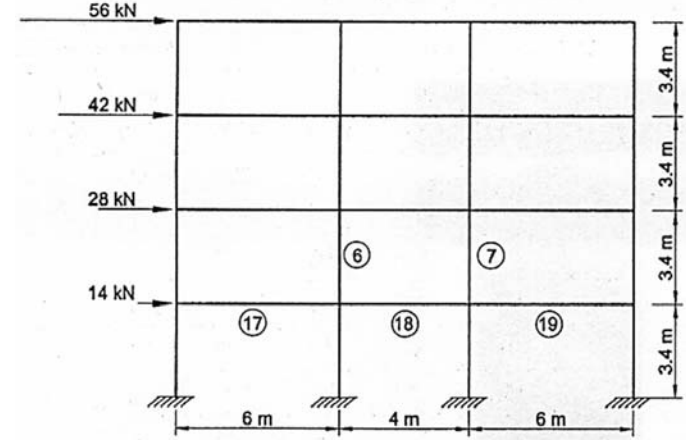
Çizelge 7.1'de kolon no. 6 ve 7 için verilen N_d ve M_d değerleri boyutsuz duruma getirilerek Çizelge 7.2'nin 4 ve 5'inci kolonlarında verilmiştir.

Çizelge 7.2 Örnek 7.6'daki 6 ve 7 nolu kolonlar için hesap değerleri

Yük Birl.	M_d (kN-m)	N_d (kN)	$\frac{M_d}{bh^2 f_{cd}}$	$\frac{N_d}{f_{cd}bh}$	$\rho_r m$	ρ_r
E1	115	327	0.206	0.205	0.38	0.0136
E1	(60)	(367)	(0.108)	(0.231)	<0.1	<0.01
A1	39	467	0.070	0.294	<0.1	<0.01
A2	39	480	0.070	0.302	<0.1	<0.01
A3	34	500	0.061	0.314	<0.1	<0.01
A4	36	505	0.065	0.318	<0.1	<0.01
A5	46	508	0.083	0.319	<0.1	<0.01

Not: $\min e = 15 + 0.03 \times 350 = 25 \text{ mm}$. Tüm momentler minimumdan büyüktür.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Çizelge 7.2'nin 6'ncı kolonunda verilen ρ_r m değerleri, $d''/d=0.8$ ve $\lambda=1/4$ varsayılarak bulunmuştur.

$\rho_r=0.0136$, $A_c=122500 \text{ mm}^2$, Gereken $A_{st}=1666 \text{ mm}^2$, 8- $\phi 18$ kullanılırsa, $A_{st}=2000 \text{ mm}^2 > 1666 \text{ mm}^2$, tamam. Sağlanan $\rho_r=2000/(350)^2=0.0163$.

Kolondaki kesme kuvvetini bulmak için önce Denklem 7.3 ile belirlenen koşulun sağlanıp sağlanmadığını saptamak gerek. Kenardaki düğüm noktasında iki kolon, bir kiriş, iç düğüm noktasında ise iki kiriş, iki kolon olduğundan, kritik olan iç düğüm noktasıdır. Kenar düğüm noktasında kolonların kirişlerden kuvvetli olma koşulu genelde sağlanır.

Kiriş no. 19 (Kiriş no 17 için de geçerli):

$$d - d' = d'' = 380 \text{ mm}$$

$$M_{r12} = A_s f_{yd} (d - d') = \frac{1100 \times 0.365(380)}{1000} = 152 \text{ kN - m (çekme üstte)}$$

$$M_{r11} = A_s f_{yd} (d - d') = \frac{550 \times 0.365(380)}{1000} = 76.3 \text{ kN - m (çekme altta)}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Kiriş no 18 (Altta 2-φ16 + 1-φ14, üstte 2-φ18 + 4-φ14):

$$M_{rj2} = \frac{550 \times 0.365(380)}{1000} = 76.3 \text{ kN - m (çekme altta)}$$

$$M_{rj1} = \frac{1100 \times 0.365(380)}{1000} = 152 \text{ kN - m (çekme üstte)}$$

$$1.2(M_{rj1} + M_{ri1}) = 1.2(152 + 76.3) = 274 \text{ kN - m}$$

$$1.2(M_{rj2} + M_{ri2}) = 1.2(76.3 + 152) = 274 \text{ kN - m}$$

Burada iki doğrultuda da toplam moment aynı çıkmaktadır.

Yalnız depremi içeren yük birleşimleri dikkate alınır, en küçük eksenel yük, kolon için en düşük moment kapasitesini verecektir (dengeli eksenel yükün altında)

$$N_d = 327 \text{ kN} \quad N_d / (bh f_{cd}) = 0.205 \quad \text{Mevcut } \rho_l m = 0.0163 \times 365 / 13 = 0.46$$

Bu değerler kullanılarak M_r hesaplanır.

$$M_r / (b h^2 f_{cd}) = 0.24 \text{ bulunur (} d'' / d = 0.8 \text{ ve } \lambda = 1 / 4 \text{ varsayımıyla).}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Bu durumda plastik mafıallar kolon uçlarında oluşacaktır (hem altta hem de üstte). Alttaki düğüm noktasında kolon eksenel yükü azalacağından, kolon kapasitesi küçülecek, dolayısıyla plastik mafıallar yine kolonlarda oluşacaktır Denklem 7.5'den V_e hesaplanır.

$$M_{ü} = M_a = M_{pü} = M_{pa} = 1.4 M_{ra} = 1.4 \times 134 = 188 \text{ kN-m, } \ell_n = 3.4 - 0.45 = 2.95 \text{ m}$$

$$V_e = \frac{188 + 188}{2.95} = 127 \text{ kN}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$M_{ra} = 0.24 \times 350 \times 350 \times 0.35 \times 0.013 = 134 \text{ kN-m}$$

M_{ri} için kolonun kesit boyutları ve donatısı aynıdır ancak eksenel yükü daha azdır.

M_{ri} için, $N_d = 230 \text{ kN}$ (yapısal çözümlenmeden elde edilen değer)

$$\frac{N_d}{(bh f_{cd})} = 0.145 \quad \text{mevcut } \rho_l m = 0.46$$

Abaklardan veya bilgisayar yazılımlarından M_{ri} bulunur. Abak kullanılırsa,

$$\frac{M_r}{(bh^2 f_{cd})} = 0.225, \quad M_{ri} = 125 \text{ kN-m bulunur.}$$

$$1.2 (M_{rj1} + M_{ri1}) = 274 \text{ kN-m}$$

$$M_{ra} + M_{ri} = 134 + 125 = 259 \text{ kN-m}$$

$$(M_{ra} + M_{ri}) < 1.2 (M_{ri} + M_{ri})$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

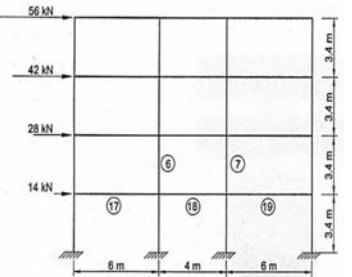
Örnek 7.6(b):

Örnek 7.6'da plastik mafıallar kolonlarda oluşmaktaydı. Burada, plastik mafıalların kirişlerde oluştuğu durumu göstermek için kolonların kirişlerden güçlü olduğu varsayılacaktır. Önce, iç düğüm noktasında 19 ve 18 nolu kirişlerin kapasite momentleri hesaplanmalıdır.

$$\text{No. 19, } \max M_{pi} = M_{pi2} = M_{ri2} \times 1.4 = 152 \times 1.4 = 213 \text{ kN-m}$$

$$\text{No. 18, } M_{pj} = M_{pj2} = M_{rj2} \times 1.4 = 76.0 \times 1.4 = 106 \text{ kN-m}$$

$$M_{pi1} + M_{pj1} = 213 + 106 = 319 \text{ kN-m}$$



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Kolon kesit boyutları aynı olduğundan bu momentlerin alt ve üst kolonlara eşit dağıldığı kabul edilirse,

$$M_{\bar{u}} = 319 / 2 = 160 \text{ kN-m}$$

Bir kat üstteki kirişlerin boyutları ve donatısı aynı olduğundan, mesnet kapasiteleri aynı kabul edilirse,

$$M_a = 319 / 2 = 160 \text{ kN-m}$$

Kolon için:

$$\ell_n = 2.95 \text{ m}, \quad V_e = \frac{M_a + M_{\bar{u}}}{\ell_n} = (160 + 160) / 2.95 = 108.5 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.8 \times 0.65 f_{cd} b d (1 + 0.07 N_d / A_c)$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Çizelge 7.2'de deprem yük birleşimleri için minimum aksenal kuvvet, $N_d = 327 \text{ kN}$, $N_d / A_c = 327000 / 122500 = 2.6 \text{ MPa}$

$$V_c = 0.52 \times 1.0 \times 350 \times 315 (1 + 0.07 \times 2.6) / 1000 = 67.7 \text{ kN}$$

$$V_e = 108.5 \text{ kN}, \quad V_d = 53 \text{ kN} \text{ (Çizelge 7.1, deprem için),}$$

$$V_e > 0.5 V_d \quad \frac{327000}{122500 \times 20} = 0.13.$$

Çizelge 7.2'nin 3'üncü kolonunda deprem yük birleşimi için verilen en küçük aksenal yük, $N_d = 327 \text{ kN}$ 'dur. Bu, $0.13 A_c f_{ck}$ olduğundan ve $0.05 A_c f_{ck}$ 'dan büyük olduğundan, ikinci koşul sağlanmamıştır. Bu nedenle V_c , sıfır değildir.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_e - V_c}{f_{ywd}(d)} = \frac{108.5 - 67.7}{0.365 \times 315} = 0.35 \text{ mm}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Çizelge 7.1 Örnek 7.6'daki çerçeve için hesap değerleri

Yük Birli.	Kiriş no. 17 ve 19					Kolon no. 6 ve 7			
	p_d (kN/m)	N_d (kN)	$\max V_d$ (kN)	M_{d1} (kN-m)	M_{d2} (kN-m)	N_d (kN)	$\max V_d$ (kN)	M_{d1} (kN-m)	M_{d2} (kN-m)
E1	27	-2	108	-13 (-19)	-137 (-137)	327 (367)	53 (27)	98 (53)	115 (60)
A1	39	-7	131	-113	-90	467	15	24	39
A2	29	-16	92	-86	-65	480	16	28	39
A3	29	-14	91	-82	-66	500	14	24	34
A4	39	-15	132	-122	-90	505	15.5	28	36
A5	39	-9	130	-113	-90	508	20	37	46

Notlar: 1) Kolon veya kirişin iki ucundaki momentlerin işareti aynı değilse, bunlar aynı yözde basınç oluşturan yödedir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

(TBDY 2018 7.3.7.6)

$$N_d \leq 0.05 A_w f_{ck} \quad \text{veya} \quad N_d \leq 0.075 A_w f_{cd} \quad (7.42)$$

$$V_e \geq 0.5 V_d \quad \text{ise} \quad V_c = 0 \quad (7.43)$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

2018 Deprem Yönetmeliği'ne Göre Sargı Donatısı:

Sarılma Bölgesi:

$$b_k = 350 - 20 \times 2 - 2 \times 8 / 2 = 302 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

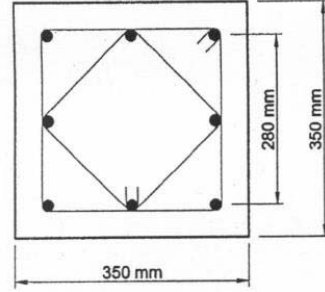
$$A_{ck} = 300 \times 300 = 90000 \text{ mm}^2$$

$$A_c = 122500 \text{ mm}^2$$

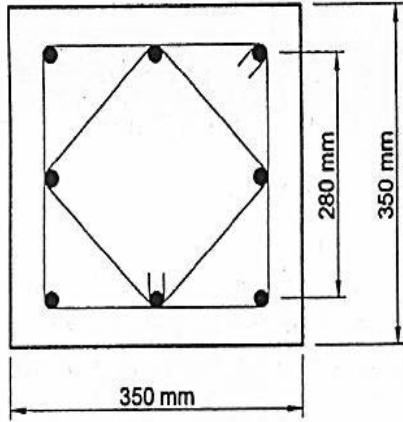
$A_c / A_{ck} = 1.36 > 1.25$. Yönetmelikteki birinci denklem geçerli.

$$A_{sh}/s = 0.3 b_k (A_c / A_{ck} - 1) f_{ck} / f_{ywk} = 0.3 \times 300 (0.36) \times 20 / 420 = 1.54 \text{ mm}$$

Şekil 7.43'de gösterilen donatı düzeni nedeni ile, birbirine dik iki doğrultuda A_{sh} özdeş olacaktır.



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



pas payı = 20 mm

boyuna donatı = 8 - ϕ 18

Şekil 7.43 Örnek 7.6'daki 6 ve 7 nolu kolonların kesitleri

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$A_{sh} \geq 0.30 s b_k \left(\frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right) \left(\frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \right)$$

$$A_{sh} \geq 0.075 s b_k \left(\frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \right)$$

$\frac{A_c}{A_{ck}} \leq 1.25$ ise kullanılacaktır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$A_{sh} = 2A_0 + 2 \times 0.707 A_0 = 3.4 A_0$$

Eğer sargı olarak 2- ϕ 8 kullanılırsa,

$$A_{sh} = 3.4 \times 50 = 170 \text{ mm}^2$$

$$s_c = 170 / 1.54 = 110 \text{ mm}$$

Yönetmelikte s_c sınırlaması,

$$s_c \leq 150 \text{ mm}$$

$$s_c \leq b / 3 = 350 / 3 = 117 \text{ mm}$$

Sarılma bölgesindeki sargı donatısı:

$$2-\phi 8 / 100 \text{ mm}$$

Şimdi bu sargı donatısının kesme için yeterli olup olmadığı kontrol edilecektir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$A_{sw} = 2 \times A_0 + 2 \times 0.707A_0 = 3.4 A_0$$

$$\phi 8 \text{ kullanılırsa, } A_{sw} = 3.4 \times 50 = 170 \text{ mm}^2,$$

Kolon için $A_{sw}/s = 0.35 \text{ mm}$ hesaplanmıştı,

$$s_c = 170 / 0.35 = 485 \text{ mm} > 100 \text{ mm}$$

Sargı donatısı $2-\phi 8/100 \text{ mm}$ olduğundan, bu donatı kesme donatısı olarak da yeterlidir.

Kolon Orta Bölgesi:

Yönetmelik (min $\phi = 8 \text{ mm}$):

$$s_u \leq b/2 = 350/2 = 175 \text{ mm}$$

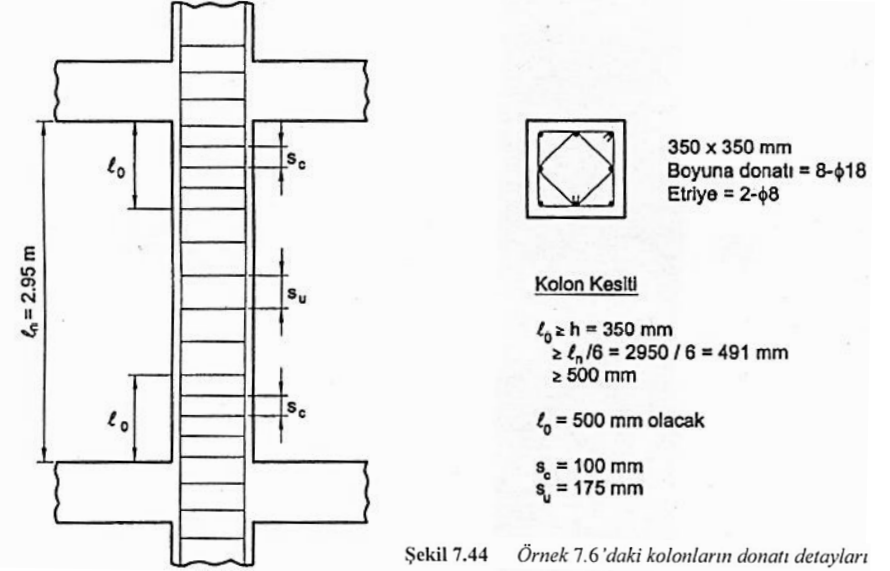
$$\leq 200 \text{ mm}$$

Sargı donatısı, $2-\phi 8 / 175 \text{ mm}$

$A_{sw}/s = 0.35$ olduğundan, bu bölgedeki sargı donatısı da kesme için yeterlidir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Kolonun donatısı Şekil 7.44'te gösterilmiştir.



Şekil 7.44 Örnek 7.6'daki kolonların donatı detayları

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Bu örnekte görüldüğü gibi, plastik mafsalların kirişlerde olduğu varsayımı ile (gerçekte kolonlarda oluşuyor) elde edilen V_e daha küçük çıkmaktadır. Mafsalların kolonda oluştuğu varsayımı her zaman güvenli yönde sonuç verecektir. Ancak bazı durumlarda sonuçlar fazla güvenli yönde kalacak ve çözüm ekonomik olmayacaktır.

$$V_e = \frac{M_a + M_b}{\ell_n} = (160 + 160) / 2.95 = 108.5 \text{ kN}$$

Mafsallar kirişte

$$V_e = \frac{188 + 188}{2.95} = 127 \text{ kN}$$

Mafsallar kolonda

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

ÖRNEKLER

- Kirişler için;**
***Ön tasarım,**
***Kesin tasarım ve**
***Kayma donatısı hesabı**

$$l_k=3 \text{ m}, l_u=5 \text{ m}, h_f=12 \text{ cm}$$

Döşeme 12 cm	$0.12 \cdot 2.4 = 0.288 \text{ t/m}^2 = 2.88 \text{ kN/m}^2$
Döşeme kaplaması	$0.05 \text{ t/m}^2 = 0.50 \text{ kN/m}^2$
Tavan sıvası	$0.04 \text{ t/m}^2 = 0.40 \text{ kN/m}^2$

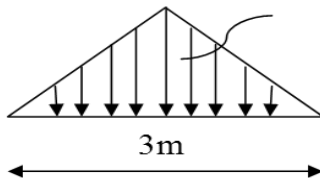
$$g=3.78 \text{ kN/m}^2$$

$$q=5.00 \text{ kN/m}^2$$

$$P=8.78 \text{ kN/m}^2$$

$$P_d = 1.4(3.78) + 1.6(5.00) = 13.3 \text{ kN/m}^2$$

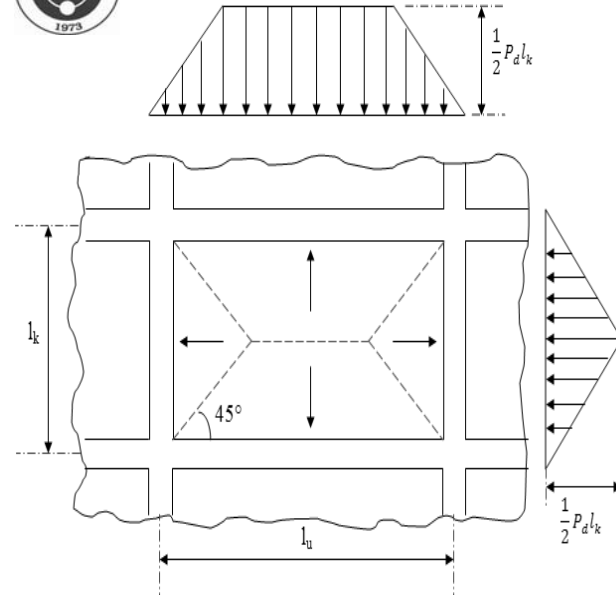
Üçgen Yük:



$$\frac{1}{2} P_d l_k = 13.3 \cdot \frac{3}{2} = 19.95 \text{ kN/m}$$



DÖŞEME YÜKLERİNİN KIRIŞLARA DAĞITILMASI



Döşeme yükünün kirişlere şekilde gösterildiği gibi dağıldığı kabul edilir.

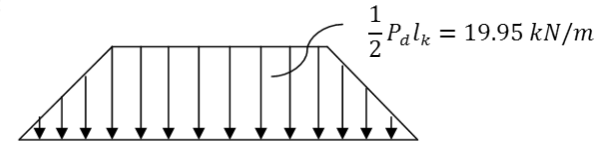
Trapez ve üçgen yüklerinin eşdeğer eşit yayılı yük değerleri aşağıda verilmektedir (TS500).

$$\text{Üçgen Yük: Eşit yayılı } \frac{1}{3} P_d l_k$$

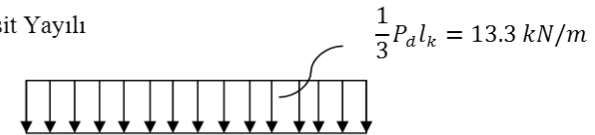
$$\text{Trapez Yük: Eşit yayılı } \frac{1}{3} P_d l_k \left(\frac{3}{2} - \frac{1}{2m^2} \right)$$

Eşdeğer yük kavramı hesaplarda büyük kolaylık sağlar.

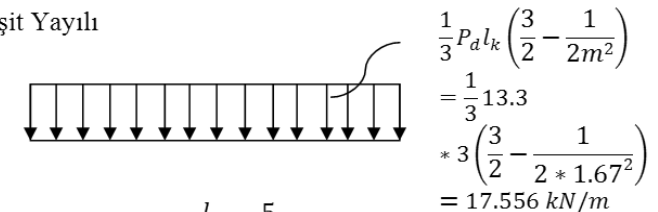
Trapez Yük:



Üçgen → Eşit Yayılı

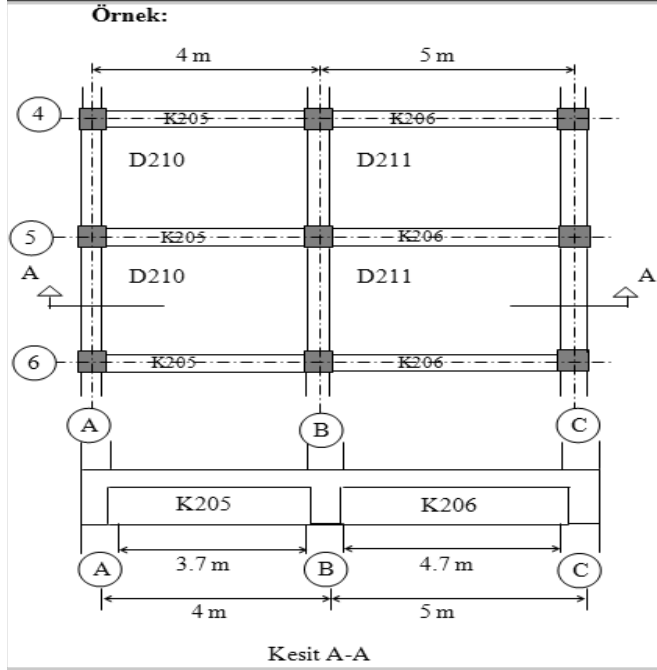


Trapez → Eşit Yayılı



$$m = \frac{l_u}{l_k} = \frac{5}{3} = 1.67$$





Bilinen: K205 ve K206 olarak gösterilen kirişler kolon enkesit boyları, 30*30

Malzeme: C16, S420 (etriye için S220)

$f_{cd}=11 \text{ N/mm}^2$, $f_{ctd}=0.9 \text{ N/mm}^2$, $f_{yd}=365 \text{ N/mm}^2$ (S420), $f_{yd}=191 \text{ N/mm}^2$ (S220)

$K_1=450 \text{ mm}^2/\text{kN}$, $K_0'=290$, $J_f=0.86$

İstenen: Yalnız düşey yükler için;

- Ön tasarım
- Kesin tasarım

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Eğilmeye göre;

$$K_1=450, \quad 450 \cdot M_d = b_w d^2 = 450 \cdot 111.6 \cdot 10^3 = 50220 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$b_w = 25 \text{ cm} \text{ ise } d = 45 \text{ cm}$$

Kesmeye göre;

$$b_w d = \frac{0.9Vd}{f_{ctd}} = \frac{0.9 \cdot 116.7 \cdot 10^3}{0.9}$$

$$b_w d = 116.7 \cdot 10^3$$

$$b_w = 250 \text{ mm}, \quad d = 466.8 \text{ mm}$$

Hatırlanacağı gibi, eğilme ve kesmeye göre yapılan boyut hesapları kesin değildir ve emniyetli yöndedir. Bu aşamada önemli olan mertebeye hakkında bir fikir edinmektir. Bu nedenle boyutlar 25*50 alınacaktır.

Çözüm:

a) **Ön tasarım:**

Kirişe etkiyen yükler: $g=24 \text{ kN/m}$, $q=10 \text{ kN/m}$

$$P_d = 1.4g + 1.6q = 49.6 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max} \approx -\frac{1}{9} P_d l^2 = -\frac{1}{9} 49.6 \left(\frac{4+5}{2} \right)^2 = -111.6 \text{ kN m}$$

$$V_{\max} = \frac{P_d l_n}{2} = \frac{49.6 \cdot 4.7}{2} = 116.7 \text{ kN}$$

Hesap kesme kuvveti mesnet yüzünden d uzaklığında değil, mesnet yüzünde hesaplanmıştır. Ön tasarımda momentlerin getireceği kesme kuvveti bilinmediğinden bu yol tercih edilmiştir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

b) **Kesin tasarım:**

Bu aşamada daha kesin olarak saptanan yük, $P_d=51 \text{ kN/m}$ dir. Yapılan çerçeve çözümü sonucu aşağıdaki moment ve kesme kuvvetleri bulunmuştur. (Kesme kuvvetleri ve negatif momentler mesnet ortasındaki değerlerdir). $d=46 \text{ cm}$ alınacaktır.

	Kenar mesnet	Açıklık	Orta mesnet
K205 M(kN m)	30	60	125
V(kN)	100	-	120
K206 M(kN m)	45	90	125
V(kN)	110	-	145

Kolon yüzündeki momentleri bulmak için negatif momentler $\frac{V a}{3}$ kadar azaltılacaktır.

$$\text{A-Mesneti: } M_d = -30 + \frac{100 \cdot 0.3}{3} = -20 \text{ kN m}$$

$$\text{B-Mesneti: } M_d = -125 + \frac{120 \cdot 0.3}{3} = -113 \text{ kN m}$$

$$\text{C-Mesneti: } M_d = -45 + \frac{110 \cdot 0.3}{3} = -34 \text{ kN m}$$

Mesnetten d uzaklığındaki kesme kuvveti:

$$V_d = V - P_d \left(\frac{a}{2} + d \right)$$

$$\text{K205 A-Mesneti: } V_d = 100 - 51(0.15 + 0.46) = 69 \text{ kN}$$

$$\text{B-Mesneti: } V_d = 120 - 51(0.15 + 0.46) = 89 \text{ kN}$$

$$\text{K206 B-Mesneti: } V_d = 145 - 51(0.15 + 0.46) = 114 \text{ kN}$$

$$\text{C mesneti: } V_d = 110 - 51(0.15 + 0.46) = 79 \text{ kN}$$



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$\text{T kiriş için, } b = b_w + \frac{1}{5} l_p, \quad l_p = 0.8l$$

$$\text{Küçük açıklık temel alınırsa, } b = 25 + \frac{0.8 \cdot 400}{5} = 89 \approx 90 \text{ cm}$$

$$I_{kiriş} = 0.00446 \text{ m}^4$$

$$\text{K205}(25 \cdot 50)$$

$$d = 46 \text{ cm, } b_w = 25 \text{ cm, } b = 90 \text{ cm, } h_f = 12 \text{ cm}$$

$$jd = 0.9 \cdot 46 = 41.5 \text{ cm}$$

$$jd = d - h_f / 2 = 40 \text{ cm, büyük olan tercih edilir.}$$

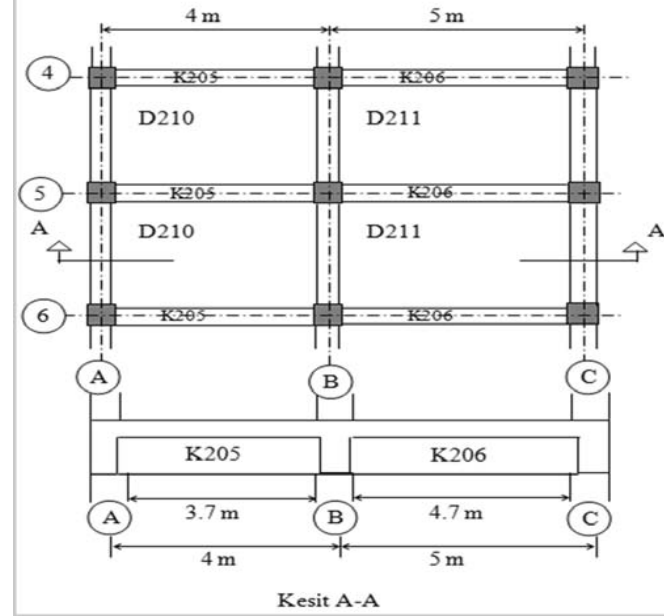
$$+M_d = 60 \text{ kN m, } K = \frac{250 \cdot 460^2}{60 \cdot 10^3} = 881.6 > K_1 \text{ boyut yeterli!}$$

$$+A_s = \frac{60 \cdot 10^6}{365 \cdot 415} = 396 \text{ mm}^2$$



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Örnek:



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$\min A_s = 1.0 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} b_w d = 1.0 \frac{0.9}{365} 250 \cdot 460 = 283.56 \text{ mm}^2, A_s > A_{s\min}$$

2φ12 düz + 2φ14 pilye seçilir.

$$230 + 310 = 540 \text{ mm}^2 > 396 \text{ mm}^2$$

$$-M = 20 \text{ kNm } K = \frac{b_w d^2}{M} = \frac{250 \cdot 460^2}{20 \cdot 10^3} = 2645 > K_1 \text{ (Boyutlar uygun)}$$

$$-A_s = \frac{20 \cdot 10^6}{365 \cdot 0.86 \cdot 460} = 138.5 \text{ mm}^2 < A_{s\min} = 283.56 \text{ mm}^2$$

2φ14 pilye (mevcut): 310 mm²

2φ12 montaj (mevcut): 230 mm²

$$540 \text{ mm}^2 > 283.56 \text{ mm}^2$$



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$V_d=89 \text{ kN}$$

$$V_{cr}=0.65 f_{ctd} b_w d=67 \text{ kN}$$

$$V_c=0.8 V_{cr}=54 \text{ kN}$$

$$V_{max}=0.22 f_{cd} b_w d=0.22*11*250*460*10^{-3}=278.3 \text{ kN}$$

$$V_{max}>V_d>V_{cr}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_d - V_c}{f_{ywd}(d)} = \frac{(89 - 54) * 10^3}{191 * 460} = 0.398 > \min \frac{A_{sw}}{s} = 0.3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w = 0.35$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 0.398 \text{ için } \phi 8 \text{ kullanılırsa}$$

$$A_{sw}=50*2=100 \text{ mm}^2$$

$$s=251 \text{ mm} > d/2=230 \text{ mm. Bu durumda } \phi 8/23 \text{ kullanılmalıdır.}$$



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

K205-K206 (B Mesneti):

$$d=46 \text{ cm, } J_1=0.86, K_1=450 \text{ mm}^2/\text{kN}$$

$$-M=113 \text{ kN m, } K=468 > K_1 \text{ (Boyut yeterli).}$$

$$-A_s = \frac{113 * 10^6}{365 * 0.86 * 460} = 780 \text{ mm}^2$$

$$4\phi 14 \text{ pilye (mevut): } 620 \text{ mm}^2$$

$$2\phi 12 \text{ montaj (mevut): } 230 \text{ mm}^2$$

$$850 \text{ mm}^2 > 780 \text{ mm}^2$$



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

K206 (25*50)

$$d=46 \text{ cm, } b_w=25 \text{ cm, } b=90 \text{ cm, } h_f=12 \text{ cm } j d=41.5 \text{ cm (daha önce bulundu).}$$

$$+M_d=90 \text{ kN m}$$

$$+A_s = \frac{M_d}{f_{yd}J(d)} = 590 \text{ mm}^2 \text{ (} 2\phi 14 \text{ düz} + 2\phi 14 \text{ pilye} = 620 \text{ mm}^2 \text{)}$$

$$-M=34 \text{ kN m (} K > K_1 \text{)}$$

$$-A_s = \frac{34 * 10^6}{365 * 0.86 * 460} = 235 \text{ mm}^2 < \min A_s = 226.85 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 235 \text{ mm}^2 \text{ alınır.}$$

$$2\phi 14 \text{ pilye (mevut): } 310 \text{ mm}^2$$

$$2\phi 12 \text{ montaj (mevut): } 230 \text{ mm}^2$$

$$540 \text{ mm}^2 > 235 \text{ mm}^2$$

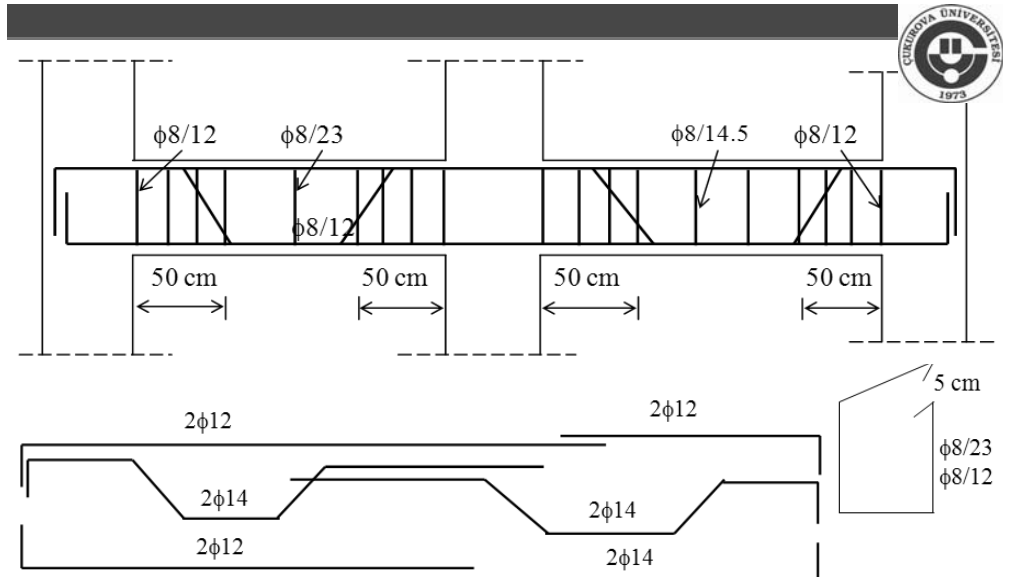
$$V_d=114 \text{ kN, } V_{cr}=67 \text{ kN, } V_c=54 \text{ kN, } V_{max}=278.3 \text{ kN}$$

$$V_{max}>V_d>V_{cr}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_d - V_c}{f_{ywd}(d)} = \frac{(114 - 54) * 10^3}{191 * 460} = 0.683 > \min \frac{A_{sw}}{s}$$

$$\phi 8 \text{ kullanılırsa } A_{sw}=100 \text{ mm}^2, s=146 \text{ mm } \phi 8/14.5 \text{ cm}$$

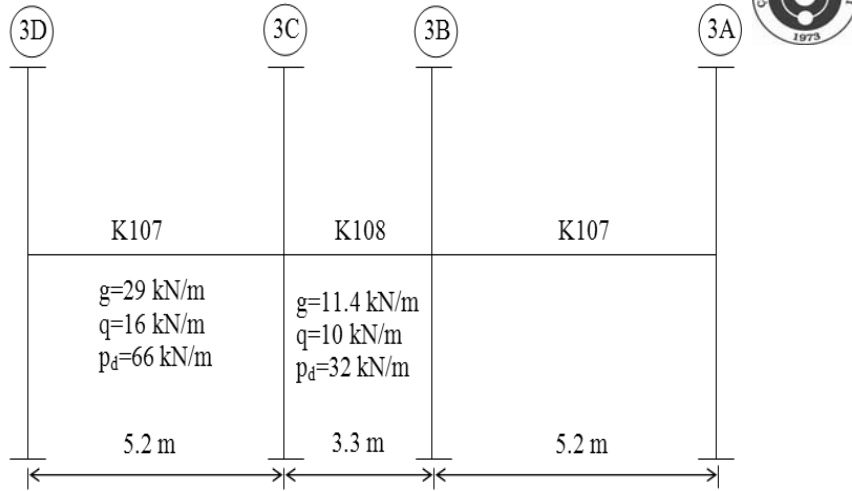
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Deprem etkisinin çok önemli olmadığı varsayılarak, kirişlerin (h) uzaklığında bir bölgesi sık etriyelerle sarılmıştır. Depremin daha önemli olduğu durumlarda bu uzunluk (2h) olmalıdır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Örnek:



K107 ve K108 kirişlerinin kayma donatısı hesabını yapınız. Malzeme C16, S220

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

K107 (30*50):

$b_w=30$ cm, $d=46.5$ cm, $l=5.2$ m, $P_d=66$ kN/m $j=0.86$

Açıklıkta:

$M_d=109$ kN m

$$K = \frac{b_w d^2}{M_d} = \frac{300 * 465^2}{109 * 10^3} = 595 > K_1 = 450 \frac{\text{mm}^2}{\text{kN}} \quad (\text{Boyutlar uygun})$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} J d} = \frac{109 * 10^6}{191 * 0.86 * 465} = 1427 \text{ mm}^2 \quad (2\phi 20 \text{ düz ve } 2\phi 24 \text{ pilye})$$

$V=174$ kN,

(d) uzaklığındaki kesme kuvveti; $V_d = V - P_d(d) = 174 - 66(0.465) = 143.3$ kN

$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d = 0.65 * 0.9 * 10^{-3} * 300 * 465 = 81.6$ kN

$V_{max} = 0.22 f_{cd} b_w d = 337.6$ kN

$V_{max} > V_d > V_{cr}$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

		Kenar mesnet	Açıklık	Orta mesnet
K107	M(kN m)	127 (veya +30)	109	163
	V(kN)	155	-	174
K108	M(kN m)		-26	117 (+30)
	V(kN)		-	80

Mesnetlerde negatif momentlerin yanı sıra pozitif momentlerin oluşumu depremden dolayıdır. Deprem momentleri depremin geliş yönüne göre işaret değiştirebilir. Bu nedenle deprem momentlerinin büyük olduğu durumlarda mesnetlerde (+) moment oluşabilir. Bu, kesit hesaplarında dikkate alınmalıdır.

Çözüm

Yapı depremin önemli olmadığı bir bölgede olmasına rağmen, önemli bir yapı olduğundan, kayma donatısı hesabı yapılırken pilyeler dikkate alınmayacak, beton katkısı %50 oranında varsayılacaktır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_d - 0.5 V_c}{f_{ywd} (d)} = \frac{(143.3 - 0.5(0.8 * 81.6)) * 10^3}{191 * 465} = 1.25 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$\phi 8$ için $s=80$ mm , $\phi 10$ için $s=120$ mm

$\phi 10/12$ cm seçilir.

12 cm $\equiv d/4$ olduğundan mesnetlerde etriye sıklaştırması yapmaya gerek yoktur.

Mesnet:

$M_d=127$ kN m

$$K = \frac{b_w d^2}{M_d} = 510 > K_1$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} J d} = \frac{127 * 10^6}{191 * 0.86 * 465} = 1663 \text{ mm}^2$$

2 $\phi 24$ pilye (mevcut)=905 mm²

2 $\phi 12$ montaj (mevcut)=226 mm²

1130 mm²

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$A_{s\ ek}=1663-1130=533\text{ mm}^2\ (2\phi 20=628\text{ mm}^2)$$

Tersinmeden dolayı mesnette +30 kN m pozitif moment vardır.



$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} J d} = \frac{30 * 10^6}{191 * 0.86 * 465} = 392\text{ mm}^2$$

2φ20 alt düz (mevcut)=628 mm²>392 mm² (Ek donatıya gerek yok)

K108 (30*50):

b_w=30 cm, d=46.5 cm, l=3.3 m, P_d=32 kN/m, j=0.86

Açıklıkta:

$$M_d = -26\text{ kN m}, K = \frac{b_w d^2}{M_d} = 2500 > K_1$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} J d} = \frac{-26 * 10^6}{191 * 0.86 * 465} = -340.4\text{ mm}^2\ (3\phi 20\ \text{seçilir. Mesnette fazla mevcut})$$

donatı elde etmek açısından)

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$M_1 = \frac{b_w d^2}{K_1} = \frac{300 * 465^2}{450} = 144150\text{ kN mm} = 144\text{ kN m}$$

$$M_2 = M_d - M_1 = 163 - 144 = 19\text{ kN m}$$



$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd} J d} = \frac{144 * 10^6}{191 * 0.86 * 465} = 1880\text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = A_s' = \frac{19 * 10^6}{191 * 430} = 230\text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 1880 + 230 = 2110\text{ mm}^2$$

2φ24 pilye (mevcut)=905 mm²

3φ20 düz, üstte (mevcut)=942 mm²

2φ12 montaj (mevcut)=226 mm²

2073 mm²≅2110 mm² (Donatıya gerek yok).

A_s'=230 mm², 2φ20 düz altta (mevcut)=628 mm²>230 mm²

Deprem nedeni ile tersinme momenti=+30 kN m

$$A_s = \frac{30 * 10^6}{191 * 0.86 * 465} = 393\text{ mm}^2, 2\phi 20\ \text{düz altta (mevcut)=628 mm}^2 > 393\text{ mm}^2$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$V = 80\text{ kN}, V_d = V - p(d) = 80 - 32 * 0.46 = 65.28\text{ kN}$$

Eğer 80kN deprem kombinezonundan elde edilmiş olsa idi p yükünü 1.5 ile bölüp mesnetten (d) uzaklığındaki kesme kuvveti değeri hesaplanırdı.

$$V_{cr} = 81.6\text{ kN}$$

$$V_{max} = 383\text{ kN}$$

$$0.5 V_c = 32\text{ kN}$$

$$V_{max} > V_{cr} > V_d$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_d - 0.5 V_c}{f_{ywd} (d)} = \frac{(65.28 - 0.5 * 81.6) * 10^3}{191 * 465} = 0.37\text{ mm}^2/\text{mm}$$

φ8 için s=270 mm s≤d/2 olmalıdır. φ8/23 bulunur.

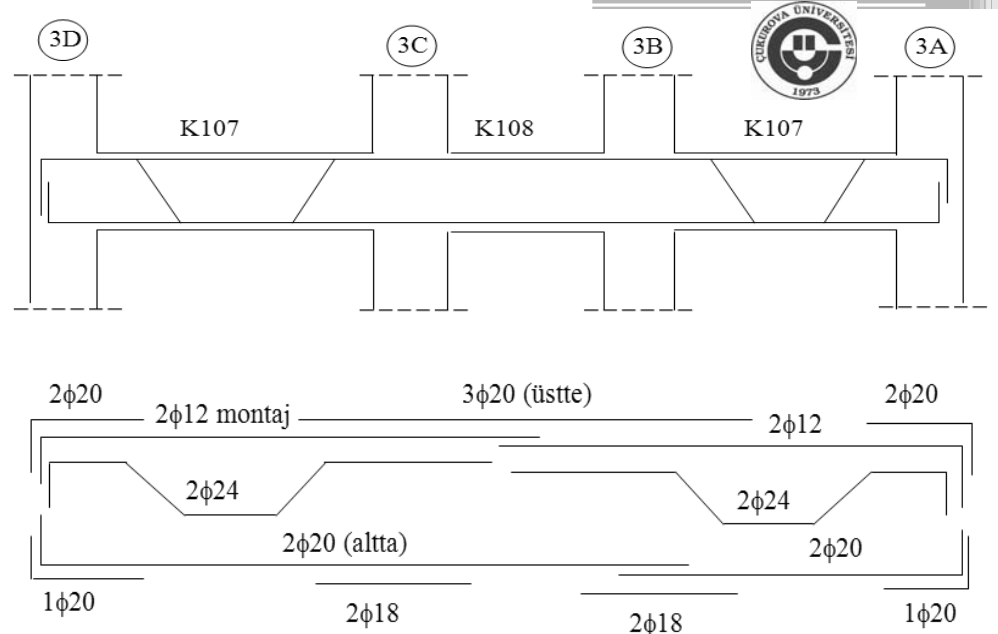
Her iki mesnetten 90 cm uzaklığına kadar etriye aralığı s=d/4=12 cm ye indirilecektir.

K107-K108

d=46.5 cm j=0.86 -M_d=163 kN m

$$K = \frac{b_w d^2}{M_d} = \frac{300 * 465^2}{163 * 10^3} = 398 < K_1\ (\text{Basınç donatısı gereklidir}).$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Bu örnekte yapı depremin önemli olmadığı bölgede olduğundan, yukarıdaki hesap yeterlidir. Depremin önemli olduğu bölgede inşa edilecek yapılar için hesaplanan kesme kuvveti yerine, iki uçta mafsallı olduğu varsayımı ile bulunacak kesme kuvvetinin temel alınması daha doğru olur. Kenar mesnetteki (K107) alt donatı ile orta mesnetteki üst donatı temel alınarak moment taşıma gücü hesaplanır.

Kenar mesnet (alt donatı) 3φ20, $A_s=943 \text{ mm}^2$

$M_{r1}=A_s f_{yk} (0.9) d=86.8 \text{ kN m}$

Orta mesnet (üst donatı) çekme donatısı, $A_s=2080 \text{ mm}^2$

$M_{r2}=2080*22*9*465*10^{-6}=191.5 \text{ kN m}$

$l_n=4.8 \text{ m}$, $P=P_d/1.5=66/1.5=44 \text{ kN/m}$

$$V_e = \frac{M_{r1} + M_{r2}}{l_n} + \frac{P l_n}{2} = \frac{86.8 + 191.5}{4.8} + \frac{44 * 4.8}{2} = 163 \text{ kN}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Böylece aynı kiriş depremin önemli olduğu bölgede olsaydı daha fazla etriye gerekirdi. Bu gibi durumlarda boyuna donatı arttıkça, gereksinim duyulan etriye de artacaktır.

Deprem Yönetmeliğine Göre:

$$M_{p1}=1.4 M_{r1}=1.4*943*191*0.86*465*10^{-6}=100.84 \text{ kN m}$$

$$M_{p2}=1.4*2080*191*0.86*465*10^{-6}=222.4 \text{ kN m}$$

$$p = \frac{P_d}{1.5} = 44 \text{ kN/m}$$

$$V_e = \frac{222.4 + 100.84}{5.2} + \frac{44 * 5.2}{2} = 176.56 \text{ kN}$$

$V_e - V_{dy} > \frac{V_d}{2}$ olduğunu kabul ediyorum. Böylece $V_c=0$ alınacaktır.

$$V'_{ec} = V_e - (g + q)d$$

$$V'_{ec} = 163 - 44 * 0.465 = 142.5 \text{ kN}$$

$$V'_{ec} < V_d = 143.3 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_d}{f_{ywd}d} = \frac{143.3 * 10^3}{191 * 465} = 1.61 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$s = 97.4 \text{ mm} \rightarrow \phi 10/9.5 \text{ cm}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

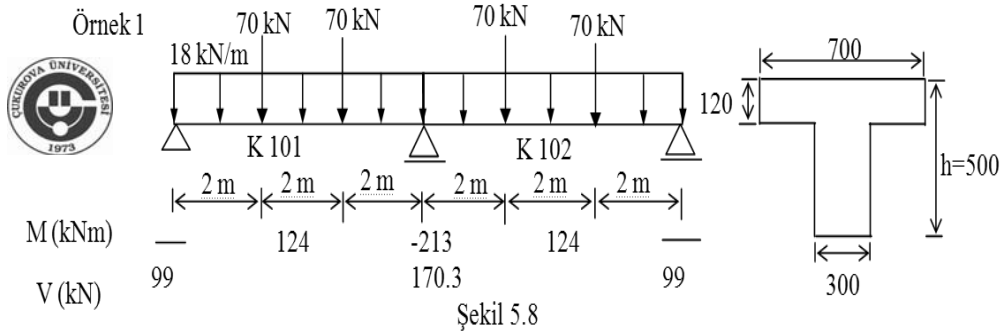
$V_e - V_{dy} > \frac{V_d}{2}$ olduğunu kabul ediyorum. Böylece $V_c=0$ alınacaktır.

$$V'_{ec} = V_e - (g + q)d$$

$$V'_{ec} = 176.56 - 44 * 0.465 = 156.1 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V'_{ec}}{f_{ywd}d} = \frac{156.1 * 10^3}{191 * 465} = 1.76 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$s = 89.4 \text{ mm} \rightarrow \phi 10/8.5 \text{ cm}$$

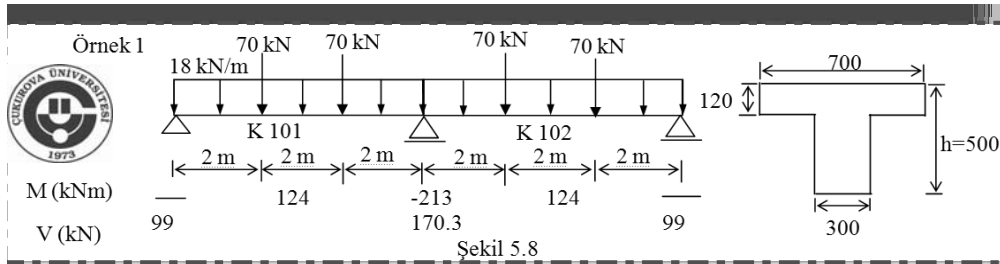


Şekil 5,8'de verilen kirişin;

- Boyutlarını kontrol ediniz ve tasarımını yapınız.
- K101 kirişinin 2018 DY'ne göre etriye hesabını yapınız ve donatıyı şematik olarak gösteriniz.

Malzeme C20, S420, etriyeler S220, paspayı=40 mm, mesnet genişliği a=40 cm ve beton katkısı %50 alınacaktır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Mesnet:

$$(-)M_d = M_d - V \frac{a}{3} = 213 - 170.3 \times \frac{0.4}{3} = 190.3 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{300 \times 460^2}{190.3 \times 10^3} = 333.6 \text{ mm}^2/\text{kN} < K_i, \text{ Çift donatılı kesit hesabı yapılacaktır.}$$

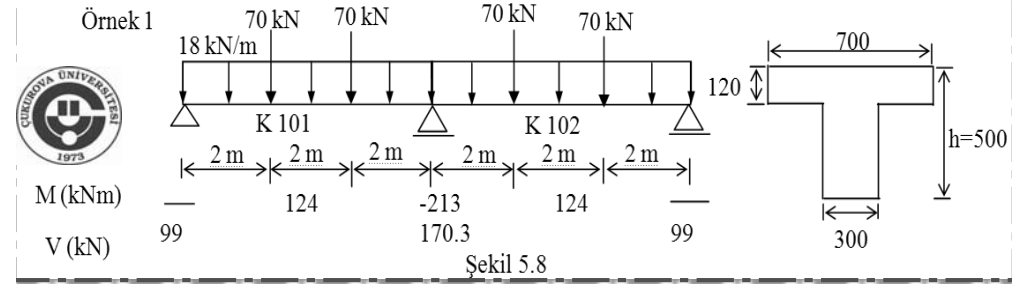
$$M_1 = \frac{b_w d^2}{K_1} = \frac{300 \times 460^2}{380 \times 10^3} = 167.05 \text{ kNm}, M_2 = M_d - M_1 = 190.3 - 167.05 = 23.25 \text{ kNm}$$

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd} j d} = \frac{167.05 \times 10^6}{365 \times 0.86 \times 460} = 1157 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{M_2}{f_{yd} (d - d')} = \frac{23.25 \times 10^6}{365 \times (460 - 40)} = 151.7 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 1308.7 \text{ mm}^2, A_s' = A_{s2} = 151.7 \text{ mm}^2$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Çözüm:

a)

Eğilme:

$$K_i = \frac{4.95}{f_{cd}} = 380 \text{ mm}^2/\text{kN}, K = \frac{b_w d^2}{M_d} = \frac{300 \times 460^2}{213 \times 10^3} = 298 \text{ mm}^2/\text{kN} < K_i$$

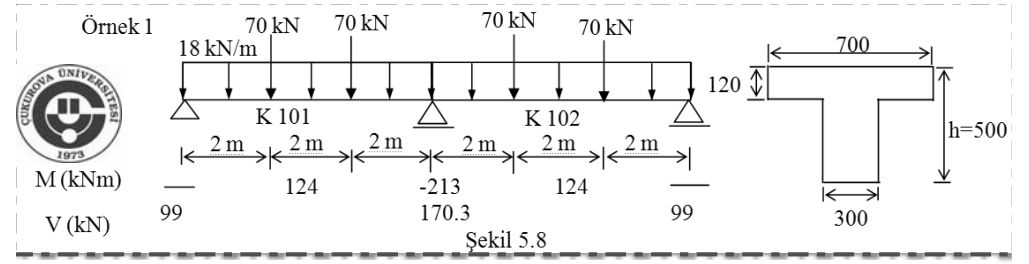
Çift donatılı kesit hesabı yapılacaktır!

Açıklık:

$$(+)M_d = 124 \text{ kNm} (K > K_i), 0.9 \times d = 414 \text{ mm} > d - h_f/2$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} 0.9 d} = \frac{124 \times 10^6}{365 \times 414} = 820.6 \text{ mm}^2 \text{ Seçilen } (2\phi 18 \text{ düz} + 2\phi 16 \text{ pilye} = 912 \text{ mm}^2)$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Mesnette; $A_s(\text{mevcut}) = 4\phi 16 + 2\phi 12 = 1032 \text{ mm}^2$

$A_s(\text{ek, üst}) : 1308.7 - 1032 = 276.7 \text{ mm}^2$ (2φ14 ilave)

$A_s' = 151.7 \text{ mm}^2$, 2φ18 (mevcut yeterlidir). Ek donatı gerekmez!

Kesme tasarımı:

$$V_d = V - P_d \left(d + \frac{a}{2} \right) = 170.3 - 18 \times \left(0.46 + \frac{0.4}{2} \right) = 158.42 \text{ kN}$$

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d = 0.65 \times 1 \times 10^{-3} \times 300 \times 460 = 89.7 \text{ kN}, V_c = 0.8 V_{cr} = 71.76 \text{ kN}$$

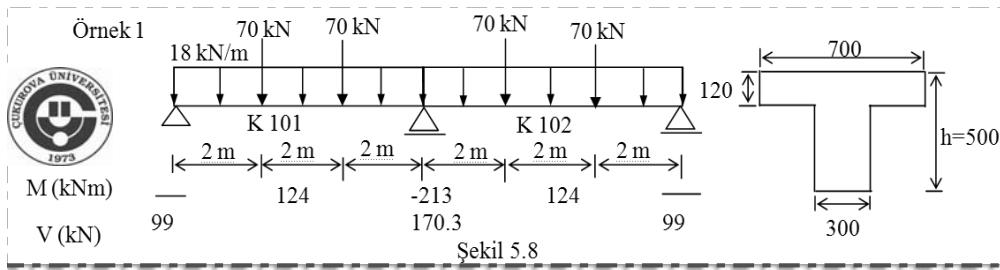
$$V_{\max} = 0.22 f_{cd} b_w d = 0.22 \times 13 \times 300 \times 460 \times 10^{-3} = 395 \text{ kN}$$

$V_{cr} < V_d < V_{\max}$ olduğundan etriye hesap ile bulunmalıdır.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_d - 0.5 V_c}{f_{ywd} (d)} = \frac{(158.42 - 0.5 \times 71.76) \times 10^3}{191 \times 460} = 1.39 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

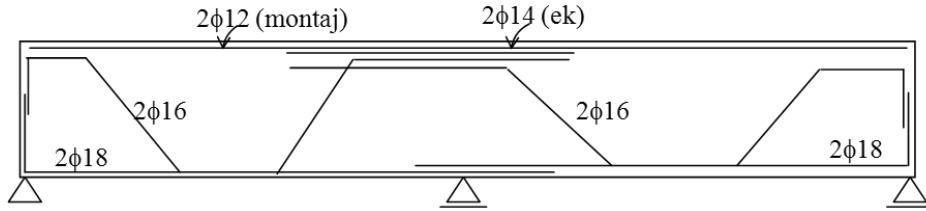
$$\phi 10 \text{ için, } A_o = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi \times 10^2}{4} = 78.5 \text{ mm}^2, A_{sw} = 2 \times A_o = 157 \text{ mm}^2$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

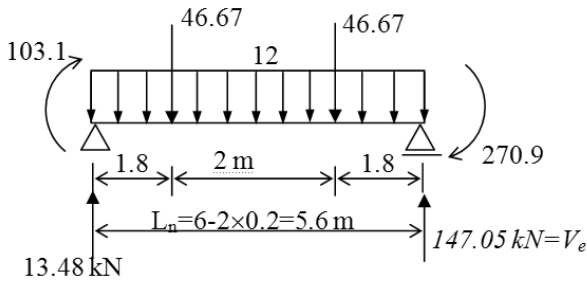
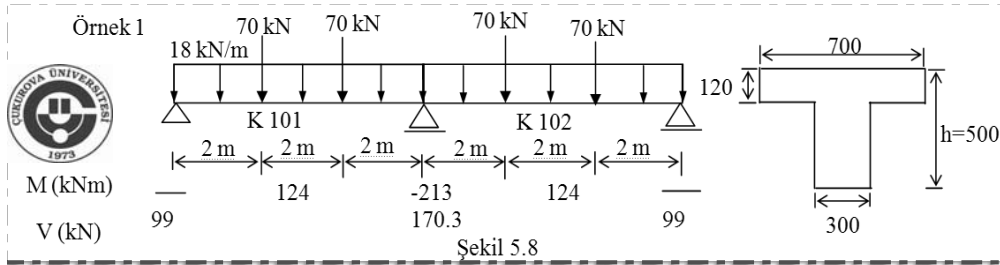


$$\frac{A_{sw}}{s} = 1.39, \text{ buradan } s=113 \text{ mm bulunur. Etriye } \phi 10/11 \text{ cm.}$$

b) Deprem yönetmeliğine göre:



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Deprem durumunda;

$$P_e = P_d / 1.5$$

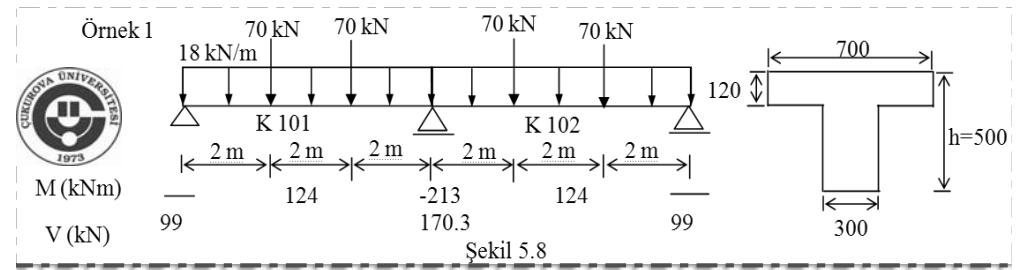
$$18 / 1.5 = 12 \text{ kN/m}$$

$$70 / 1.5 = 46.67 \text{ kN}$$

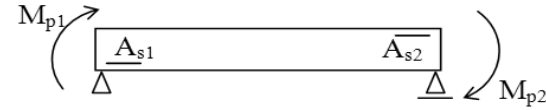
$$V'_{ec} = V_e - (g + q)d$$

$$V'_{ec} = 147.05 - 12 * 0.460 = 141.53 \text{ kN}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



$$A_{s1} = 2\phi 18 = 510 \text{ mm}^2, A_{s2} = 4\phi 16 + 2\phi 14 + 2\phi 12 = 1340 \text{ mm}^2$$



$$M_{r1} = A_{s1} f_{yd} 0.86 d = 510 \times 365 \times 0.86 \times 460 \times 10^{-6} = 73.64 \text{ kNm}$$

$$M_{r2} = A_{s2} f_{yd} 0.86 d = 1340 \times 365 \times 0.86 \times 460 \times 10^{-6} = 193.5 \text{ kNm}$$

$$M_{p1} = 1.4 M_{r1} = 103.1 \text{ kNm}, M_{p2} = 1.4 M_{r2} = 270.9 \text{ kNm}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

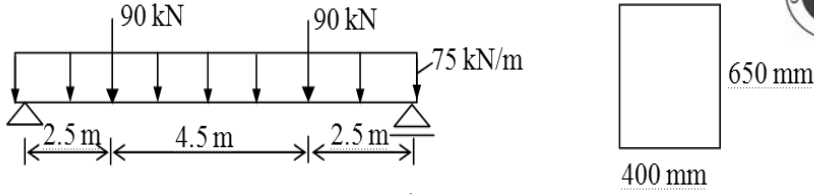
$$V_e - V_{dy} > \frac{V_d}{2} \text{ olduğunu kabul ediyorum. Böylece } V_c = 0 \text{ alınacaktır.}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V'_{ec}}{f_{ywd} d} = \frac{141.53 * 10^3}{191 * 460} = 1.61 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$s = 97.5 \text{ mm} \rightarrow \phi 10/9.5 \text{ cm}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Örnek 2

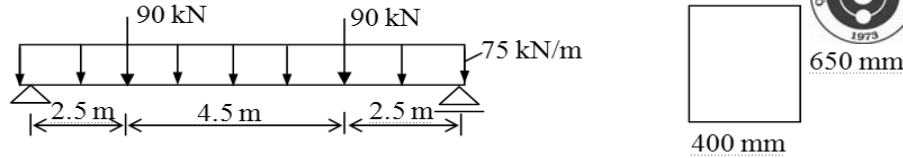


Şekil 5.10

- a) Şekil 5.10'da verilen kiriş için 10 mm etriye çapı seçerek etriye aralığını belirleyiniz.
 b) Eğilme donatısını bulunuz. Pilye ve betonun kesme dayanımına katkısını ihmal ediniz.
 Malzeme C25, S420 ($f_{ctd}=1.15 \text{ N/mm}^2$, $f_{ywd}=365 \text{ N/mm}^2$), mesnet genişliği 400 mm ve paspayı=40 mm.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Örnek 2



Şekil 5.10

a)

$$V_{cr}=0.65 f_{ctd} b_w d=0.65 \times 1.15 \times 10^{-3} \times 400 \times 610=182.4 \text{ kN}, \quad V_c=0.8V_{cr}=145.9 \text{ kN}$$

$$V_{max}=0.22 f_{cd} b_w d=0.22 \times 17 \times 400 \times 610 \times 10^{-3}=912.56 \text{ kN}$$

$V_{cr} < V_d < V_{max}$ olduğundan etriye hesap ile bulunmalıdır.

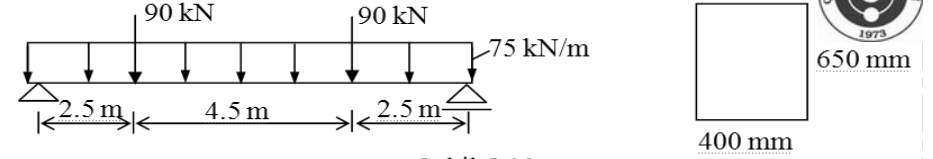
$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_d}{f_{ywd} (d)} = \frac{385.45 \times 10^3}{365 \times 610} = 1.73 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\phi 10 \text{ için, } A_o = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi \times 10^2}{4} = 78.5 \text{ mm}^2, \quad A_{sw} = 2 \times A_o = 157 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 1.73, \text{ buradan } s=90.75 \text{ mm bulunur. Etriye } \phi 10/9 \text{ cm.}$$

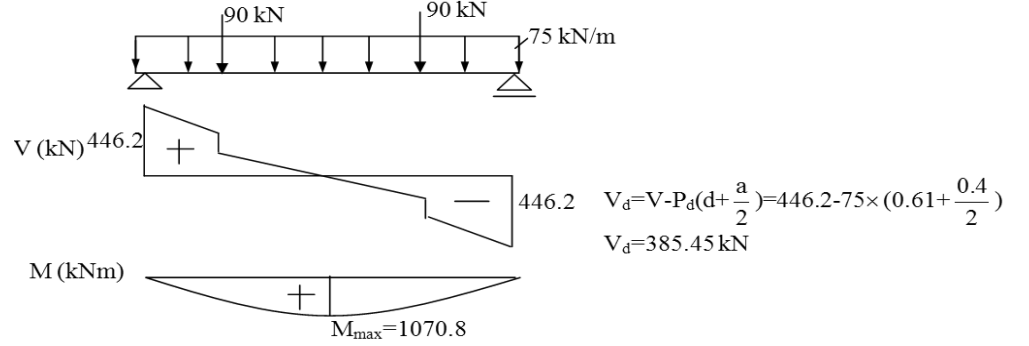
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Örnek 2



Şekil 5.10

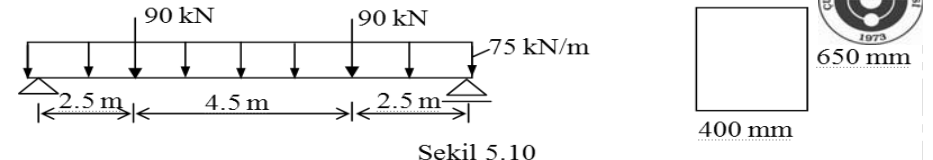
Çözüm:



Şekil 5.11

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Örnek 2



Şekil 5.10

b)

$$K_1 = \frac{4.95}{f_{cd}} = 291 \text{ mm}^2/\text{kN}$$

$$K = \frac{400 \times 610^2}{1070.8 \times 10^3} = 138.9 \text{ mm}^2/\text{kN} < K_1, \text{ Çift donatılı kesit hesabı yapılacaktır.}$$

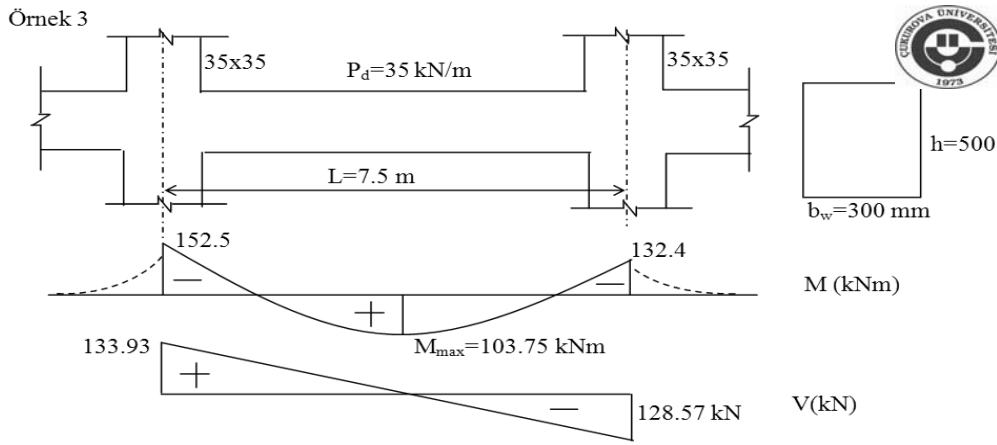
$$M_1 = \frac{b_w d^2}{K_1} = \frac{400 \times 610^2}{291 \times 10^3} = 511.5 \text{ kNm}, \quad M_2 = M_d - M_1 = 1070.8 - 511.5 = 559.3 \text{ kNm}$$

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd} j d} = \frac{511.5 \times 10^6}{365 \times 0.86 \times 610} = 2671.3 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{M_2}{f_{yd} (d - d')} = \frac{559.3 \times 10^6}{365 \times (610 - 40)} = 2688.3 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 5359.6 \text{ mm}^2, \quad A_s' = A_{s2} = 2688.3 \text{ mm}^2 \text{ olarak donatı hesaplanır.}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

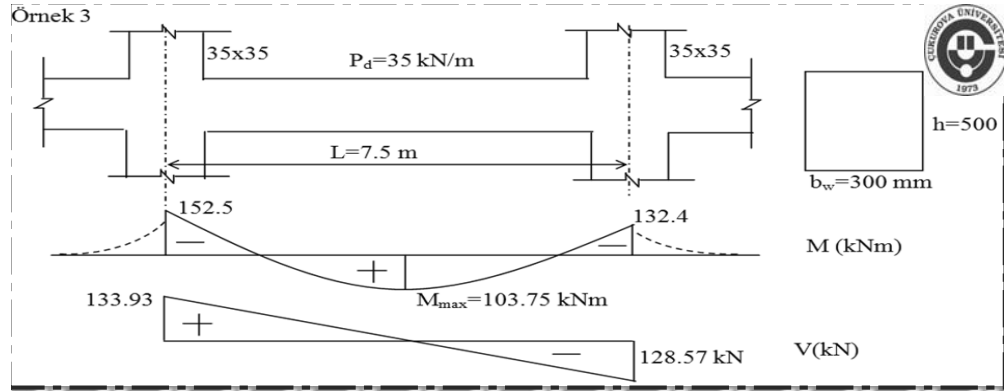


Şekil 5.12

Şekil 5.12'de verilen kirişin elverişsiz yüklemeler sonucu elde edilen tasarım moment ve kesme kuvveti diyagramları verilmektedir.

- Kiriş kesitinin boyutlarını kontrol ederek eğilme ve kesme tasarımını yapınız. Depremin önemli olduğu kabul edilecek ve beton katkısı %50 varsayılacaktır.
- Türk Deprem Yönetmeliğine göre sarılma bölgesi etriye hesabını yapınız. Malzeme C16, S420, etriyeler S220 ($f_{ctd}=0.9 \text{ N/mm}^2$) ve paspayı=35 mm.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Mesnet: $M_d = M - V \frac{a}{3} = 152.5 - 133.93 \times \frac{0.35}{3} = 136.87 \text{ kNm} (K > K_I)$

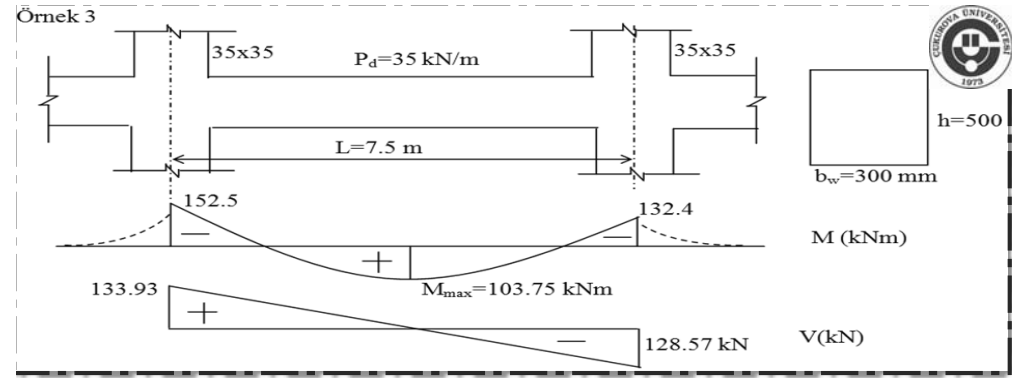
$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} j d} = \frac{136.87 \times 10^6}{365 \times 0.86 \times 465} = 937.7 \text{ mm}^2$$

Mevcut: $4\phi 16 \text{ pilye} + 2\phi 12 \text{ montaj} = 1030 \text{ mm}^2 > 937.7 \text{ mm}^2$ Ek donatı gerekmez.

Sağ mesnet:

$$M_d = 132.4 - 128.57 \times \frac{0.35}{3} = 117.4 \text{ kNm} (K > K_I)$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Çözüm:

a) Boyut kontrolü: $M_d = M - V \frac{a}{3} = 152.5 - 133.93 \times \frac{0.35}{3} = 136.87 \text{ kNm}$

Eğilme:

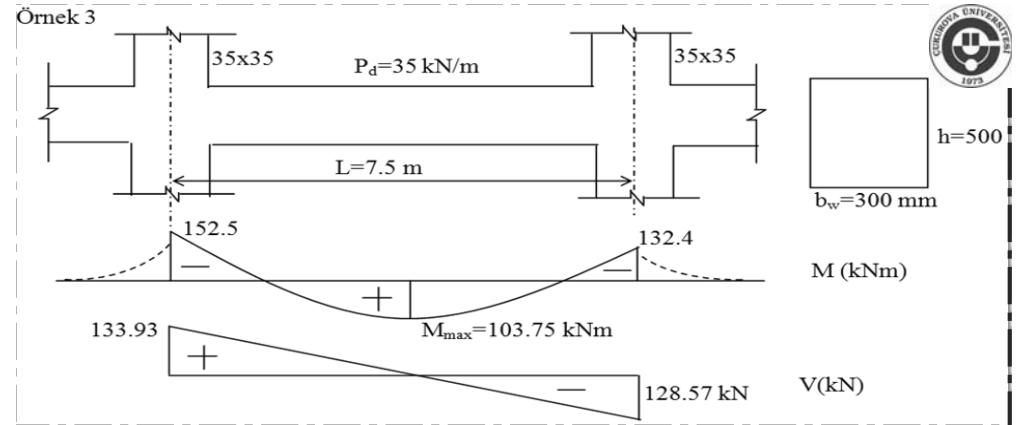
$$K_I = \frac{4.95}{f_{cd}} = 450 \text{ mm}^2/\text{kN}, \quad K = \frac{b_w d^2}{M_d} = \frac{300 \times 465^2}{136.87 \times 10^3} = 437 \text{ mm}^2/\text{kN} < K_I$$

Eğilmeye göre boyut yetersizdir!

Açıklık: $M_d = 103.75 \text{ kNm} (K > K_I)$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} j d} = \frac{103.75 \times 10^6}{365 \times 0.86 \times 465} = 710.8 \text{ mm}^2 \text{ Seçilen: } (2\phi 16 \text{ düz} + 2\phi 16 \text{ pilye} = 804 \text{ mm}^2)$$

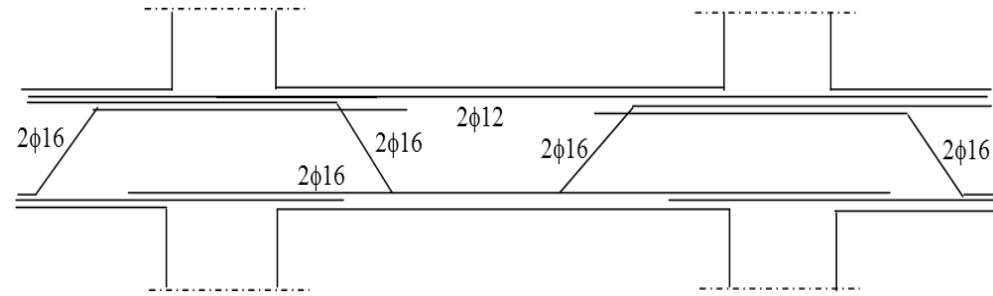
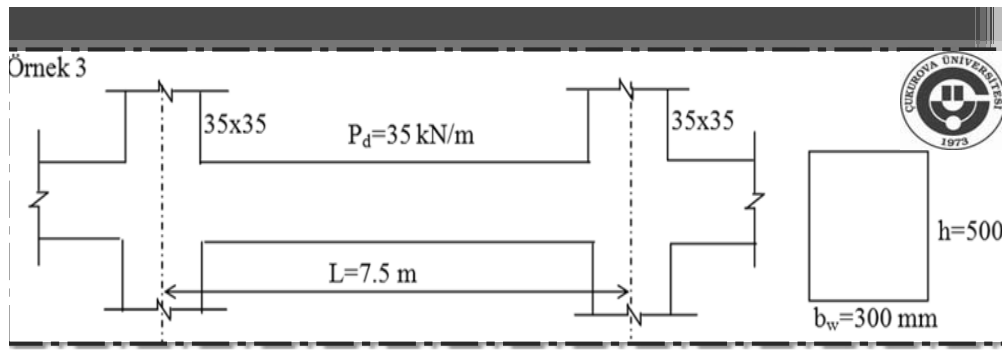
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} j d} = \frac{117.4 \times 10^6}{365 \times 0.86 \times 465} = 804.3 \text{ mm}^2$$

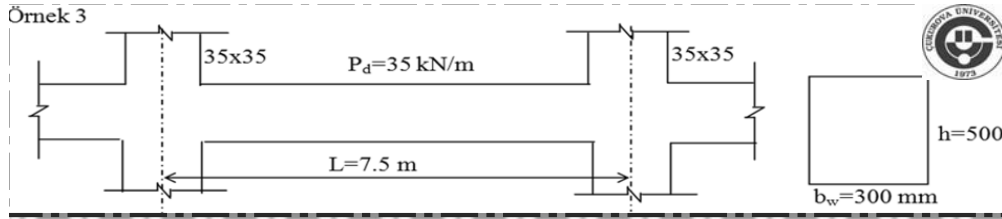
Mevcut: $4\phi 16 \text{ pilye} + 2\phi 12 \text{ montaj} = 1030 \text{ mm}^2 > 804.3 \text{ mm}^2$ Ek donatı gerekmez.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



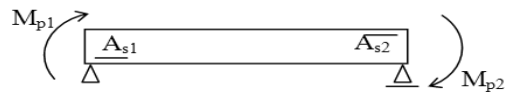
Şekil 5.13

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



b)

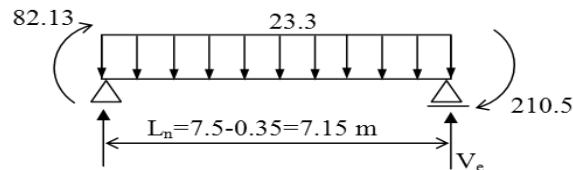
$$A_{s1}=2\phi 16=402 \text{ mm}^2, A_{s2}=4\phi 16+2\phi 12=1030 \text{ mm}^2$$



$$M_{r1}=A_{s1} f_{yd} 0.86 d=402 \times 365 \times 0.86 \times 465 \times 10^{-6}=58.67 \text{ kNm}$$

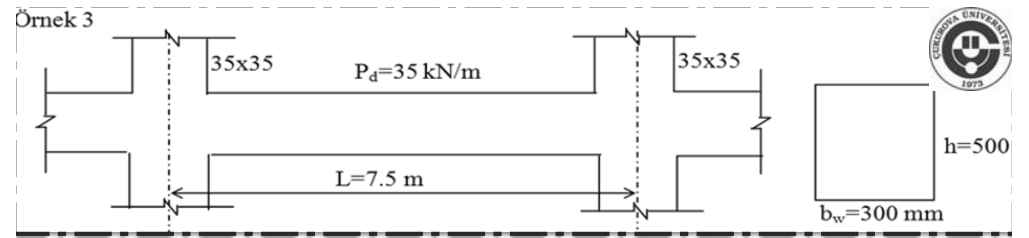
$$M_{r2}=A_{s2} f_{yd} 0.86 d=1030 \times 365 \times 0.86 \times 465 \times 10^{-6}=150.34 \text{ kNm}$$

$$M_{p1}=1.4 M_{r1}=82.13 \text{ kNm}, M_{p2}=1.4 M_{r2}=210.5 \text{ kNm}$$



Deprem durumunda;
 $P_e=P_d/1.5$
 $35/1.5=23.3 \text{ kN/m}$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Kesme hesabı:

$$V_d=V-P_d(d+\frac{a}{2})=133.93-35 \times (0.465+\frac{0.35}{2})=111.5 \text{ kN}$$

$$V_{cr}=0.65 f_{ctd} b_w d=0.65 \times 0.9 \times 10^{-3} \times 300 \times 465=81.6 \text{ kN}, V_c=0.8 V_{cr}=65.3 \text{ kN}$$

$$V_{max}=0.22 f_{ctd} b_w d=0.22 \times 11 \times 300 \times 465 \times 10^{-3}=337.6 \text{ kN}$$

$V_{cr} < V_d < V_{max}$ olduğundan etriye hesap ile bulunmalıdır.

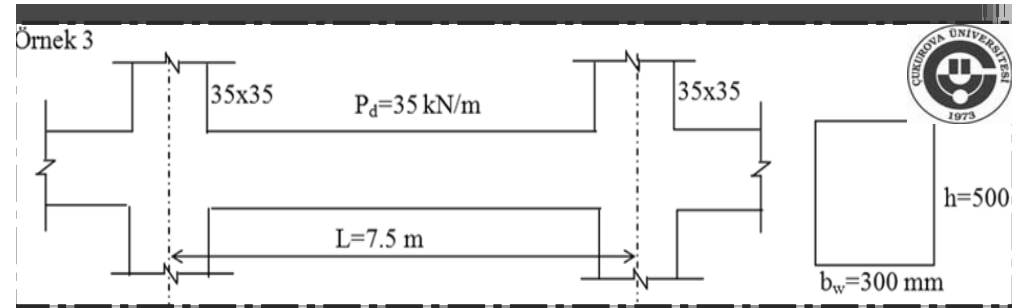
$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_d - 0.5 V_c}{f_{ywd} (d)} = \frac{(111.5 - 0.5 \times 65.3) \times 10^3}{191 \times 465} = 0.89 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\phi 8 \text{ için, } A_o = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi \times 8^2}{4} = 50.26 \text{ mm}^2, A_{sw}=2 \times A_o=100.5 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 0.89, \text{ buradan } s=112.9 \text{ mm bulunur. Etriye } \phi 8/11 \text{ cm.}$$

$$\phi 10 \text{ için } A_{sw}=157 \text{ buradan } s=176.4 \text{ mm Etriye } \phi 10/17.5$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



$$V_e = \frac{82.13 + 210.5}{7.15} + \frac{23.3 \times 7.15}{2} = 124.2 \text{ kN}$$

$V_e - V_{dy} > \frac{V_d}{2}$ olduğunu kabul ediyorum. Böylece $V_c=0$ alınacaktır.

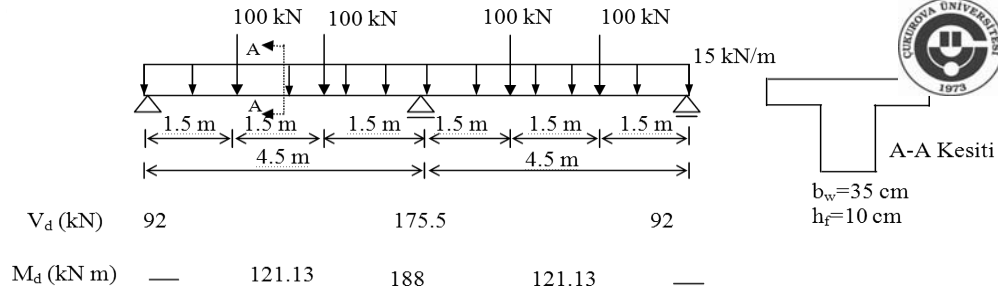
$$V'_{ec}=124.2 - 23.3 \times 0.465 = 113.37 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V'_{ec}}{f_{ywd} d} = \frac{113.37 \times 10^3}{191 \times 465} = 1.29 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$s = 121 \text{ mm} \rightarrow \phi 10/12 \text{ cm}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Örnek 4



Şekil 5.14

Şekil 5.14'te verilen sürekli kirişin boyutlarını belirleyerek eğilme ve kesme donatısını bulunuz. Mesnet genişliği, $a=30$ cm, malzeme C20, S420, etriyeler S220 ve paspayı=30 mm.

Çözüm:

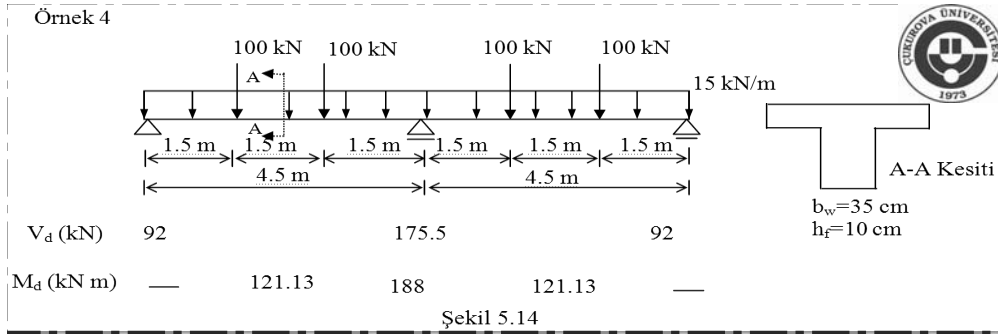
a) Ön tasarım: $M_d = M_d - V \frac{a}{3} = 188 - 175.5 \times \frac{0.3}{3} = 170.4$ kNm
Eğilme:

$$M_d = 170 \text{ kNm}, K = \frac{b_w d^2}{M_d} \quad K_i = \frac{4.95}{f_{cd}} = 380 \text{ mm}^2/\text{kN}$$

$b_w d^2 = 380 \times 170 \times 10^3$ $b_w = 350$ mm için $d = 429$ mm elde edilmektedir.

$b_w = 350$ mm ve $h = 500$ mm kabul edilir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Şekil 5.14

b) Kesin tasarım:

Eğilme hesabı:

$$(+M_d = 121.13 \text{ kNm} \quad (d = 470 \text{ mm}))$$

$$Jd = d - h_f/2 = 470 - 100/2 = 420 \text{ mm} < 0.9 \times d = 423 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} Jd} = \frac{121.13 \times 10^6}{365 \times 423} = 784.5 \text{ mm}^2 \text{ bulunur.}$$

Mesnet:

$$(-)M_d = M_d - V \frac{a}{3} = 188 - 175.5 \times \frac{0.3}{3} = 170.4 \text{ kNm}$$

$$A_s = \frac{170.4 \times 10^6}{365 \times 0.86 \times 470} = 1155 \text{ mm}^2$$

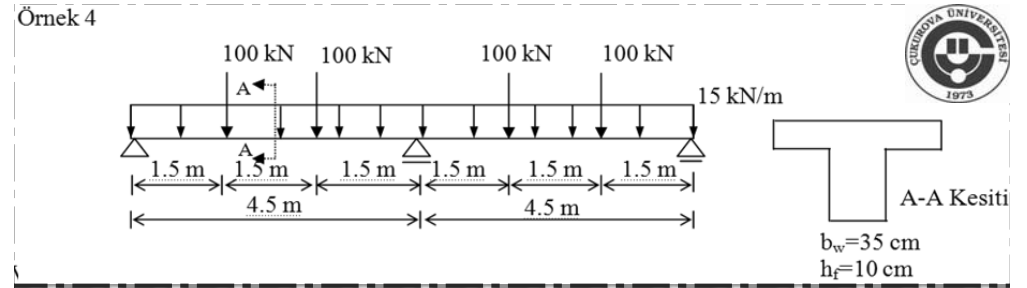
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Kesme:

$$b_w d = 0.9 V_d / f_{ctd} = 0.9 \times 175500 / 1.0 = 157950 \text{ mm}^2$$

$$b_w = 350 \text{ mm} \quad d = 452 \text{ mm}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Kesme hesabı:

$$V_d = V - P_d \left(d + \frac{a}{2} \right) = 175.5 - 15 \times \left(0.47 + \frac{0.3}{2} \right) = 166.2 \text{ kN}$$

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d = 0.65 \times 1 \times 10^{-3} \times 350 \times 470 = 106.93 \text{ kN}, \quad V_c = 0.8 V_{cr} = 85.54 \text{ kN}$$

$$V_{max} = 0.22 f_{cd} b_w d = 0.22 \times 13 \times 350 \times 470 \times 10^{-3} = 470.47 \text{ kN}$$

$V_{cr} < V_d < V_{max}$ olduğundan etriye hesap ile bulunmalıdır.

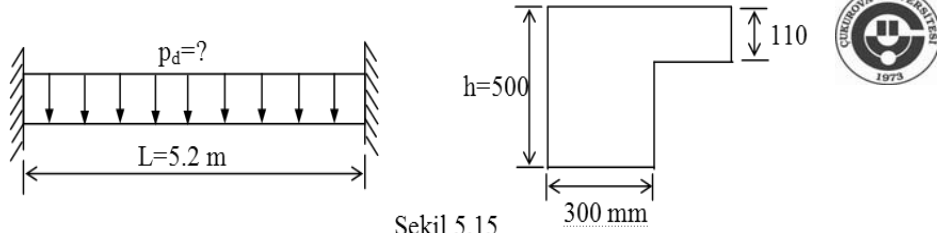
$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_d - 0.5 V_c}{f_{ywd} (d)} = \frac{(166.2 - 0.5 \times 85.54) \times 10^3}{191 \times 470} = 1.37 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\phi 10 \text{ için, } A_o = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi \times 10^2}{4} = 78.54 \text{ mm}^2, \quad A_{sw} = 2 \times A_o = 157.08 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 1.37, \text{ buradan } s = 114.6 \text{ mm bulunur. Etriye } \phi 10/11 \text{ cm.}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Örnek 5



Şekil 5.15

Şekil 5.15'te verilen ankastre kirişte minimum etriye bulundurulması durumunda kirişin taşıyabileceği yükü bulunuz ve eğilme hesabını yapınız. Malzeme C20, S420, etriyeler S220, paspayı=35 mm ve mesnet genişliği a=30 cm.

Çözüm:

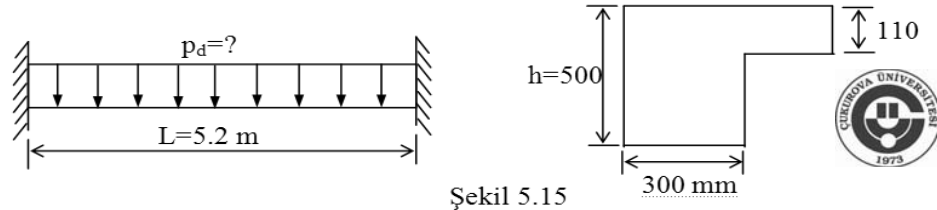
$$\min \frac{A_{sw}}{s} = 0.3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w, \quad \min \frac{A_{sw}}{s} = 0.3 \times \frac{1}{191} \times 300 = 0.471 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$V_{cr} = 0.65 \times 1 \times 10^{-3} \times 300 \times 465 = 90.67 \text{ kN}$$

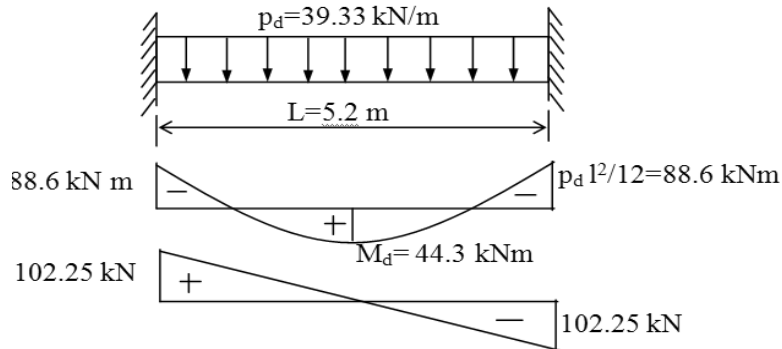
$$V_c = 0.8 V_{cr} = 72.5 \text{ kN}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Örnek 5



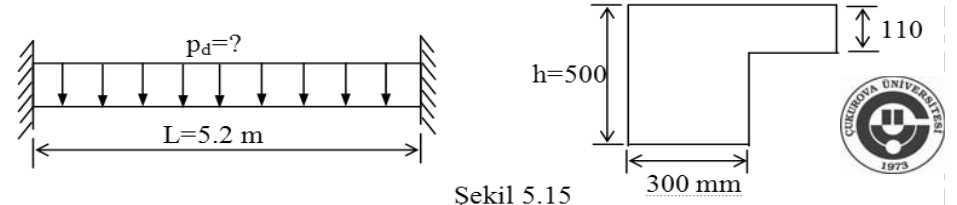
Şekil 5.15



Şekil 5.16

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Örnek 5



Şekil 5.15

$$\min \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_d - 0.5V_c}{f_{ywd} (d)}$$

$$0.471 = \frac{(V_d - 0.5 \times 72.5) \times 10^3}{191 \times 465} \quad \text{bu ifadeden } V_d = 78.08 \text{ kN olarak bulunur.}$$

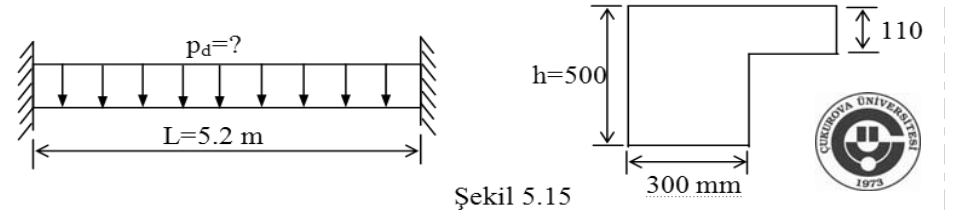
İki ucu ankastre kirişte kesme kuvveti $V = \frac{p_d L}{2}$ ve hesap kesme kuvvetinin mesnet yüzünden (d) kadar ötede olduğu dikkate alınır;

$$78.08 = \frac{p_d \times 5.2}{2} - p_d \times (0.465 + \frac{0.3}{2}) \quad \text{ifadesinden}$$

$$p_d = 39.33 \text{ kN/m elde edilir.}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Örnek 5



Şekil 5.15

$$(+)\ A_s = \frac{44.3 \times 10^6}{365 \times 0.9 \times 465} = 290 \text{ mm}^2 < \min A_s = 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} b_w d = 305.7 \text{ mm}^2$$

Seçilen donatı: 2φ14 düz+2φ14 pilye=616 mm² (Mesnette donatı ihtiyacından dolayı donatı bir miktar fazla seçilmiştir).

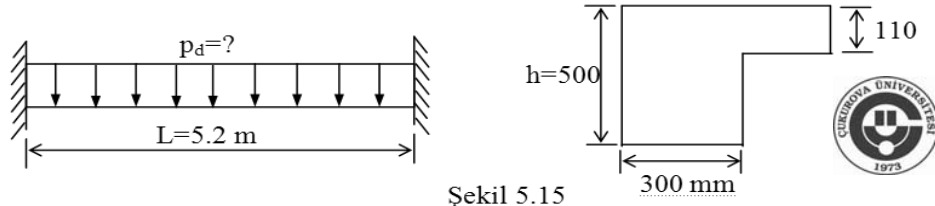
$$(-)\ M_d = 88.6 - 102.25 \times \frac{0.3}{3} = 78.37 \text{ kNm}$$

$$(-)\ A_s = \frac{78.37 \times 10^6}{365 \times 0.86 \times 465} = 536.9 \text{ mm}^2$$

Mevcut donatı: 2φ14 pilye+2φ12 montaj=535 mm² (Ek donatı gerekmez).

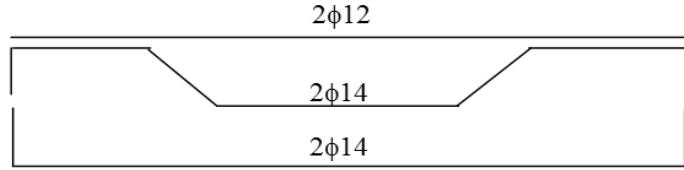
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Örnek 5



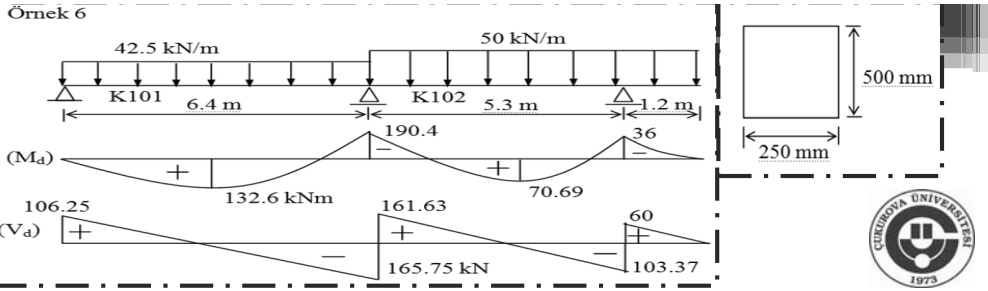
Şekil 5.15

Donatı detayı:



Şekil 5.17

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Örnek 6

Çözüm:

Eğilme hesabı:

$$K = \frac{b_w d^2}{M_d} = \frac{250 \times 460^2}{190.4 \times 10^3}, \quad K_1 = \frac{4.95}{f_{cd}} = 380 \text{ mm}^2/\text{kN}$$

Açıklık: (+) $M_d = 132.6 \text{ kNm}$, $K = \frac{b_w d^2}{M_d} = \frac{250 \times 460^2}{132.6 \times 10^3} = 399 \text{ mm}^2/\text{kN} > K_1$

$$(+)\ A_s = \frac{132.6 \times 10^6}{365 \times 0.86 \times 460} = 918.3 \text{ mm}^2 > \min A_s = 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} b_w d = 252 \text{ mm}^2$$

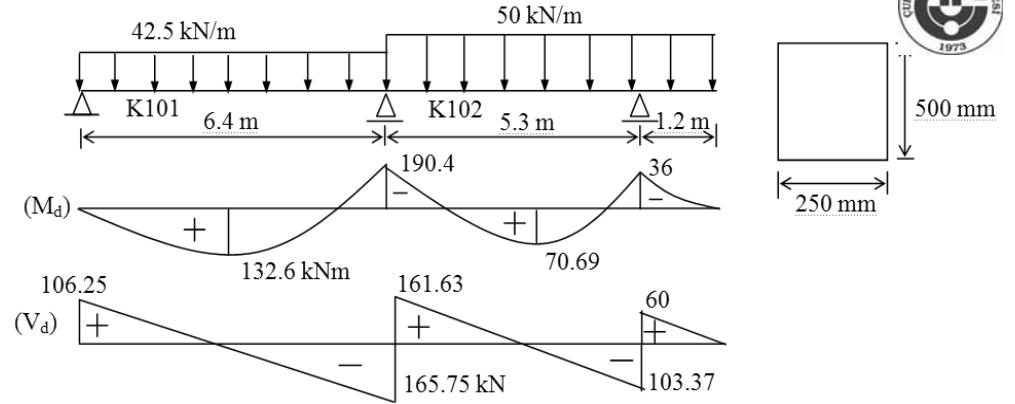
Seçilen donatı: 3φ16 düz + 2φ16 pilye = 1005 mm²

$$(+)\ A_s = \frac{70.69 \times 10^6}{365 \times 0.86 \times 460} = 489.5 \text{ mm}^2$$

Seçilen donatı: 2φ14 düz + 2φ14 pilye = 616 mm²

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Örnek 6



Şekil 5.18

Şekil 5.18'de verilen sürekli kirişin moment ve kesme kuvveti diyagramları verilmiştir. Buna göre sürekli kirişin eğilme ve kesme tasarımı yaparak 2018 DY'ne göre sıkılaştırma bölgesi etriye hesabını yapınız ve donatıyı şematik olarak gösteriniz. Malzeme C20, S420, etriyeler S220 ($f_{ctd} = 1 \text{ N/mm}^2$), mesnet genişliği, $a = 30 \text{ cm}$ ve paspayı = 40 mm.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Mesnet: $(-)\ M_d = M - V \frac{a}{3} = 190.4 - 161.63 \times \frac{0.3}{3} = 174.2 \text{ kNm}$

$$K = \frac{b_w d^2}{M_d} = \frac{250 \times 460^2}{174.2 \times 10^3} = 304 \text{ mm}^2/\text{kN} < K_1$$

$$M_1 = \frac{b_w d^2}{K_1} = \frac{250 \times 460^2}{380 \times 10^3} = 139.2 \text{ kNm}, \quad M_2 = M_d - M_1 = 174.2 - 139.2 = 35 \text{ kNm}$$

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd} j d} = \frac{139.2 \times 10^6}{365 \times 0.86 \times 460} = 964 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{M_2}{f_{yd} (d - d')} = \frac{35 \times 10^6}{365 \times (460 - 40)} = 228.3 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 1192.3 \text{ mm}^2, \quad A'_s = A_{s2} = 228.3 \text{ mm}^2$$

$$A_s (\text{mevcut}) = 2\phi 16 + 2\phi 14 + 2\phi 12 = 936 \text{ mm}^2 \text{ (Mesnette üst donatı)}$$

$$A_s (\text{ilave}) = 1192.3 - 936 = 256.3 \text{ mm}^2 \text{ Seçilen: } 2\phi 14 = 308 \text{ mm}^2 \text{ (İlave)}$$

$$A'_s = 228.3 \text{ mm}^2 \text{ mesnette altta } 2\phi 14 \text{ mevcut donatı yeterlidir, ek donatı gerekmez!}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Konsol mesnedi:

Emniyetli olması açısından mesnette moment azaltması yapılmadan donatı hesaplanacaktır.

$$A_s = \frac{36 \times 10^6}{365 \times 0.86 \times 460} = 249.3 \text{ mm}^2 > \min A_s$$

Açıklıktan gelen 2φ14 pilye ve 2φ12 montaj donatısı üstte yeterlidir.

K102 kirişi 2φ14 alt donatısı konsol boyunca devam ettirilir.

Kesme hesabı:

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d = 0.65 \times 1 \times 10^{-3} \times 250 \times 460 = 74.75 \text{ kN}, \quad V_c = 0.8 V_{cr} = 59.8 \text{ kN}$$

$$V_{max} = 0.22 f_{cd} b_w d = 0.22 \times 13 \times 250 \times 460 \times 10^{-3} = 328.9 \text{ kN}$$

K101

$$V_d = V - P_d \left(d + \frac{a}{2} \right) = 165.75 - 42.5 \times \left(0.46 + \frac{0.3}{2} \right) = 139.8 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_d - 0.5 V_c}{f_{ywd} (d)} = \frac{(139.8 - 0.5 \times 59.8) \times 10^3}{191 \times 460} = 1.25 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

φ10 için, $A_o = 78.54 \text{ mm}^2$, $A_{sw} = 2 \times A_o = 157.08 \text{ mm}^2$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 1.25, \text{ buradan } s = 125 \text{ mm bulunur. Etriye } \phi 10/12.5 \text{ cm.}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



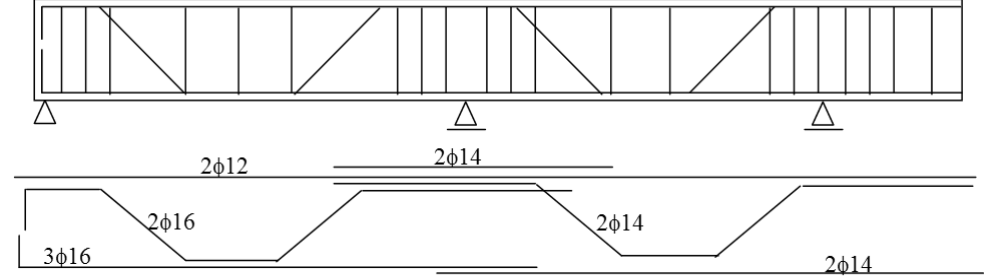
K102

$$V_d = V - P_d \left(d + \frac{a}{2} \right) = 161.63 - 50 \times \left(0.46 + \frac{0.3}{2} \right) = 131.13 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_d - 0.5 V_c}{f_{ywd} (d)} = \frac{(131.13 - 0.5 \times 59.8) \times 10^3}{191 \times 460} = 1.15 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Bu durumda etriye φ10/13.5 cm

Donatı detayı:



Şekil 5.19

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



2007 DY Sıklaştırma bölgesi etriye hesabı:

K101

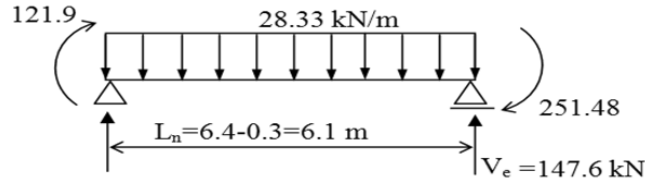
$$A_{s1} = 3\phi 16 = 603 \text{ mm}^2, \quad A_{s2} = 2\phi 16 + 4\phi 14 + 2\phi 12 = 1244 \text{ mm}^2$$



$$M_{r1} = A_{s1} f_{yd} 0.86 d = 603 \times 365 \times 0.86 \times 460 \times 10^{-6} = 87.06 \text{ kNm}$$

$$M_{r2} = A_{s2} f_{yd} 0.86 d = 1244 \times 365 \times 0.86 \times 460 \times 10^{-6} = 179.63 \text{ kNm}$$

$$M_{p1} = 1.4 M_{r1} = 121.9 \text{ kNm}, \quad M_{p2} = 1.4 M_{r2} = 251.48 \text{ kNm}$$



Deprem durumunda;

$$p_e = p_d / 1.5$$

$$p_e = 42.5 / 1.5 = 28.33 \text{ kN/m}$$

$$V_e - V_{dy} > \frac{V_d}{2} \text{ olduğunu kabul ediyorum. Böylece } V_c = 0 \text{ alınacaktır.}$$

$$V'_{ec} = V_e - (g + q)d$$

$$V'_{ec} = 147.6 - 28.33 \times 0.460 = 134.57 \text{ kN}$$

$$V'_{ec} < V_d = 139.8 \text{ kN}$$

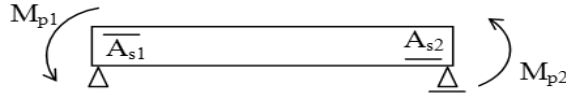
$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_d}{f_{ywd} d} = \frac{139.8 \times 10^3}{191 \times 460} = 1.59 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$s = 98.7 \text{ mm} \quad \phi 10/9.5 \text{ cm}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

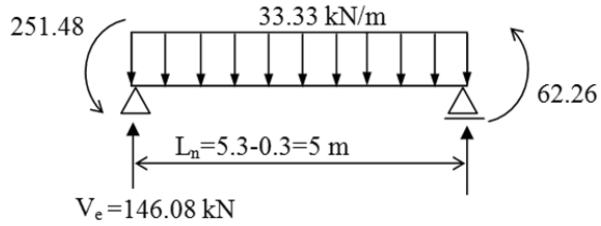
$$A_{s1}=2\phi 16+4\phi 14+2\phi 12=1244 \text{ mm}^2 \quad A_{s2}=2\phi 14=308 \text{ mm}^2,$$



$$M_{r1}=A_{s1} f_{yd} 0.86 d=1244 \times 365 \times 0.86 \times 460 \times 10^{-6}=179.63 \text{ kNm}$$

$$M_{r2}=A_{s2} f_{yd} 0.86 d=308 \times 365 \times 0.86 \times 460 \times 10^{-6}=44.47 \text{ kNm}$$

$$M_{p1}=1.4 M_{r1}=251.48 \text{ kNm}, \quad M_{p2}=1.4 M_{r2}=62.26 \text{ kNm}$$



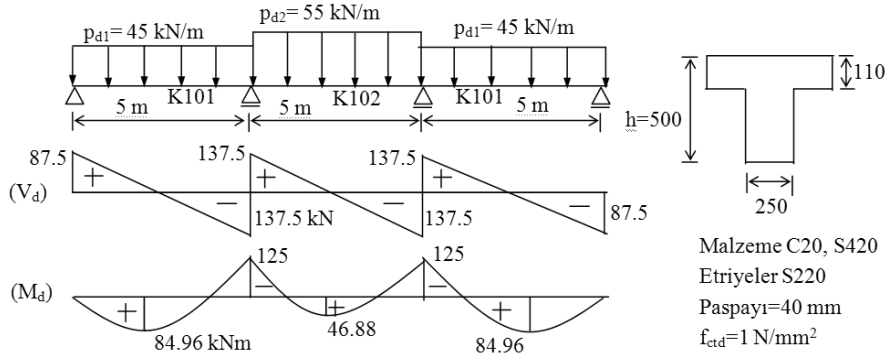
Deprem durumunda;

$$p_e=p_d/1.5$$

$$p_e=50/1.5=33.33 \text{ kN/m}$$

Çalışma Soruları

Soru 1



Şekil 5.26

Şekil 5.26'da verilen sürekli kirişin eğilme ve kesme donatısını hesaplayınız. K101 ve K102 kirişleri için 2018 DY'ne göre sıklaştırma bölgesi etriye hesabını yapınız ve donatıyı detaylandırınız.

Diyagramlarda verilen moment ve kesme kuvveti değerleri kolon yüzüne aittir. Beton kesme kuvveti katkısı $0.5V_c$ alınacaktır.

$$V_e - V_{dy} > \frac{V_d}{2} \quad \text{olduğundan } V_c=0 \text{ alınacaktır.}$$

$$V'_{ec}=V_e - (g + q)d$$

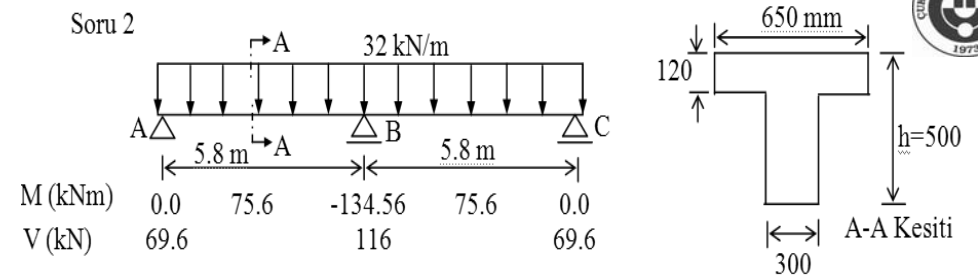
$$V'_{ec}=146.08 - 33.33 * 0.460 = 130.75 \text{ kN}$$

$$V'_{ec} < V_d = 131.13 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_d}{f_{ywd}d} = \frac{131.13 \cdot 10^3}{191 * 460} = 1.49 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$s = 105.2 \text{ mm} \quad \phi 10/10.5 \text{ cm}$$

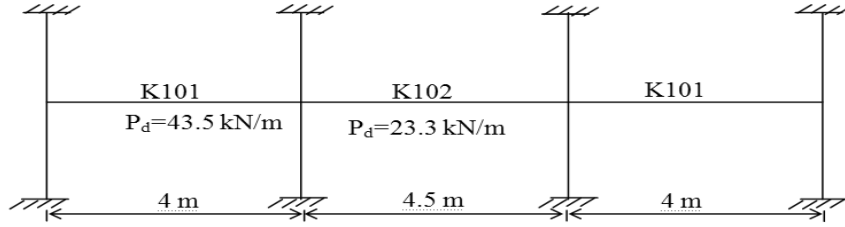
Soru 2



Şekil 5.27'de verilen kirişin eğilme ve kesme tasarımını yaparak, Türk Deprem Yönetmeliğine göre sarılma bölgesi etriye hesabını yapınız. Malzeme C25, S420, etriyeler S220, mesnet genişliği, $a=40 \text{ cm}$, paspayı=40 mm ve $f_{ctd}=1.2 \text{ N/mm}^2$. Beton kesme kuvveti katkısı $0.5V_c$ alınacaktır.

Diyagramlarda verilen moment ve kesme kuvveti değerleri kolon ortasına aittir.

Soru 3



		Kenar mesnet	Açıklık	Orta mesnet
K101	M(kN m)	44.7	34.8	60.0
	V(kN)	83.18	—	90.82
K102	M(kN m)	—	16.65	42.3
	V(kN)	—	—	52.4

Şekil 5.28

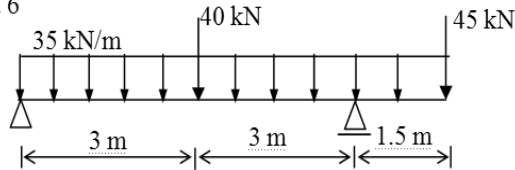
Şekil 5.28'de verilen çerçevenin;

- Eğilmeye göre dikdörtgen kesitli kirişin boyutlarını belirleyiniz.
- Dikdörtgen kesitli kiriş boyutunu 25x50 cm alarak eğilme ve kesme tasarımı yapınız.

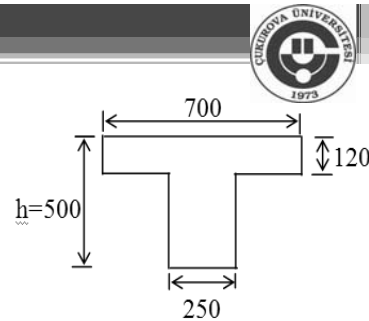
Malzeme C20, S420, etriyeler S220 ve paspayı=30 mm alınacaktır. Verilen tesirler kolon yüzündeki değerler olup, kesme hesabında pilyelerin katkısı dikkate alınmayıp beton katkısı %50 kabul edilecektir. K101 kirişi için ayrıca 2018 DY'ne göre de kesme hesabı yapılacaktır. Hesaplanan donatıyı şematik olarak gösteriniz.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Soru 6



Şekil 5.31

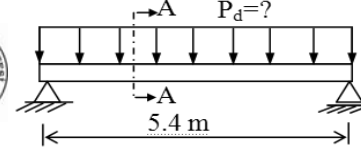


Şekil 5.31'de verilen kirişin boyutlarını kontrol ederek tasarımı yapınız.

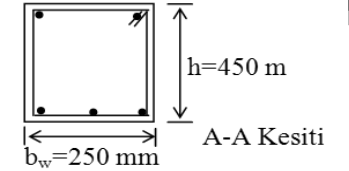
Donatı detayını şematik olarak gösteriniz ve 2018 DY'ne göre sıklaştırma bölgesi etriye hesabını yapınız. Malzeme C20, S420, etriyeler S220, mesnet genişliği, a=30 cm ve paspayı=40 mm.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Soru 4

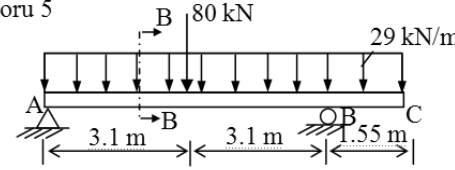


Şekil 5.29

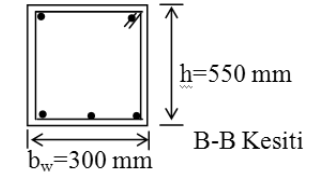


Şekil 5.29'da verilen kirişte $\phi 10/14$ cm etriye kullanılması durumunda kirişin taşıyabileceği yükü (P_d) bulunuz. Eğilme donatısını hesaplayarak donatıyı detaylandırınız. Malzeme C25, S420, Etriyeler S220, $f_{ctd}=1.2 \text{ N/mm}^2$ paspayı=35 mm. $V_c=0.5V_c$

Soru 5



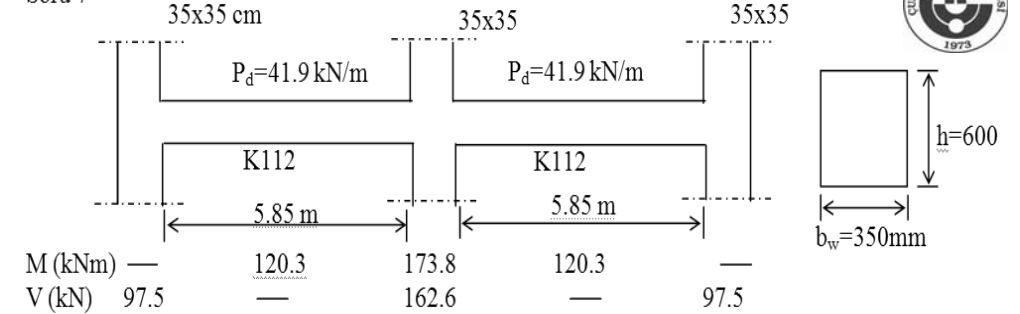
Şekil 5.30



Şekil 5.30'da verilen kirişin eğilme ve kesme tasarımı yaparak 2018 DY'ne göre sıklaştırma bölgesi etriye hesabını yapınız. Malzeme C20, S420, $f_{ctd}=1.0 \text{ N/mm}^2$ paspayı=40 mm. $V_c=0.5V_c$, mesnet genişliği, a=30 cm alınacaktır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Soru 7



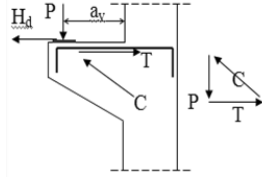
Şekil 5.32

Şekil 5.32'de verilen sürekli kirişin boyutlarını kontrol ediniz. Eğilme ve kesme donatısını hesaplayınız. Donatıyı seçerek kiriş üzerinde şematik olarak gösteriniz. Malzeme C16, S220, paspayı=40 mm.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

KISA KONSOLLAR

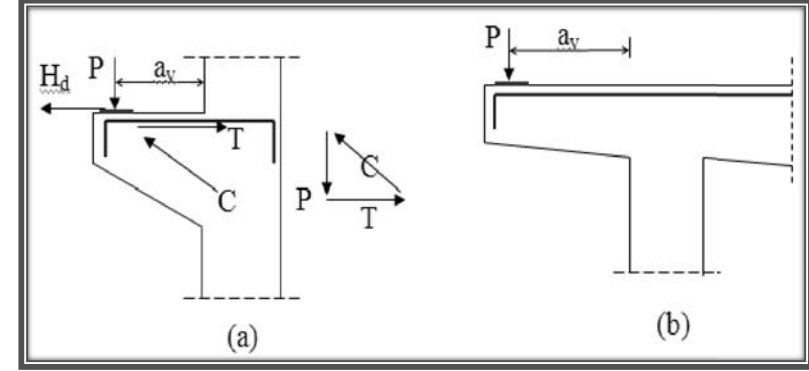
PROF. DR. CENGİZ DÜNDAR



Kısa konsola uygulanan yükün büyük bir bölümü, C olarak gösterilen beton basınç çubuğu ile mesnede aktarılır. P, C ve T den oluşan kuvvet poligonu incelendiğinde, konsol üstüne yerleştirilen çekme donatısındaki kuvvetin (T), beton gövdesinde oluşan C basınç kuvvetinin eğimine bağlıdır. Eğilmenin önemli olmaması nedeni ile T hemen hemen sabit kalacağından, sağda kolon yüzünden başlayarak, solda ise yük noktasının ötesinde yeterli kenetlenme boyunun sağlanması gerekmektedir.

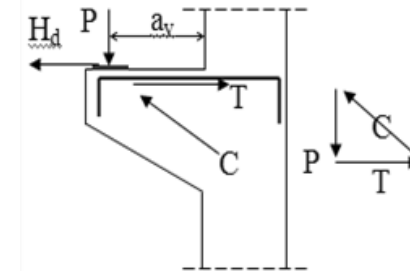
KISA KONSOLLAR

Konsol kirişlerin boyu, derinliklerine eşit veya az olduğundan bunlar “**kısa konsol**” olarak adlandırılır. Endüstriyel yapılarda ve köprülerde sık rastlanan kısa konsolların davranışı, kiriş davranışından oldukça değişiktir.



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Konsola oturan kirişlerde büzülme (rötre) ve sıcaklık değişimi nedeni ile oluşan ek zorlamaları dikkate alınmalıdır. Çok kısa konsollarda $a/d < 1.0$ Şekil (a)'da gösterilen dayanım poligonunun oluşması zordur. Bu tür konsollarda klasik anlamdaki kayma ve sürtünme rol oynar.



Özel önlem alınmayan durumlarda, konsola oturan kirişlerde sıcaklık değişimi ve büzülme gibi olaylar nedeni ile kısalma ve uzamalar, konsol üzerinde yatay kuvvetler oluştururlar, H_d . Bu yatay kuvvet için yük katsayısı **1.6** alınır. Her zaman çekme olarak hesaba katılacak olan bu yatay kuvvet, $0.2V_d$ değerinden daha küçük seçilemez.

Konsolun kesme dayanımı;

$$V_d \leq 0.22 f_{cd} b_w d$$

TS 500 Denk. (8.26)

değerini geçmemelidir.

Çok kısa konsollarda ($a/d < 1.0$) mesnetle kesme kuvveti yönünde çatlak oluşabilir. Bu durumda kırılma çatlak boyunca konsolun kesilmesi ile oluşur. Bu tür kırılma betonda ender rastlandığı söylenen kesme kırılmasıdır. Donatı bulunmadığı durumlarda dayanım çatlak yüzünde oluşan sürtünme kuvvetleri ile sağlanır. Bu tür kırılmaya karşı en etkili donatı şekilde A_{wf} olarak gösterilen kayma sürtünme donatısıdır.

$$A_{wf} = \frac{V_d}{f_{yd} \mu_f}$$

TS 500 Denk. (8.8)

V_d : Konsol mesnetindeki hesap kesme kuvveti

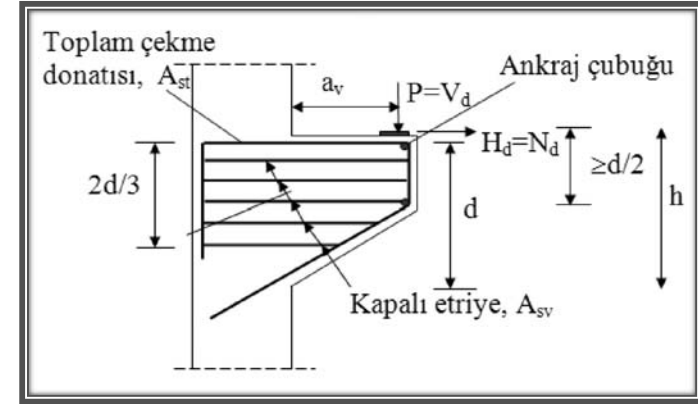
μ_f : Sürtünme katsayısı

Monolitik yapılarda $\mu_f = 1.4$

Prefabrik yapılarda $\mu_f = 1.0$

Kayma Sürtünme Dayanımı

Kısa konsollarda sürtünme kesmesi için hesap yapılmalıdır.



TS 500'de Kısa Konsol Hesabı

Toplam çekme donatısı (A_{st}), eğilme ve aksenal kuvvet (H_d) için hesaplanan donatıların toplamıdır.

$$A_{st} = (A_s + A_n) \geq \left(\frac{2}{3} A_{wf} + A_n \right) \quad \text{TS 500 Denk. (8.27)}$$

$$A_{st} \geq 0.05 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} b_w d$$

$$A_s = \frac{V_d a_v + H_d (h - d)}{f_{yd} (0.8) d} \quad \text{TS 500 Denk. (8.28)}$$

$$A_n = \frac{H_d}{f_{yd}} \quad H_d \geq 0.2 V_d \quad \text{TS 500 Denk. (8.29)}$$

olmalıdır.

Konsolun kiriş yüzünden $2d/3$ derinliğine kadar yayılan kapalı veya açık yatay etriyelerin kesit alanı olan A_{sv} , aşağıdaki değerden az olamaz.

$$A_{sv} \geq 0.5(A_{st} - A_n)$$

TS 500 Denk. (8.30)

$$V_r \geq V_d$$

A_{st} : Toplam çekme donatısı alanı

M_d : Konsol yüzündeki hesap momenti

d : Mesnet yüzündeki faydalı yükseklik

N_d : Konsola yük uygulayan kirişte büzülme ve ısı değişiminden doğandeformasyonlar nedeni ile konsola uygulanan yük.

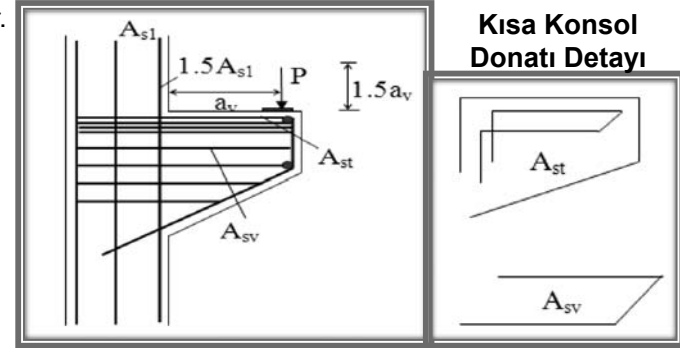
V_r : Kayma dayanımı

A_{sv} : Konsol eksenine paralele yerleştirilen kayma donatısı alanı.

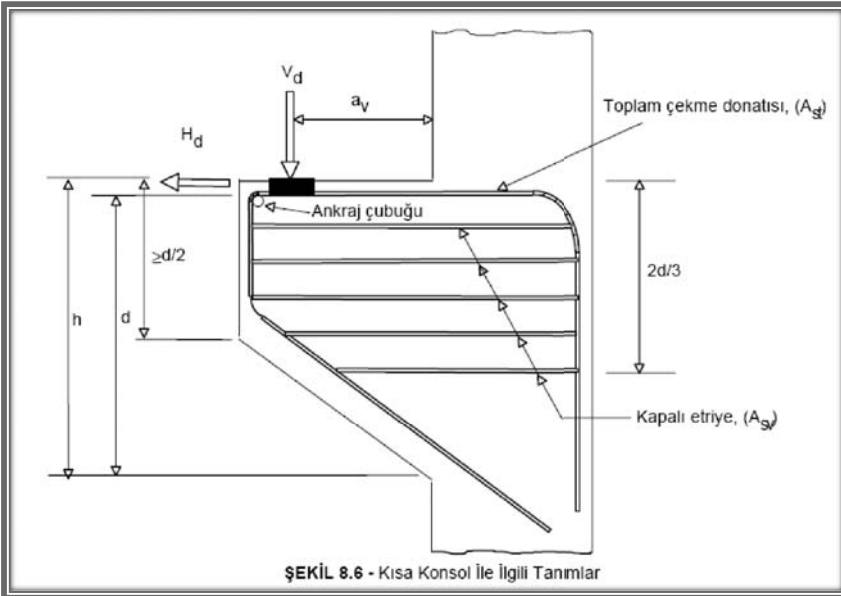
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Kolon yüzünde ölçülen konsol derinliği, yükün uygulandığı noktadaki derinliğin iki katını geçmemelidir. Çekme donatısı akmayı sağlamaya yeterli bir biçimde kenetlenmelidir. Bu amaçla, çekme donatısının çapı en az çekme donatısının çapına eşit bir ankraj çubuğuna yeterli bir biçimde kaynaklanması veya çekme donatısının U-biçimli firketelerden oluşturulması gereklidir. Bu ankraj çubuğunun veya firketenin taban bölümü (kapalı tarafı), yük alanının ötesine geçmelidir.

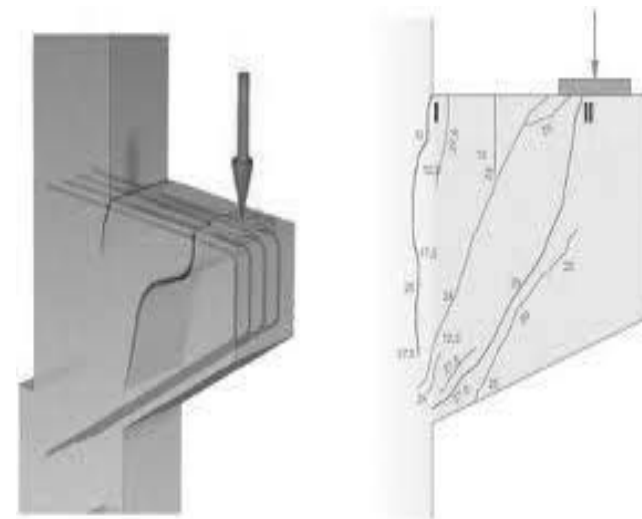


İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



ŞEKİL 8.6 - Kısa Konsol İle İlgili Tanımlar

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



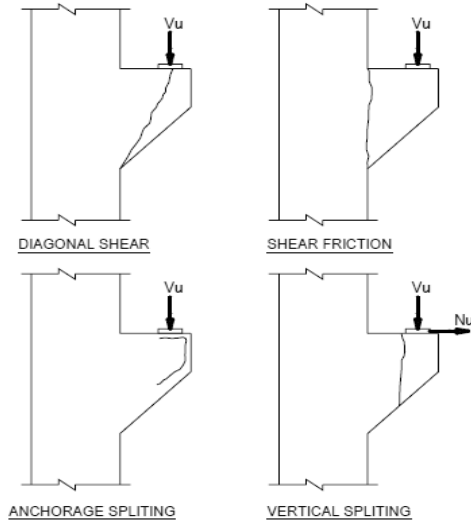
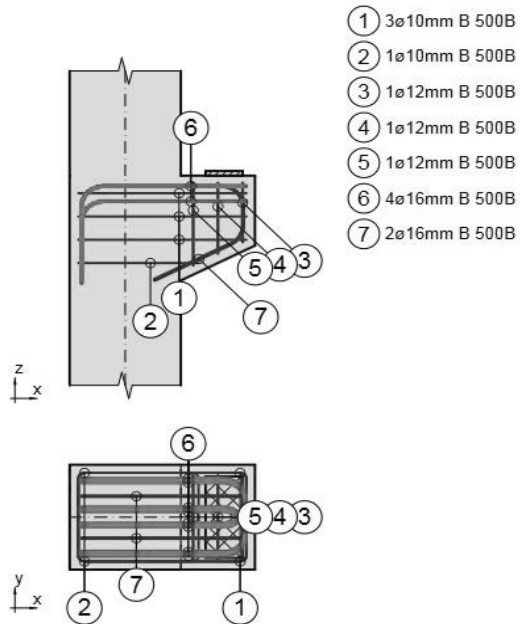
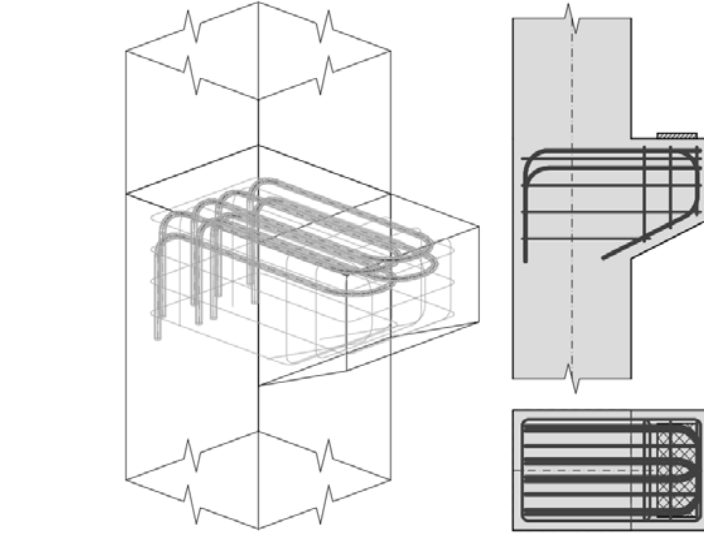
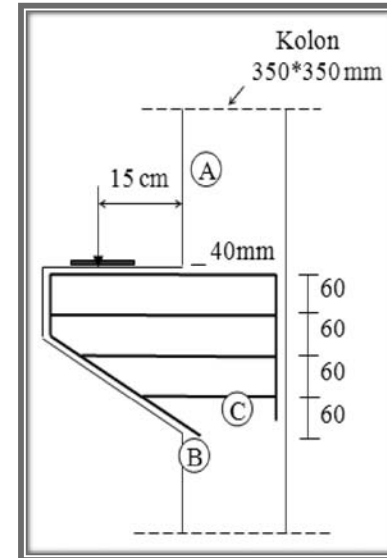


FIGURE 11.1 MODES OF FAILURE OF CORBEL



ÖRNEK



Bilinen:

$P_g=150$ kN, $P_q=200$ kN
(yalnız düşey yük söz konusu). Özel önlemlerle yük aktaran kirişlerin oluşturacağı eksenel kuvvet önlenmiş (H_d)

Malzeme C30, S420.

İstenen:

Konsolun boyutları ve donatı hesabı

ÇÖZÜM

$$V_d = 1.4 \cdot 150 + 1.6 \cdot 200 = 530 \text{ kN}, a = 15 \text{ cm}$$

$$M_d = 530 \cdot 0.15 = 79.5 \text{ kN m}$$

$$b_w d = \frac{V_d}{0.8 \cdot 0.22 f_{cd}} = \frac{530000}{0.8 \cdot 0.22 \cdot 20} = 150568 \text{ mm}^2$$

$b_w = 350 \text{ mm}$ ise $d = 430 \text{ mm}$ ($V_r = 0.8 V_{\max}$) kabulü için bu boyutlar yeterlidir.

$$(b_w/d = 350/430)$$

$$A_s = \frac{V_d \cdot a_v + H_d \cdot (h - d)}{f_{yd} (0.8) d} \quad H_d = 0$$

$$A_s = \frac{(530 \cdot 0.15) \cdot 10^6}{365 (0.8) 430} = 633.2 \text{ mm}^2$$



Donatı Detayı:

Çekme donatısı 691.47 mm^2 (A_{st})

$$\textcircled{B} \quad 2\phi 12 = 113 \cdot 2 = 226 \text{ mm}^2$$

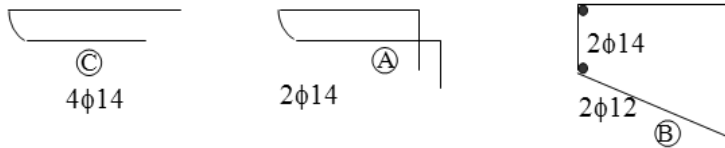
$$\textcircled{A} \quad 2\phi 14 \text{ (firkete)} = 2 \cdot 2 \cdot 154 = 616 \text{ mm}^2$$

$$+ \quad \text{_____}$$

$$842 \text{ mm}^2$$

Gövdedeki yatay kayma donatısı $A_{wf} = 1037.2 \text{ mm}^2$

$$4\phi 14 \text{ (firkete)} \textcircled{C} = 4 \cdot 2 \cdot 154 = 1232 \text{ mm}^2$$



$$A_n = \frac{H_d}{f_{yd}} = 0$$

$$A_{st} = (A_s + A_n) = 633.2 \text{ mm}^2$$

TS500'e göre;

$$A_{st} \geq 0.05 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} b_w d = 412.3 \text{ mm}^2 \quad \text{koşulu sağlanmaktadır.}$$

Kayma-Sürtünme dayanımı;

$$A_{wf} = \frac{V_d}{\mu f_{yd}} = \frac{530000}{1.4 (365)} = 1037.2 \text{ mm}^2$$

TS500'e göre;

$$A_{st} \geq \left(\frac{2}{3} A_{wf} + A_n \right) = 691.47 \text{ mm}^2 \quad \text{koşulu sağlanmamaktadır.}$$

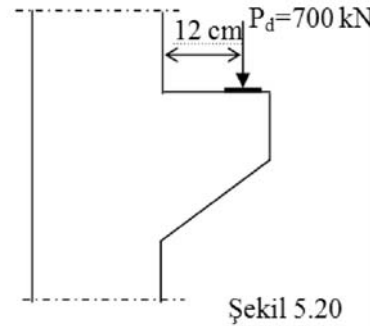
Bu durumda;

$$A_{st} = 691.47 \text{ mm}^2 \quad \text{alınmalıdır.}$$

$$A_{sv} \geq 0.5 (A_{st} - A_n) \quad \text{olmalıdır.} \quad A_{sv} = 345.7 \text{ mm}^2$$



Örnek



Şekil 5.20'de verilen kısa konsolda aksenal kuvvet özel önlemlerle önlenmiştir. Konsolun boyutlarını belirleyerek tasarımını yapınız ve donatıyı detaylandırınız. Malzeme C30, S420 ve paspayı=35 mm.

Çözüm:

a)

$$V_d = 700 \text{ kN}, \quad M_d = P_d (a) = 700 \cdot 0.12 = 84 \text{ kNm}$$

$$b_w d = \frac{V_d}{0.22 f_{cd}} = \frac{700 \times 10^3}{0.22 \times 20} = 159091 \text{ mm}^2$$

$$b_w = 350 \text{ mm için } d = 455 \text{ mm olur Seçilen } (b_w/h = 350/500)$$



b)

$$A_s = \frac{V_d a_v + H_d (h - d)}{f_{yd} (0.8)d}$$

$$A_s = \frac{(700 \times 120) \times 10^3}{365 \times 0.8 \times 465} = 618.6 \text{ mm}^2, A_n = \frac{H_d}{f_{yd}} = 0 \quad (H_d = 0)$$

$A_{st} = A_s + A_n = 618.6 \text{ mm}^2$ elde edilir.

TS500'e göre;

$$A_{st} \geq 0.05 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} b_w d \text{ olmalıdır.}$$

$$A_{st} = 618.6 \geq 0.05 \times \frac{20}{365} \times 350 \times 465 = 446 \text{ mm}^2$$

$$V_r = 0.22 f_{cd} b_w d = 716 \text{ kN} > 700 \text{ kN}$$

$$A_{wf} = \frac{V_d}{\mu f_{yd}} = \frac{700 \times 10^3}{1.4 \times 365} = 1370 \text{ mm}^2$$

TS500'e göre;

$$A_{st} \geq \frac{2}{3} A_{wf} + A_n \text{ olmalıdır. Yatay kuvvet olmadığından } A_n = 0$$

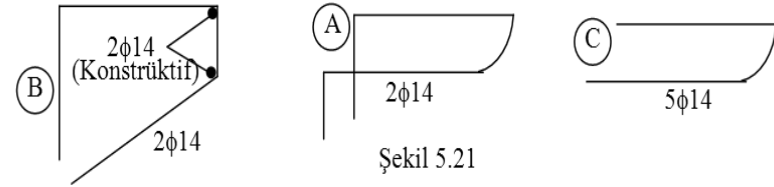
$$A_{st} \geq \frac{2}{3} \times 1370 = 913.3 \text{ mm}^2 > 618.6 \text{ mm}^2 \text{ olduğundan } A_{st} = 913.3 \text{ mm}^2 \text{ alınmalıdır.}$$

Detaylandırma:

$$\text{Çekme Donatısı} = 913.3 \text{ mm}^2, \text{ Seçilen } 2\phi 14 = 308 \text{ mm}^2 \text{ (B)}$$

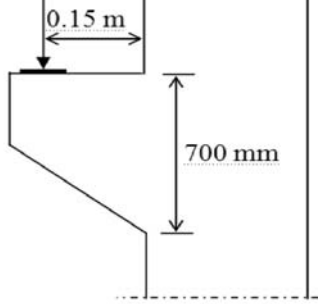
$$2\phi 14 \text{ (firkete)} = 2 \times 2 \times 154 = 616 \text{ mm}^2 \text{ (A)}$$

$$\text{Gövdedeki yatay kayma donatısı: } 5\phi 14 \text{ (firkete)} = 2 \times 5 \times 154 = 1540 \text{ mm}^2 \text{ (C)}$$



Örnek

$$P_d = 920 \text{ kN}$$



Şekil 5.22

Şekil 5.22'de verilen kısa konsolun;

a) Kolon yüzündeki derinliği 700 mm olduğuna göre gerekli (b_w) genişliğini bulunuz.

b) Donatı hesabını yapınız. Eksenel kuvvet özel önlemlerle önlenmiştir. Malzeme C25, S420 ve paspayı=40 mm.

Çözüm:

a)

$$V_d = 920 \text{ kN}, M_d = P(a) = 920 \times 0.15 = 138 \text{ kNm}$$

$$b_w = \frac{V_d}{0.22 f_{cd} d} = \frac{920 \times 10^3}{0.22 \times 17 \times 660} = 372.7 \text{ mm,}$$

$b_w = 400 \text{ mm}$ seçilir.

b)

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} 0.8 d} = \frac{138 \times 10^6}{365 \times 0.8 \times 660} = 716.06 \text{ mm}^2 = A_{st} \quad (A_n = 0)$$

TS500'e göre;

$$A_{st} \geq 0.05 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} b_w d \text{ olmalıdır.}$$

$$A_{st} = 716.06 \geq 0.05 \times \frac{17}{365} \times 400 \times 660 = 614.8 \text{ mm}^2$$

$$V_r = 0.22 f_{cd} b_w d = 987.36 \text{ kN} > 920 \text{ kN}$$

$$A_{wf} = \frac{V_d}{\mu f_{yd}} = \frac{920 \times 10^3}{1.4 \times 365} = 1800 \text{ mm}^2$$

TS500'e göre;

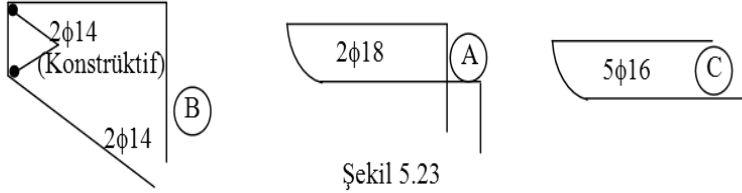
$$A_{st} \geq \frac{2}{3} A_{wf} + A_n \text{ olmalıdır. Yatay kuvvet olmadığından } A_n = 0$$

$$A_{st} \geq \frac{2}{3} \times 1800 = 1200 \text{ mm}^2 > 716.06 \text{ mm}^2 \text{ olduğundan } A_{st} = 1200 \text{ mm}^2 \text{ alınmalıdır.}$$

Detaylandırma:

Çekme Donatısı=1200 mm², Seçilen 2φ14=308 mm² (B)
2φ18 (firkete)=2×2×254=1016 mm² (A)

Gövdedeki yatay kayma donatısı, A_{wf}=1800 mm²
5φ16 (firkete)=2×5×201=2010 mm² (C)



Şekil 5.23

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$A_s = \frac{V_d a_v + H_d (h - d)}{f_{yd} (0.8)d}$$

$$A_s = \frac{(710 \times 140 + 142 \times 50) \times 10^3}{365 \times 0.8 \times 600} = 607.9 \text{ mm}^2$$

$$A_n = \frac{H_d}{f_{yd}} = \frac{142 \times 10^3}{365} = 389 \text{ mm}^2$$

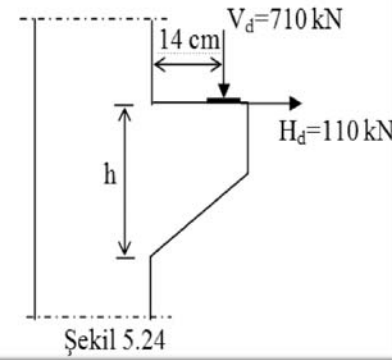
A_{st}=A_s+A_n=996.9 mm² elde edilir.

$$A_{st} = 996.9 \geq 0.05 \times \frac{17}{365} \times 400 \times 600 = 558.9 \text{ mm}^2 \text{ Uygun.}$$

$$A_{wf} = \frac{V_d}{\mu f_{yd}} = \frac{710 \times 10^3}{1.4 \times 365} = 1389.4 \text{ mm}^2$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Örnek



Şekil 5.24

Şekil 5.24'te verilen kısa

konsolun;

a) Boyutlarını belirleyiniz

b) Donatı hesabını yapınız ve donatıyı detaylandırınız.

Malzeme C25, S420 ve paspayı=50 mm.

Çözüm:

$$V_d = 0.8 V_r \quad 710 \times 10^3 = 0.8 \times 0.22 \times 17 (b_w) d$$

b_w=400 mm seçilirse d=593 mm elde edilir.

Seçilen boyut b_w=400 mm ve h=650 mm.

$$H_d = 0.2 \times 710 = 142 \text{ kN} > 110 \text{ kN}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$A_{st} \geq \frac{2}{3} A_{wf} + A_n \text{ olmalıdır.}$$

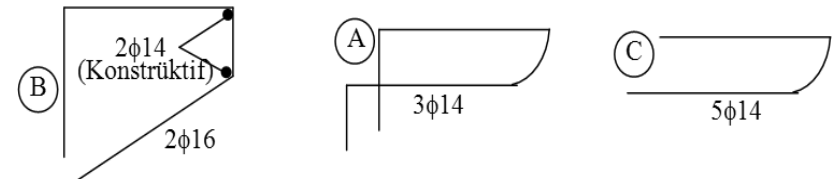
$$A_{st} = 996.9 \geq \frac{2}{3} \times 1389.4 + 389 = 1315.3 \text{ mm}^2$$

Bu durumda A_{st}=1315.3 mm² olarak alınır.

$$A_{sv} \geq 0.5(A_{st} - A_n) = 463 \text{ mm}^2$$

Detaylandırma:

Çekme Donatısı= 1315.3 mm², Seçilen 2φ16=402 mm² (B)
3φ14 (firkete)=3×2×154=924 mm² (A)
Gövdedeki yatay kayma donatısı: 5φ14 (firkete)=5×2×154=1540 mm² (C)

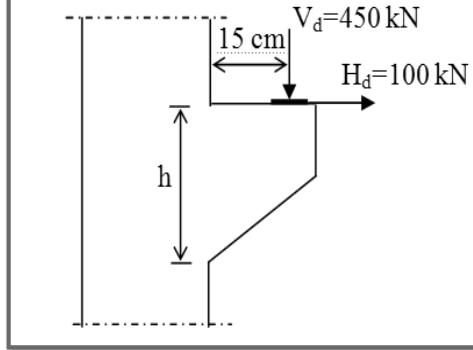


Şekil 5.25

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Çalışma Soruları

Soru



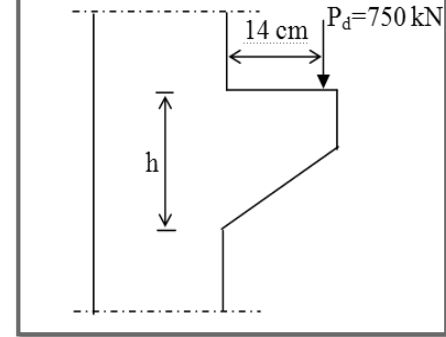
Şekilde verilen kısa konsolda $b_w = 350 \text{ mm}$, $h = 500 \text{ mm}$, paspayı = 50 mm ve Malzeme C25, S420 olduğuna göre, konsolun boyutlarını kontrol ederek donatı hesabını yapınız ve donatıyı detaylandırınız.



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Çalışma Soruları

Soru



- Şekilde verilen kısa konsolu boyutlandırınız.
- $b_w = 300 \text{ mm}$, $d = 600 \text{ mm}$ olarak konsolun donatı hesabını yapınız ve donatı detaylarını çizin. Malzeme C25, S420 ve paspayı = 50 mm.



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

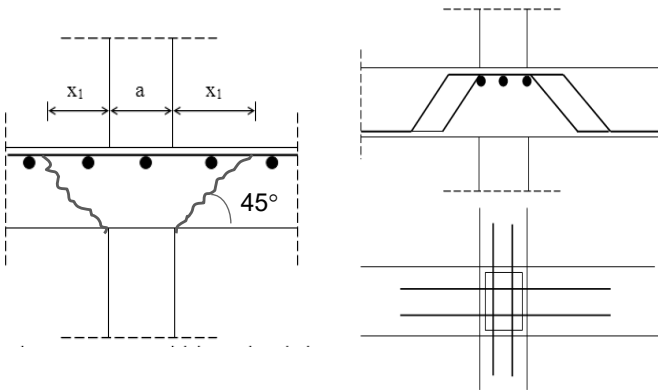


ZİMBALAMA ETKİSİ

PROF. DR. CENGİZ DÜNDAR

Asal çekme gerilmeleri genelde plak düzlemine 45° lik bir açı yaptığından, çatlaklar da 45° lik bir eğim ile oluşur. Önlem olarak özel kayma donatısı kullanıldığında bu eğimin azaldığı gözlenmiştir.

Zımbalama dayanımını arttırmak için, özel zımbalama donatısı kullanılabilir.



ZİMBALAMA ETKİSİ

Döşemelerin doğrudan kolonlar tarafından taşındığı kirişsiz döşeme sistemlerinde, kolon yöresinde oluşan asal çekme gerilmeleri oldukça yüksek çıkabilir ve betonun çekme dayanımını aşabilir. Bu sorun betonarme kirişlerdeki eğik çekme sorununa çok benzer. Ancak kirişsiz döşemelerde kolonlar yöresindeki asal gerilmeler nedeni ile oluşan bu eğik çekme sorunu kirişlerdekine oranla daha karmaşıktır. Çünkü plaklardaki gerilme durumu üç boyutludur. Tekil betonarme sömelerde de kolonun sömel plağına uyguladığı yük nedeniyle aynı sorun oluşmaktadır.

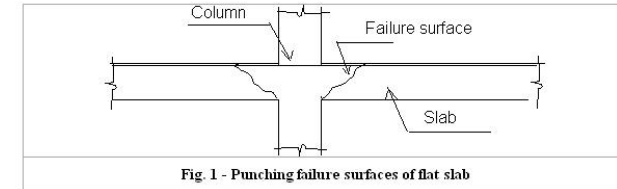


Fig. 1 - Punching failure surfaces of flat slab

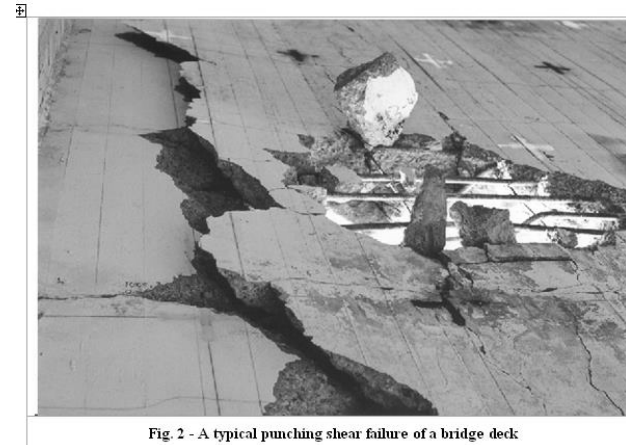


Fig. 2 - A typical punching shear failure of a bridge deck

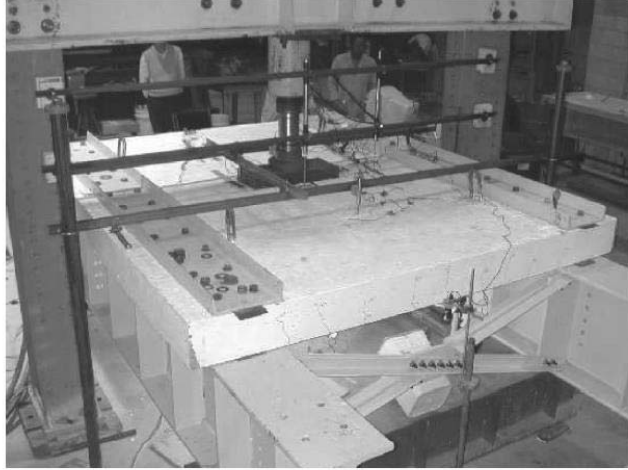


Fig. 1— Test set-up [El-Gamal et al. 2004].

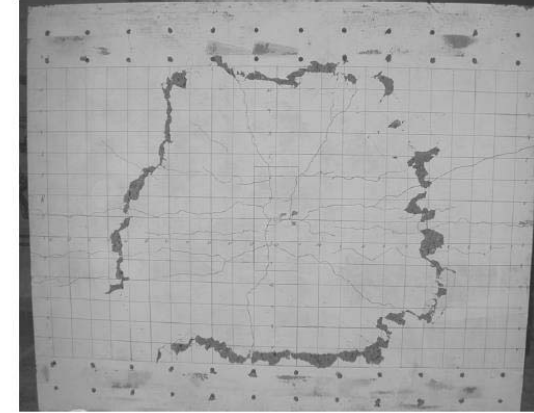


Fig. 2— Typical punching shear failure [El-Gamal et al. 2004].

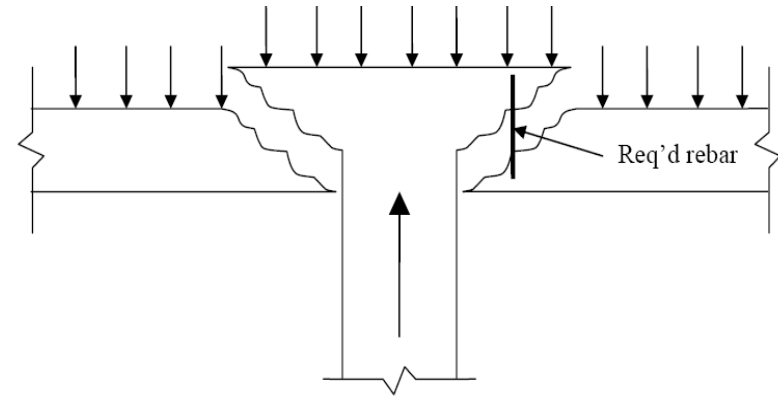


Picture shows a reality of punching failure of a flat plate by impact load





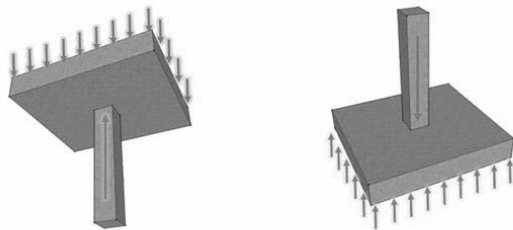
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

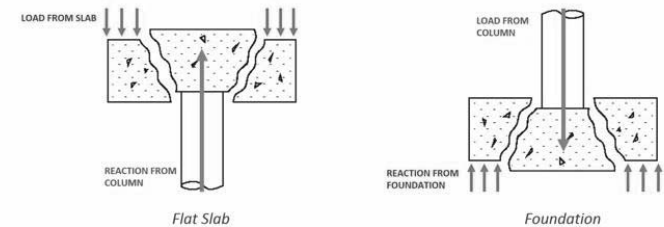
WHAT IS PUNCHING SHEAR?

- Punching Shear is a **brittle** failure mode which occurs when a load is applied to a small area of a concrete section i.e. a concentrated load
- e.g. Columns supporting flat slabs, pad foundations



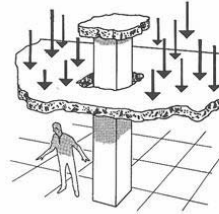
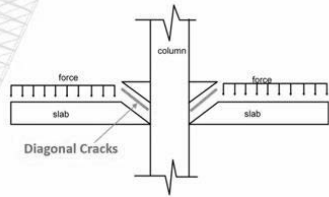
WHAT IS PUNCHING SHEAR?

- For Slabs: Failure occurs due to the reaction of the column against the slab
- For Columns Failure occurs due to the reaction from the foundation against the column

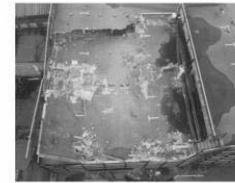


PUNCHING SHEAR FAILURE

- Diagonal tensile cracks form a failure surface around the loaded area of the slab. The failure occurs along a truncated cone shape in the structure



EXAMPLE OF PUNCHING SHEAR FAILURE



Piper's Row Car Park, Wolverhampton, UK 1997 (built in 1955)

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



PIPER'S ROW CAR PARK

- Punching Shear failure at one column led to the progressive collapse at 8 adjacent columns which failed in a similar manner
- Entire 400 space Car Park had to be knocked and re-built

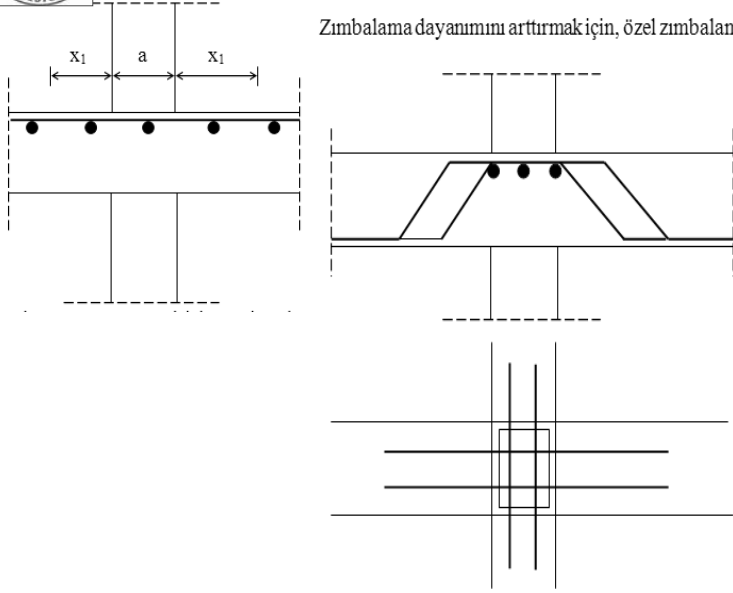


TS500' de kalınlığı 25 cm' den az olan döşemelerde zımbalama donatısı kullanılmasına izin verilmez. $h \geq 25$ cm olan döşemelerde ise gerekli zımbalama donatısı alanı hesaplanırken donatı hesap gerilmesinin f_{yd} yerine $0.5f_{yd}$ alınması önerilir. Bu durum ise zımbalama donatısının %50 etkili olduğu kabul edildiği anlamına gelir.

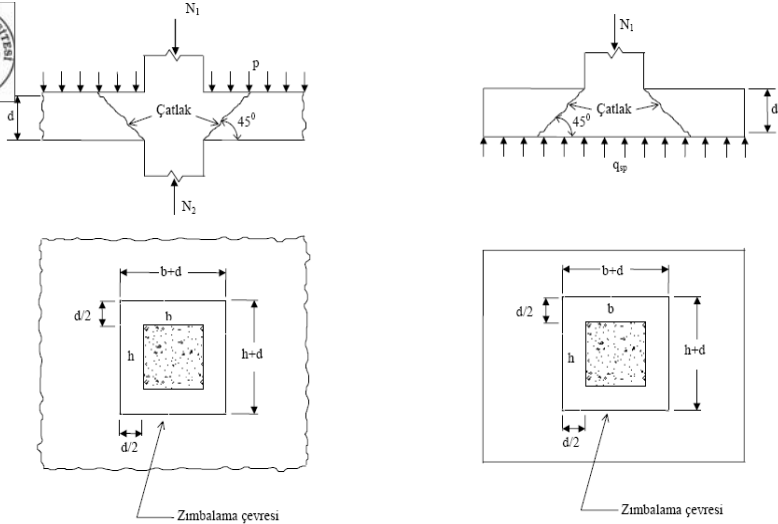
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Zımbalama dayanımını arttırmak için, özel zımbalama donatısı kullanılabilir.



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



$$V_{pd} = N_2 - N_1 - F_s$$

$$F_s = p(b+d)(h+d)$$

a. Kirişsiz Döşeme

$$V_{pd} = N_1 - F_s$$

$$F_s = q_p(b+d)(h+d)$$

b. Temel

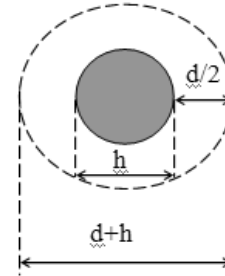
ŞEKİL 8.2 - Zımbalama Bölgesi Özellikleri ve Tasarım Zımbalama Kuvveti

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Betonarme Plakların Zımbalama Dayanımı:

Zımbalama donatısı bulunmayan betonarme plaklardaki zımbalama gerilmesi plağa uygulanan kesme kuvvetini zımbalama alanına bölünerek bulunur. Zımbalama dayanımı ise beton çekme dayanımı zımbalama alanı ile çarpılarak hesaplanır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



$$F_s = p \frac{\pi(d+h)^2}{4}$$

$$A_p = U_p(d)$$

A_p : Zımbalama alanı

U_p : Zımbalama çevresi

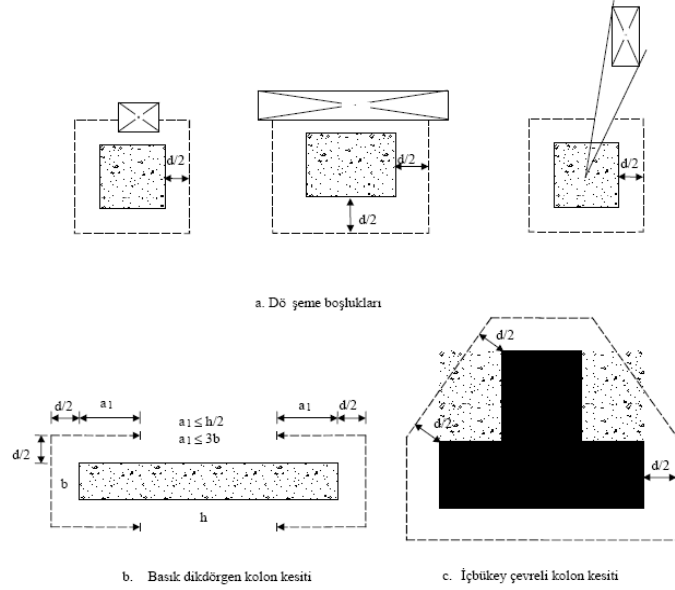
Bu durumda zımbalama dayanımı;

$$V_{pr} = A_p f_{ctd} = U_p d f_{ctd}$$

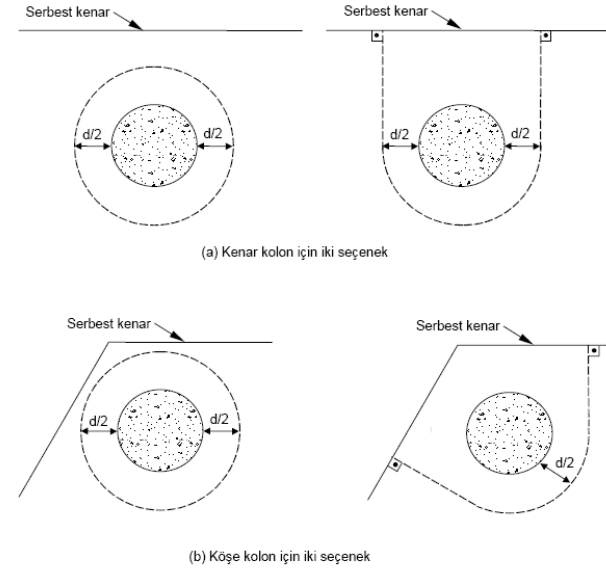
Kenar kolonlar ve geometrisi dikdörtgenden değişik kesitler için zımbalama çevresinin hesabı:

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

ŞEKİL 8.4 - Özel Durumlarda Zımbalama Çevresi



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



ŞEKİL 8.5 - Kritik Kesit Seçenekleri

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Plâğa kolon çevresinde uygulanan toplam kuvvet V_d olarak gösterilirse, zımbalama güvenliği aşağıdaki koşulun sağlanması olarak tanımlanabilir.

$$V_{pr} \geq V_d$$

TS 500 Denk. (8.20)

Plâğa uygulanan kuvvet V_d , hesaplanırken, kolonlardan döşemeye aktarılan momentin bir bölümünün oluşturacağı kesme kuvvetleri de dikkate alınmalıdır. Momentin olmadığı veya ihmal edilebilir düzeyde olduğu durumlarda V_d hesaplanırken, zımbalama çevresi içinde kalan yayılı yük, hesap kesme kuvvetinden çıkarılmalıdır.

$$V_d = F_d - F_a$$

F_d : Sömelde kolon eksenel yükü, döşemelerde ise alt ve üst kolonların eksenel yüklerinin farkıdır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$F_d = F_2 - F_1$$

Zımbalama alanı içine düşen yükü simgeleyen F_a nın nasıl bulunacağı bir önceki şekilde açıklanmıştır.

Daha önce, V_d hesap kuvvetinin momentler nedeni ile oluşan kesme kuvvetini de içermesi gerektiği söylenmişti. V_d nin moment etkisi içermesi yerine V_{pr} ile belirlenen zımbalama dayanımının belirli bir katsayı ile azaltılması uygulanacaktır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



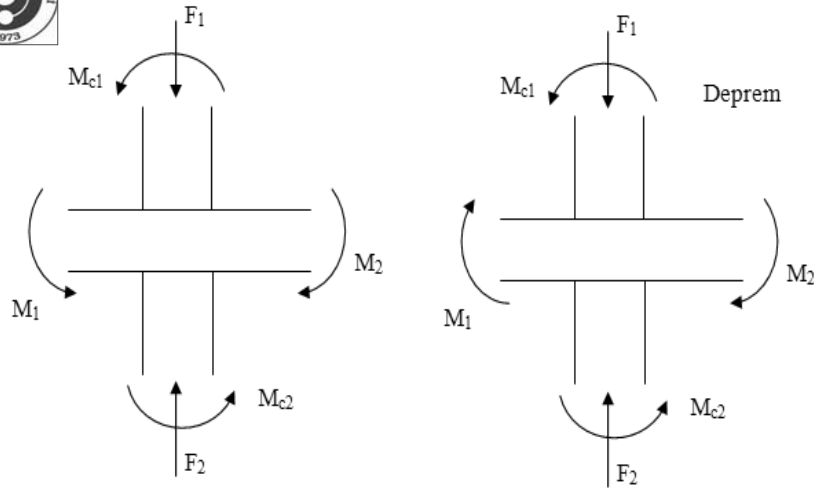
TS500 de (V_d), $V_d=F_d-F_a$ ile hesaplanır.

V_{pr} ise ; $V_{pr}=\gamma(U_p) d f_{ctd}$

TS 500 Denk. (8.21)

γ : Moment etkisi altında zımbalama dayanımını azaltan katsayı ($\gamma \leq 1$). Momentin sıfır veya ihmal edilebilecek düzeyde olduğu durumlarda $\gamma=1$ alınmalıdır.

Dikdörtgen kesitli kolonlar: $\gamma = \frac{1}{1 + 1.5 \frac{e_x + e_y}{\sqrt{b_1 b_2}}}$ **TS 500 Denk. (8.24)**



$$M_2 > M_1, e = \frac{M_2 - M_1}{F_2 - F_1}$$

$$e = \frac{M_2 + M_1}{F_2 - F_1}$$

Dairesel kesitli kolonlar:

$$\gamma = \frac{1}{1 + \frac{2e}{d+h}}$$

TS 500 Denk. (8.25)

e, e_x, e_y : Dışmerkezlilik hesaplanırken sömelerde kolon momentinin %40' ı temel alınmalıdır. Döşemelerde ise kolon iki yüzünde döşemenin dengelenmemiş momentinin %40 ı dış merkezliğin hesaplanmasında temel alınmalıdır.

b_1, b_2 : Zımbalama çevresinin boyutları.

d : Döşeme faydalı yüksekliği.

h : Dairesel kolonun çapı.



Döşemede kolon yüzüne bitişik veya yakın boşlukların bulunduğu durumlarda, zımbalama çevresini azaltmak gerekir. TS500 de, kolon ekseninden boşluğa teğet iki doğru çizilmesi ve zımbalama çevresinin iki teğet arasında kalan bölümün dikkate alınmaması önerilir. Kolon yüzünden (5d) den daha uzakta bulunan boşluklar dikkate alınmayabilir.

Döşeme ve Tekil Sömelerde Zımbalama Güvenliği ile İlgili Yapılması Gereken İşlemler:

- Zımbalama yükü hesaplanır.

$$V_d = F_d - F_a$$

$$F_d = F_2 - F_1 \quad (\text{yük katsayısı uygulanmış yükler})$$

$$F_a = p(b_1)(b_2) \text{ veya } F_a = q_{sp}(b_1)(b_2)$$



•Zımbalama çevresi (U_p) kolon yüzünden ($d/2$) uzaklığında hesaplanır.

Dikdörtgen kolon için:

$$U_p = 2(b_1 + b_2), \quad b_1 = h + d, \quad b_2 = b + d \quad (\text{delikler dikkate alınmalıdır}).$$

•Döşemenin dengelenmemiş momentinin %40'ını temel alarak, dış merkezlik veya dış merkezlikleri hesaplanır.

$$e = \frac{M_2 + M_1}{F_2 - F_1}$$

• γ katsayısı hesaplanır.

•Betonun hesap çekme dayanımı f_{ctd} belirlenir.

•Zımbalama dayanımı hesaplanır.

$$V_{pr} = \gamma f_{ctd} U_p d$$

•Eğer $V_{pr} \geq V_d$ ise, zımbalama güvenliği sağlanmıştır.



Zımbalama Donatısı:

Zımbalama donatısında $f_{yd} = 0.5f_{yd}$ ve $V_d \leq 1.5V_{pr}$ koşulunun sağlanması önerilmiştir. Pilyelerden oluşan zımbalama donatısı hesabında, betonca karşılanamayan kesme kuvveti temel alınmalıdır. Gerekli pilye alanı (iki dik yöndeki pilye alanlarının toplamı) A_{sb} ile gösterilirse;

$$A_{sb} = \frac{V_d - V_{pr}}{0.5 f_{yd}} = \frac{(F_d - F_a) - V_{pr}}{0.5 f_{yd}} \quad \text{denklemler ile bulunur.}$$



•Eğer $V_{pr} < V_d$ ise, döşeme kalınlığı veya kolon boyutlarını büyütürsek $V_{pr} \geq V_d$ koşulu sağlanır. Deprem momentleri nedeni ile $V_{pr} < V_d$ ise, zımbalama donatısı kullanarak güvenlik sağlanır. Ancak $V_d \leq 1.5V_{pr}$ koşulu mutlaka sağlanmalıdır.

Dikkat edilecek hususlar:

- Yapıda çok iyi bir denetimle, gerekli kolon dayanımı kesinlikle sağlanmalıdır.
- Yatay kuvvetler yeterli perde duvarlarla alınmalıdır.
- Kalıp alma sürelerine dikkat edilmeli ve dikmelerin bir bölümü en az iki kat boyunca sökülmeden yerinde bırakılmalıdır.
- Kenar ve köşe kolonlarda döşemenin kolon yüzünden dışarı doğru uzaması sağlanmalı veya döşeme kenarlarında kiriş bulundurulmalıdır. Döşemenin kolon yüzünde bitirildiği durumlarda zımbalama çok kritik olabilir.



ÖRNEK:

Bilinenler: Kirişsiz döşeme. Döşeme 25 cm ($d=22$ cm), kolon enkesit boyutları 30*30 cm, döşeme hesap yükü, $P_d=15$ kN/m²

Düşey yük için hesap değerleri:

$$N_{d1} = 880 \text{ kN}, \quad N_{d2} = 1300 \text{ kN}, \quad M_{d1} = M_{d2} = 0 \quad (\text{ihmal edilecek kadar küçük}).$$

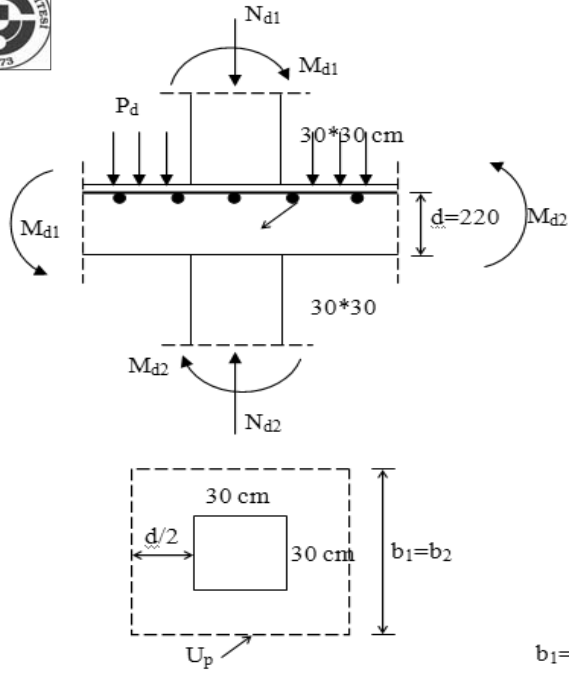
Deprem+Düşey yük:

$$N_{d1} = 800 \text{ kN}, \quad N_{d2} = 1170 \text{ kN}, \quad M_{d1} = 85 \text{ kN m}, \quad M_{d2} = 95 \text{ kN m}, \quad P_d = 10 \text{ kN/m}^2$$

Malzeme C20, S420, $f_{ctd} = 1.0$ N/mm²

İstenen: Zımbalama güvenliği kontrolü.

- a)Yalnız düşey yükler altında
- b)Deprem+düşey yükler altında



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Deprem+Düşey yükler altında güvenlik:

$$b_1=b_2=520 \text{ mm}, A_p=0.27 \text{ m}^2, U_p=2080 \text{ mm}$$

$$F_d=1170-800=370 \text{ kN}$$

$$F_a=10*0.27=2.7 \text{ kN}$$

$$V_d=370-2.7=367.3 \text{ kN}$$

$$e_x = 0.4 \frac{M_{d1} + M_{d2}}{F_d} = 0.4 \frac{85 + 95}{370} = 0.195 \text{ m} \quad e_y=0$$

$$\gamma = \frac{1}{1 + 1.5 \frac{e_x + e_y}{\sqrt{b_1 b_2}}} = \frac{1}{1 + 1.5 \frac{195 + 0}{520}} = 0.64$$

$$V_{pr} = \gamma f_{ctd} U_p d = 0.64 * 1 * 10^{-3} * 2080 * 220 = 292.8 \text{ kN}$$

$V_{pr} < V_{pd}$ güvenlik sağlanmıyor.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Yalnız düşey yükler için:

$$F_d = F_2 - F_1 = 1300 - 880 = 420 \text{ kN}$$

Zımbalama çevresi:

$$b_1 = b_2 = h + d = 300 + 220 = 520 \text{ mm}, A_p = b_1 * b_2 = 270400 \text{ mm}^2 = 0.27 \text{ m}^2$$

$$U_p = 2(b_1 + b_2) = 2(520 + 520) = 2080 \text{ mm}$$

$$F_a = P_d A_p = 15 * 0.27 = 4.05 \text{ kN}$$

$$V_d = F_d - F_a = 420 - 4.05 = 415.9 \text{ kN}$$

$e=0$, bu nedenle $\gamma=1$

$$V_{pr} = \gamma f_{ctd} U_p d = 1 * 1 * 10^{-3} * 2080 * 220 = 457.6 \text{ kN}$$

$V_{pr} > V_{pd}$ gereken güvenlik sağlanmıştır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Döşeme kalınlığı 300 mm yapılacak;

$$b_1 = b_2 = 300 + 270 = 570 \text{ mm}, A_p = 0.325 \text{ m}^2, U_p = 2280 \text{ mm}$$

$$F_d = 400 \text{ kN} \text{ (Döşeme kalınlaştığı için } F_d \text{ artmıştır.)}$$

$$F_a = 10 * 0.325 = 3.25 \text{ kN}, V_{pd} = 397 \text{ kN}$$

$$e_x = 0.4 \frac{M_{d1} + M_{d2}}{F_d} = 0.4 \frac{85 + 95}{400} = 0.180 \text{ m} \quad e_y = 0$$

$$\gamma = \frac{1}{1 + 1.5 \frac{180}{570}} = 0.68$$

$$V_{pr} = 0.68 * 1 * 10^{-3} * 2280 * 270 = 418.6 \text{ kN}$$

$V_{pr} > V_d$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Güvenlik düşey yükler için sağlandığından döşeme kalınlığı artırılmadan, zımbalama donatısı kullanılarak da depremli durum güvenlik sağlanabilir.

$$1.5V_{pr} > V_{pd}$$

$$1.5 * 292.8 = 439.2 > V_{pd}$$

$$A_{sb} = \frac{V_d - V_{pr}}{0.5 f_{yd}} = \frac{(367.3 - 292.8) * 10^3}{0.5 * 365} = 408.2 \text{ mm}^2$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



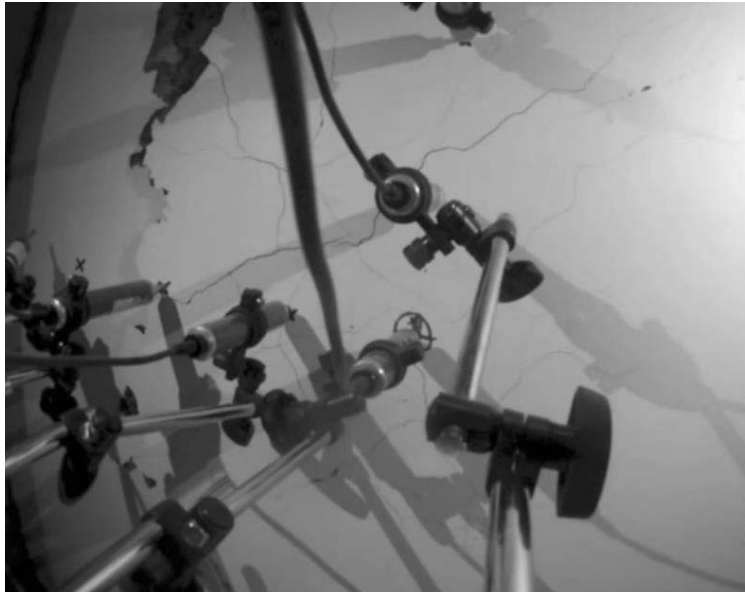
Punching Shear in Two-Way Spanning RC Slab without Shear Links



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



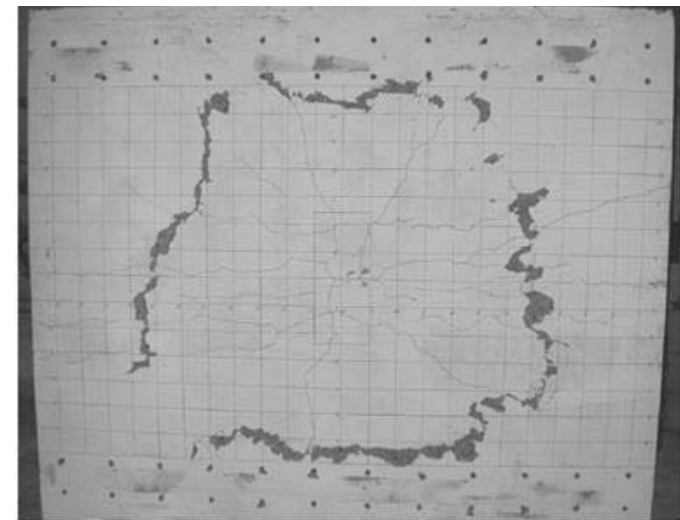
Punching Shear in Two-Way Spanning RC Slab without Shear Links



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Punching Shear in Two-Way Spanning RC Slab without Shear Links



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

BURULMA ETKİSİ



PROF. DR. CENGİZ DÜNDAR



Hiperstatik bir sistemde yapı elemanına etkiyen burulma momentinin malzemenin doğrusal elastik davrandığı varsayımına göre hesabı, gerçekçi sonuçlar vermemektedir.

Bunun nedeni çatlayan bir betonarme kirişin burulma rijitliği büyük ölçüde azaldığından, sistemde ihmal edilemeyecek kadar bir uyum oluşmakta ve bu aşamadan sonra elastisite teorisine dayanan yöntemlerle hesaplanan burulma momenti gerçek değerlerin çok üstüne çıkmaktadır.

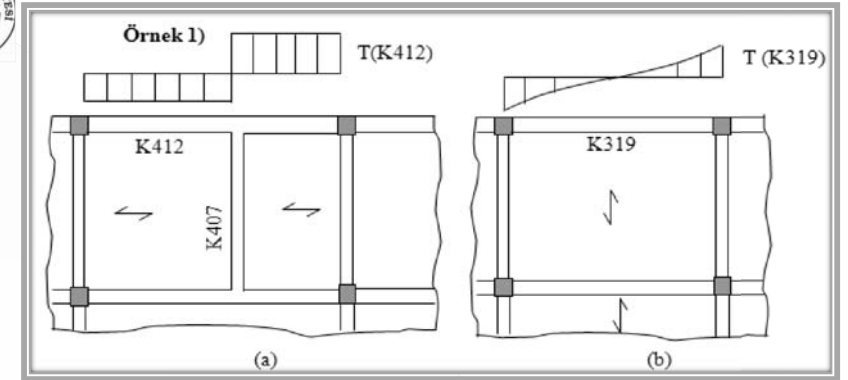
Betonarme yapı elemanlarında burulma momentinin nasıl oluştuğunu göstermek için üç örnek verilmiştir.



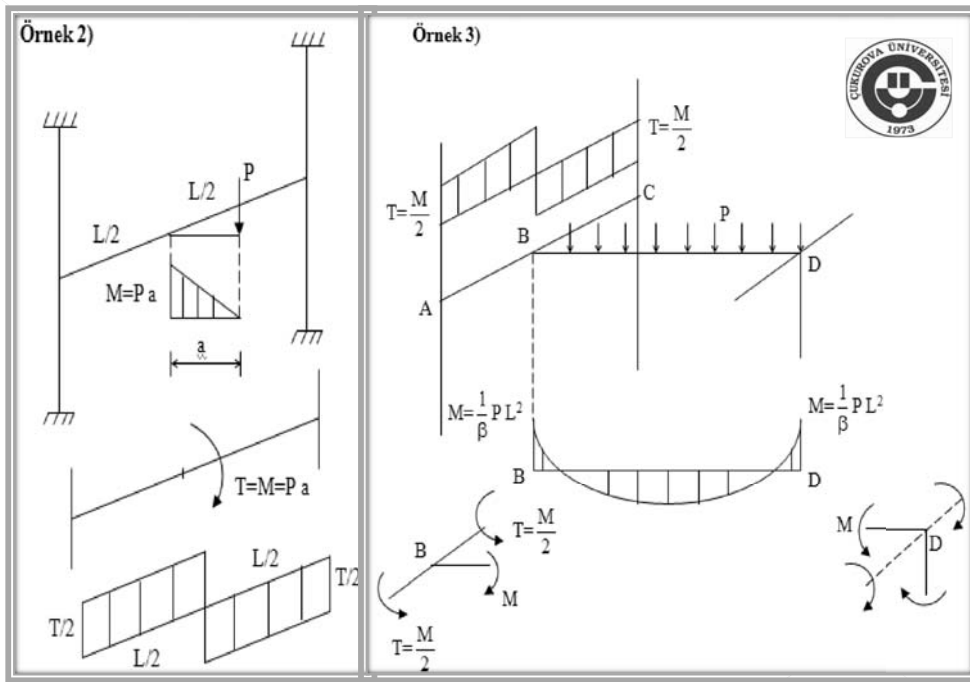
Betonarme yapıların monolitik özelliği nedeni ile yapı elemanlarının büyük bir çoğunluğu, diğer etkilere ek olarak burulmaya maruzdur.

Burulma momenti sistemin geometrisinden veya simetrik olmayan yük uygulamalarından da kaynaklanabilir.

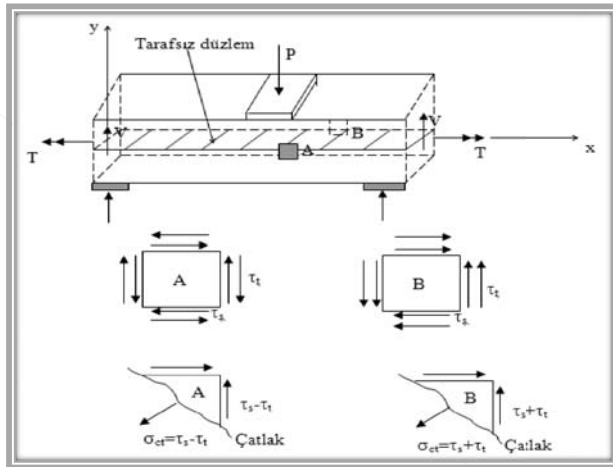
Pratikte tüm yapı elemanlarının burulma hesabının yapılması gerekmez, çünkü çoğu kez burulma momenti diğer etkilere oranla ihmal edilebilecek kadar küçüktür.



Burulma momentinin meydana gelişine örnek olarak şekilde verilen bir kirişli döşeme sistemi görülmektedir. Şekil (a) da K412 nolu kirişin iki ucundaki burulma momentlerinin toplamı, K407 kirişinin o kirişe saplandığı noktadaki eğilme momentine eşittir. Şekil (b) de kenar kirişte oluşan burulma momentleri döşemeden kaynaklanmaktadır.



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Eğilme ve kesme nedeni ile oluşan asal çekme gerilmelerinin ne denli karmaşık olduğu anlatılmıştı. Bu etkilere burulmanın da katılması ile sorunun çok daha karmaşık hale geleceği açıktır. Bu konuda kesin ve rasyonel bir çözüm beklenmemelidir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Burulma momenti elemanda kayma gerilmeleri oluşturur. Kesme nedeni ile oluşan kayma gerilmelerinden farklı olarak, bu gerilmeler elemanın karşılıklı iki yüzünde birbirlerine ters yöndedir.

Bu nedenle eğilme ve burulmanın birlikte etki ettiği durumlarda, kesme ve burulmadan oluşan kesme gerilmeleri, elemanın bir yüzünde aynı yönde iken, karşı yüzünde ters yöndedir.

Dolayısı ile burulma momenti elemanın bir yüzünde bu kayma (kesmeden doğan) gerilmelerini, dolayısı ile asal çekme gerilmelerini arttırdığından eğik çatlak oluşmasına neden olur. Bu sebeplerden dolayı burulma konusu betonarmede büyük önem taşır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Bu gün betonarmede yapılan burulma hesabı, büyük ölçüde son 20 yılda yapılan araştırma ve deney sonuçlarını temel alan analitik modellere dayanmaktadır.

Betonarme elemanların burulma hesabında başlıca iki aşama vardır.

- Burulma momentinin hesaplanması
- Kesitin taşıyabileceği burulma momentinin hesabı (taşıma gücü).

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

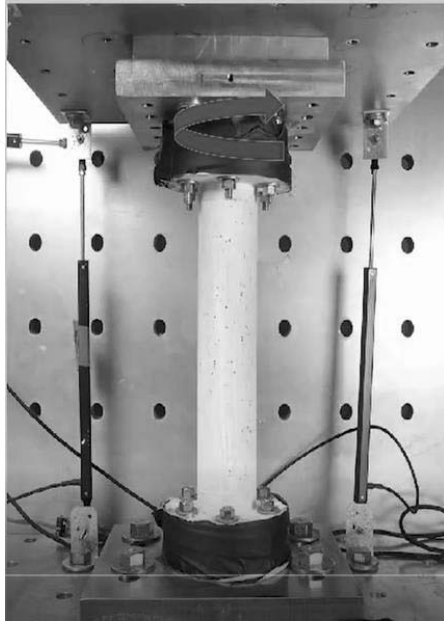


Eğilmeden farklı olarak burulma momentinin saptanmasında, çatlamaı ihmal eden doğrusal-elastik bir yöntem kullanmak çok yanıltıcı sonuçlar verebilir.

Çünkü burulma çatlaması eğilme ve kesme çatlamasından farklı olarak rijitliği büyük ölçüde değiştirmekte ve oluşan uyum ihmal edilemeyecek boyutlara ulaşmaktadır.

Bu nedenle burulma momenti hesaplanırken burulma çatlamasının etkisi hesaplara mutlaka katılmalıdır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



BASİT BURULMA DENEYİ

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

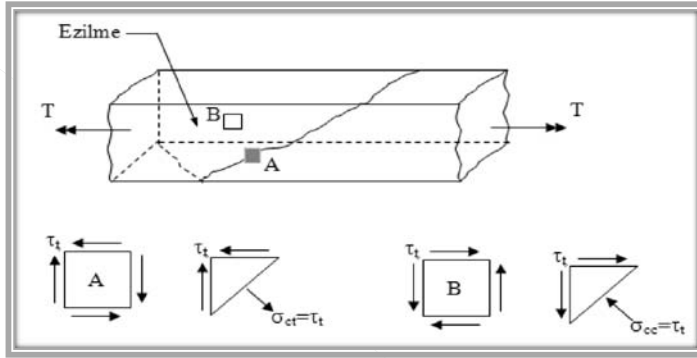


BASİT BURULMA

Basit burulmaya pratikte pek rastlanmaz. Ancak basit burulma tıpkı kolonlardaki aksenal yük durumunda olduğu gibi bir sınır durum oluşturduğundan, basit burulma altındaki davranışın bilinmesi zorunludur.

Dikdörtgen kesitli donatısız bir beton kiriş basit burulma altında deneye tabi tutulduğunda ilk çatlamanın oluşması ile son derece ani ve gevrek bir biçimde kırılır.

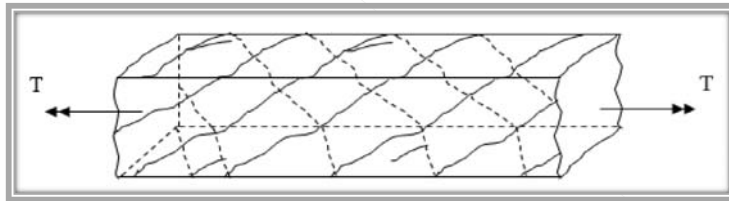
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



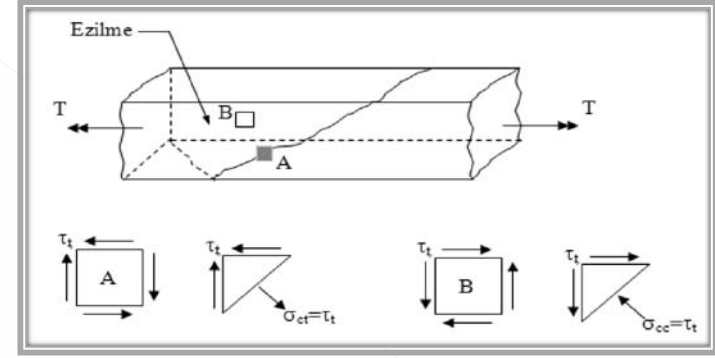
Şekilde görüldüğü gibi çatlaklar kirişin üç yüzünde asal çekme gerilmelerine dik yönde oluşurken, dördüncü yüzde ezilme görülmektedir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Etriye ve boyuna donatının varlığı taşıma gücünü de büyük ölçüde arttırmaktadır. Boyuna donatı kullanılmadan salt etriye ile donatılmış kirişler de tıpkı donatısız kirişler gibi davranmaktadır. Bu bulgu, etriyenin tek başına etkili olmadığını, burulma için mutlaka boyuna donatıya ihtiyaç olduğunu göstermektedir.



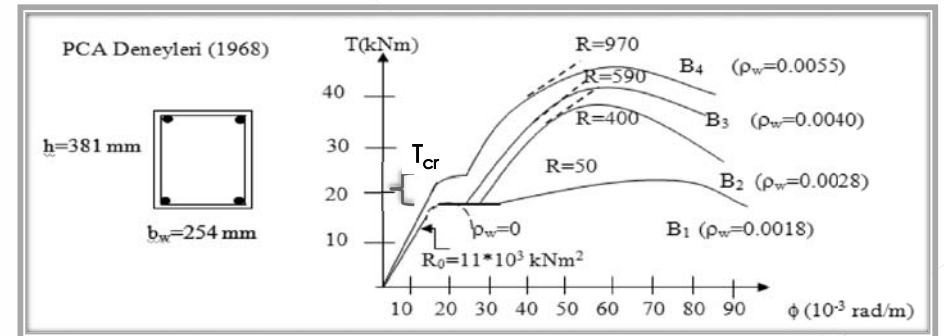
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



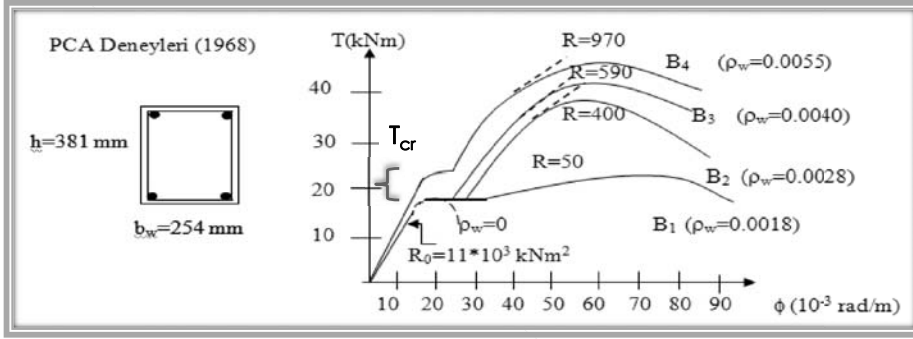
Yapılan deneyler kirişe yerleştirilen boyuna donatının yukarıdaki davranışı değiştirmedigi, ancak boyuna donatı ile etriye birlikte kullanıldığında davranış değişmekte ve kiriş ilk çatlakların oluşması ile kırılmamaktadır. Bu durumda asal çekme gerilmelerine dik yönde çok sayıda çatlak oluşmaktadır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Basit burulma etkisindeki betonarme elemanların deformasyon özelliklerini saptamayı amaçlayan bir deney dizisinden elde edilen burulma momenti-birim dönme açısı ilişkileri aşağıdaki şekilde gösterilmiştir.

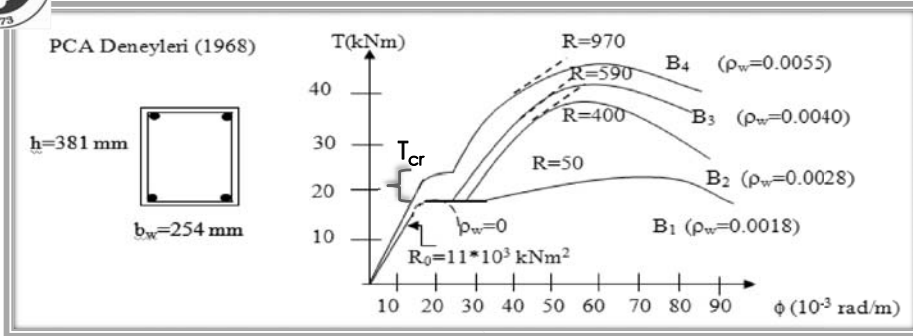


İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



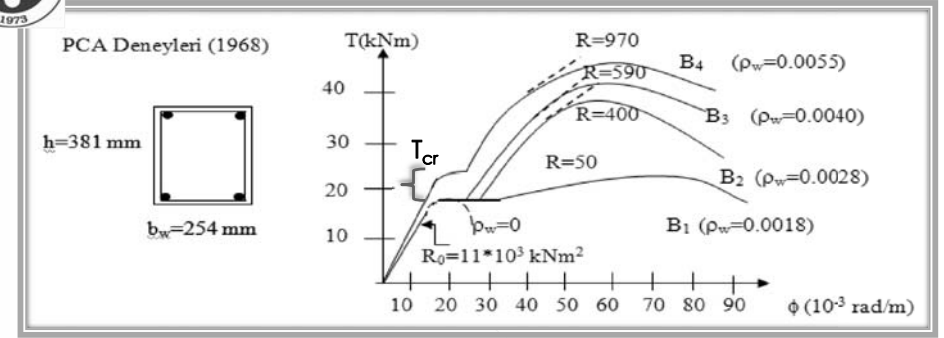
Dr. Hsu tarafından gerçekleştirilen bu deneylerde, burulma donatısı dışında kirişlerin tüm özelliklerinin özdeş olmasına çaba gösterilmiştir. Dizideki kirişlerde değişik etriye oranları kullanılmış ve yaklaşık olarak etriyeye eşit hacimde boyuna donatı bulundurulmuştur.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



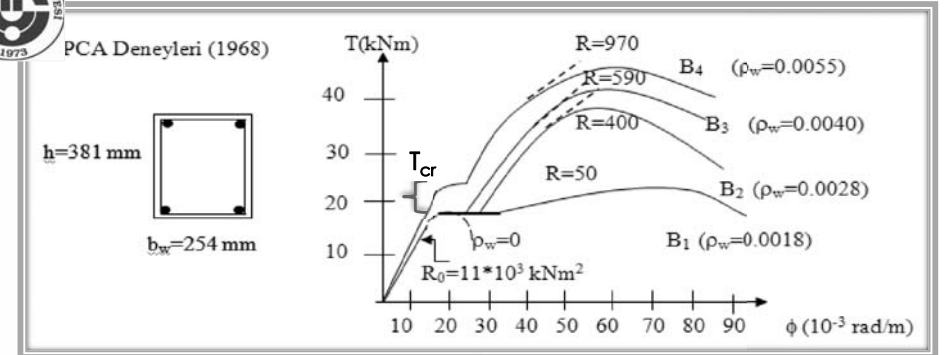
Yapılan başka deneyler, bu eğimin kesme kuvveti ve eğilme momentinden de fazla etkilenmediğini, T-phi eğrisinin çatlamaya kadar doğrusal kalan bu parçasının eğiminin (burulma rijitliği), elastisite teorisine göre hesaplanabileceğini göstermiştir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Görüldüğü gibi, burulma çatlamasını belirleyen T_{cr} düzeyine kadar davranış doğrusaldır. Eğrinin bu doğrusal bölümü tüm deney elemanları için özdeş olduğundan, burulma çatlaması öncesindeki burulma rijitliğinin donatıdan bağımsız olduğu sonucuna kolayca varılabilir.

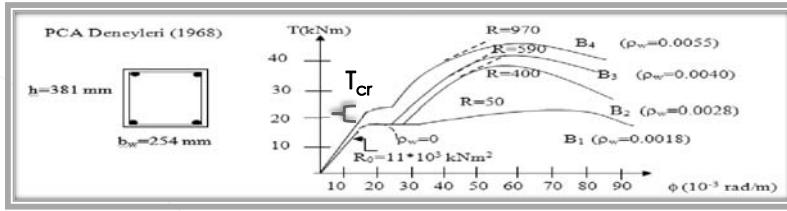
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



$$R_0 = \frac{T}{\phi} = G_c \sum \beta_i X_i^3 Y_i$$

G_c : Betonun kayma modülü $G_c \approx 0,4 E_c$
 X_i, Y_i : Dikdörtgen kesitin kısa ve uzun kenarı.
 β_i : $\frac{Y_i}{X_i}$ oranına bağlı katsayı. Betonarmede β_i , yaklaşık olarak 1/3 alınabilir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Deneylerde yapılan ölçümler burulma çatlama oluşuncaya kadar etriye ve boyuna donatıdaki birim deformasyonların ihmal edilebilecek kadar küçük kaldığını göstermektedir.

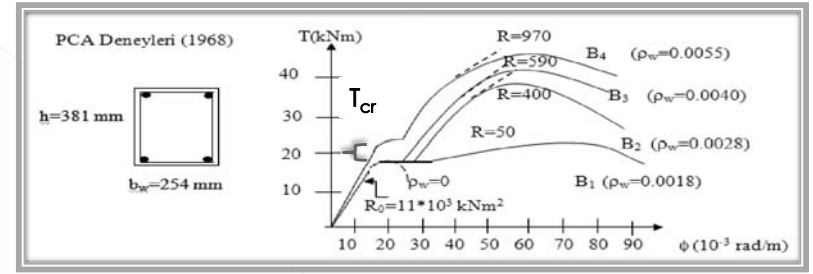
Bu deneylerde, burulma çatlama oluşması ile donatıdaki birim deformasyonların hızla arttığı, dolayısıyla donatının etkili olmaya başladığı gözlenmektedir. Burulma çatlama oluşması ile $T-\phi$ eğrisinin eğimi (burulma rijitliği) önemli ölçüde azalmaktadır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Geçen yüzyılın ortalarına kadar burulma etkisindeki betonarme elemanlarda oluşan kesme gerilmeleri, elastisite teorisine göre hesaplanmaktaydı. Dr. Hsu tarafından gerçekleştirilen deneylerde yapılan ölçümler, bu gerilme dağılımının gerçekte bağdaşmadığını göstermektedir.

Şekilden görüleceği gibi gerilmeler elastisite teorisinden elde edilen dağılıma uymamakta, uzun ve kısa kenarlar boyunca sabit kalmaktadır. Kesitte kesme gerilmelerinin sabit kalması, burulma etkisindeki betonarme elemanlar için elastisite teorisi yerine plastisite teorisinin daha iyi sonuç verebileceğini göstermektedir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

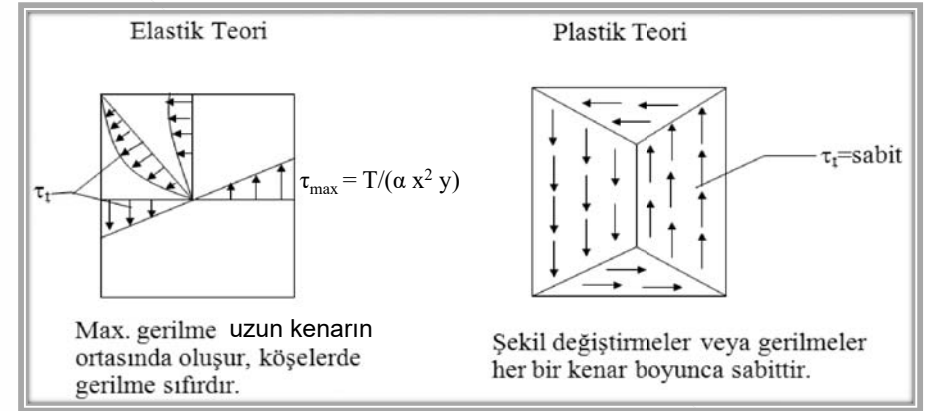


Şekilde "R" olarak gösterilen çatlak sonrası eğim, burulma donatısı oranına bağlı olarak değişmektedir.

Çatlak öncesi burulma rijitliği 11000 kN m^2 iken, çatlama sonucu bu rijitlik, donatı oranına bağlı olarak 50 ile 970 kN m^2 arasında değişmektedir. Başka bir deyişle, çatlama sonrası burulma rijitliği, çatlak öncesi rijitliğinin $1/10$ ile $1/30$ 'u arasında değişmektedir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

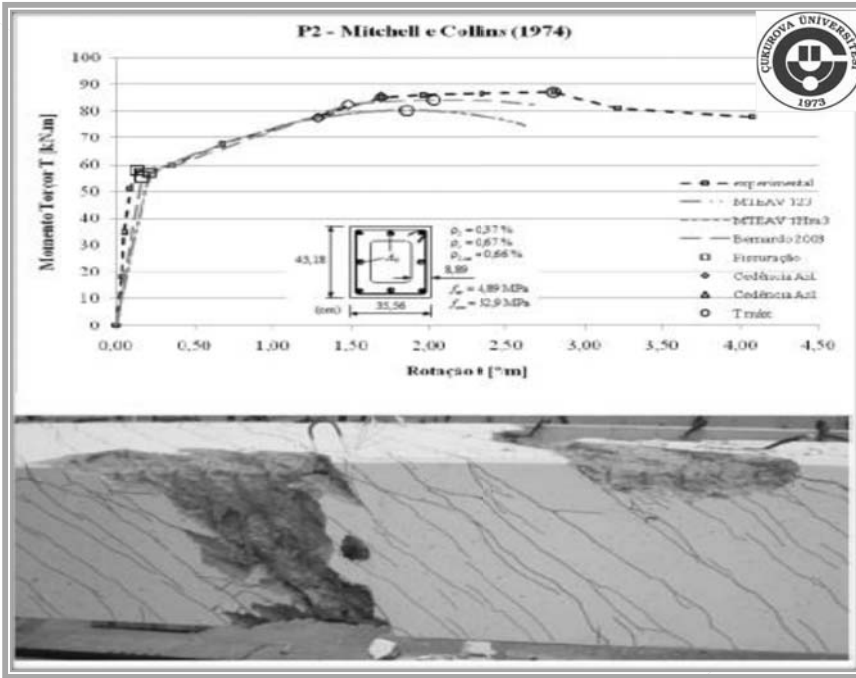
Basit burulmaya maruz bir kirişte gerilme dağılımı:



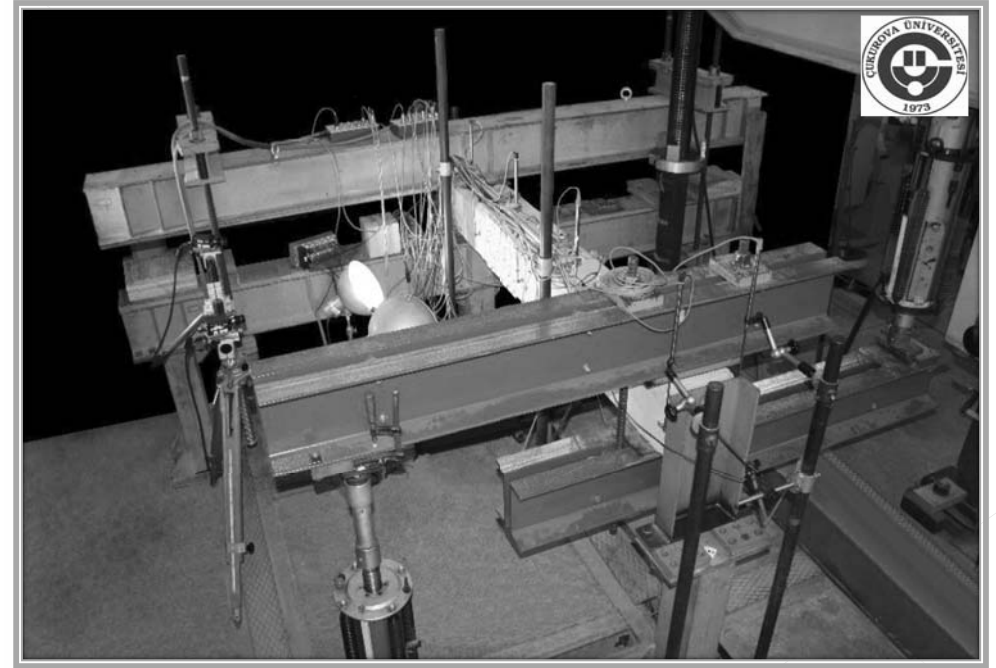
Max. gerilme uzun kenarın ortasında oluşur, köşelerde gerilme sıfırdır.

Şekil değiştirmeler veya gerilmeler her bir kenar boyunca sabittir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



TAŞIMA GÜCÜ

Burulma etkisindeki elemanlar için elastisite teorisi geçerli değildir. Çünkü kesitteki gerilmelerin sabit kalması plastisite teorisinin daha iyi sonuç verebileceğini göstermektedir.

Yapılan deneyler sonucu plastisite teorisi kullanıldığında kesit kapasitesinin daha gerçekçi olarak saptanabileceği anlaşılmıştır.

Plastisite teorisine göre burulma için çıkarılacak denklemleri Kum Yığını Analojisinden elde etmek en kolay yoldur.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

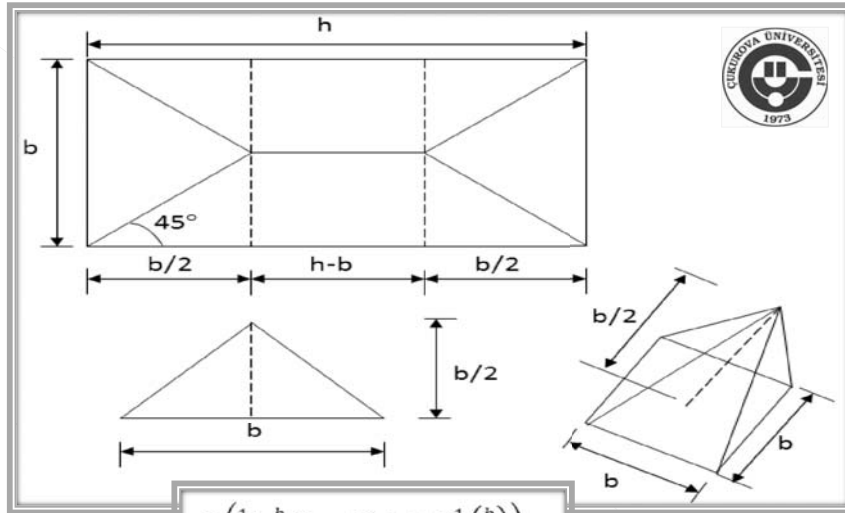
PLASTİK TEORİ-KUM YIĞINI ANALOJİSİ (SAND HEAP ANALOGY):

Bu analogi yaygın olarak dikdörtgen ve tablalı kesitler için kullanılmaktadır.

$$\text{Uygulanan burulma} = 2 * (\text{Kum yığıni hacmi}) * \tau_t$$

$$\text{Kum yığıni eğimi} = \text{Sabit} = \tau_t$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

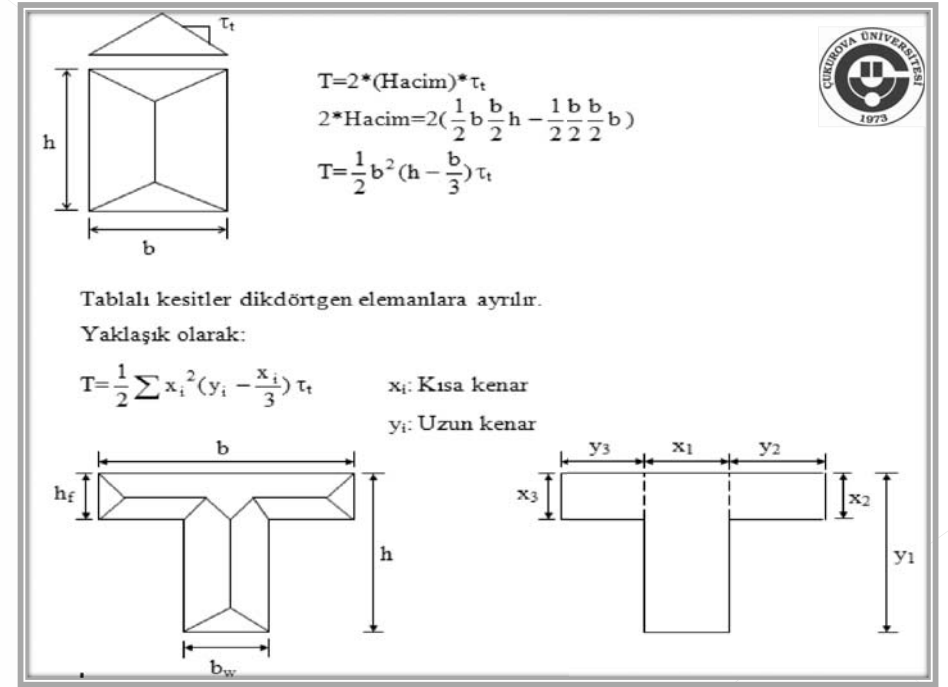


$$2 \left(\frac{1}{2} b \frac{b}{2} (h - b) + b b \frac{1}{3} \left(\frac{b}{2} \right) \right)$$

$$\frac{1}{2} b^2 h - \frac{b^3}{2} + \frac{b^3}{3} = \frac{1}{2} b^2 h - \frac{1}{6} b^3$$

$$= \frac{1}{2} b^2 \left(h - \frac{b}{3} \right)$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



$$T = 2 * (\text{Hacim}) * \tau_t$$

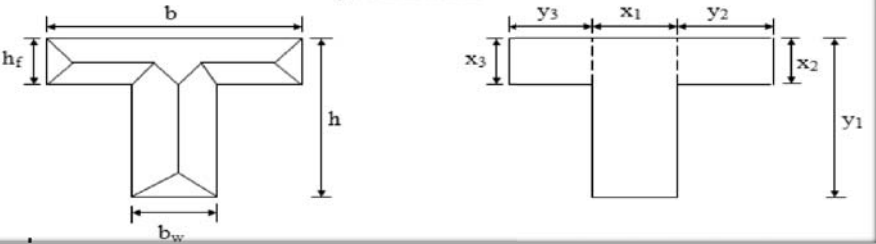
$$2 * \text{Hacim} = 2 \left(\frac{1}{2} b \frac{b}{2} h - \frac{1}{2} b \frac{b}{2} b \right)$$

$$T = \frac{1}{2} b^2 \left(h - \frac{b}{3} \right) \tau_t$$

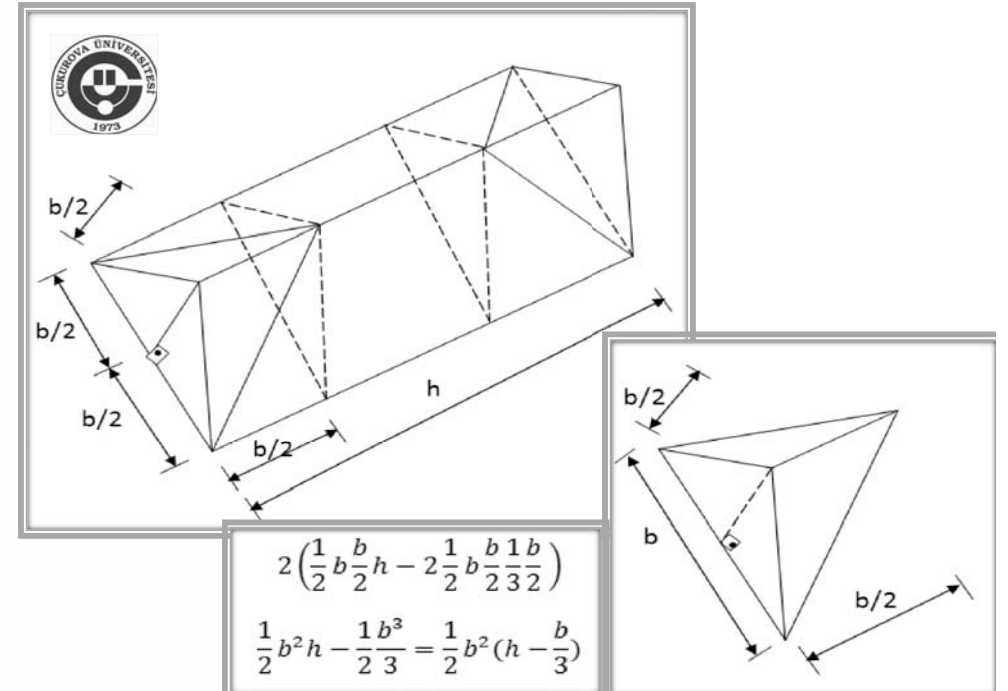
Tablalı kesitler dikdörtgen elemanlara ayrılır.
Yaklaşık olarak:

$$T = \frac{1}{2} \sum x_i^2 (y_i - \frac{x_i}{3}) \tau_t$$

x_i : Kısa kenar
 y_i : Uzun kenar



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



$$2 \left(\frac{1}{2} b \frac{b}{2} h - 2 \frac{1}{2} b \frac{b}{2} \frac{1}{3} \frac{b}{2} \right)$$

$$\frac{1}{2} b^2 h - \frac{1}{2} \frac{b^3}{3} = \frac{1}{2} b^2 \left(h - \frac{b}{3} \right)$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

BETONARMEDE BURULMA HESABI

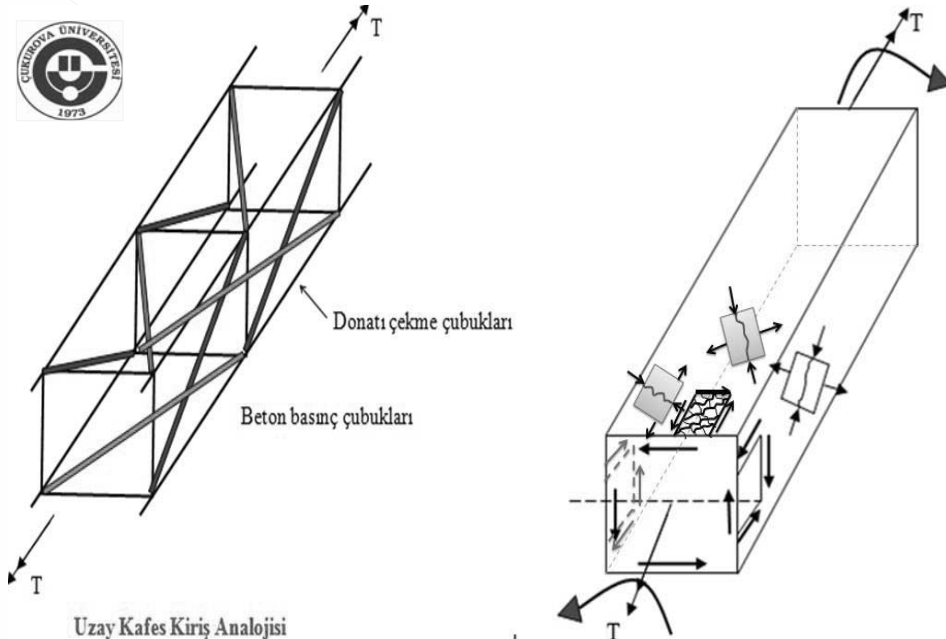
Çatlama Burulması:

Plastisite teorisinin geçerli olduğu varsayılırsa, çatlama neden olan burulma momenti T_{cr} , kayma gerilmesi (τ_t) yerine betonun çekme dayanımı konularak elde edilebilir.

$$T_{cr} = \frac{1}{2} \sum x_i^2 \left(y_i - \frac{x_i}{3} \right) f_{ctk} \text{ (Hesaplarda } f_{ctk} \text{ yerine } f_{ctd} \text{ alınmalıdır)}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

“Uzay Kafes Kiriş Modeli”



Uzay Kafes Kiriş Analojisi

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Boyuna ve enine donatısı bulunan bir betonarme elemanın kapasitesini saptamak için birçok model önerilmiştir.

Bunlardan ilki, 1929 yılında Rausch tarafından geliştirilen “Uzay Kafes Kiriş” modelidir. Bu modelde, kesme için önerilen modele benzer bir biçimde donatı çekme elemanlarını, asal basınç yönündeki beton ise, basınç elemanlarını oluşturmaktadır.

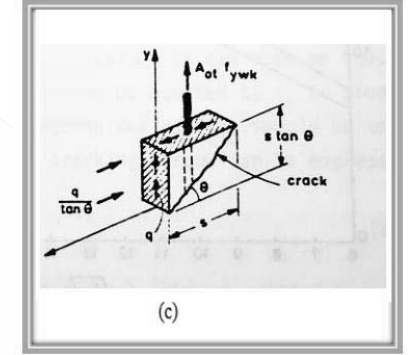
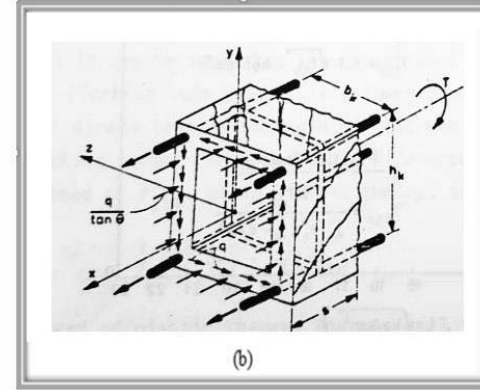
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Basit burulma altındaki bir kesitin iç liflerinde gerilmeler düşük ve moment kolları da küçük olduğundan, bu liflerin burulma dayanımına katkıları azdır.

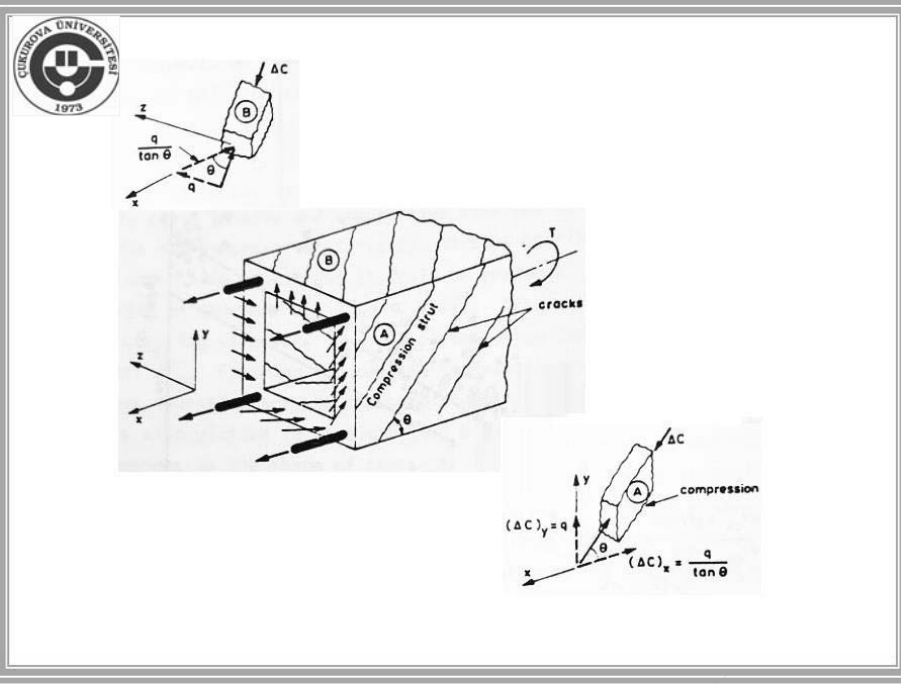
Bu nedenle iç liflerin etkisi ihmal edilerek, dolu kesit, ince duvarlı eşdeğer bir kutu kesite dönüştürülmektedir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Kesit x eksenine dik olacak şekilde kesilir, kolay anlaşılabilmesi için kesit, dolu kesit yerine tüp kesit olarak modellenmiştir. Zira içteki liflerin burulma kapasitesine fazla bir katkısı olmamaktadır.



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



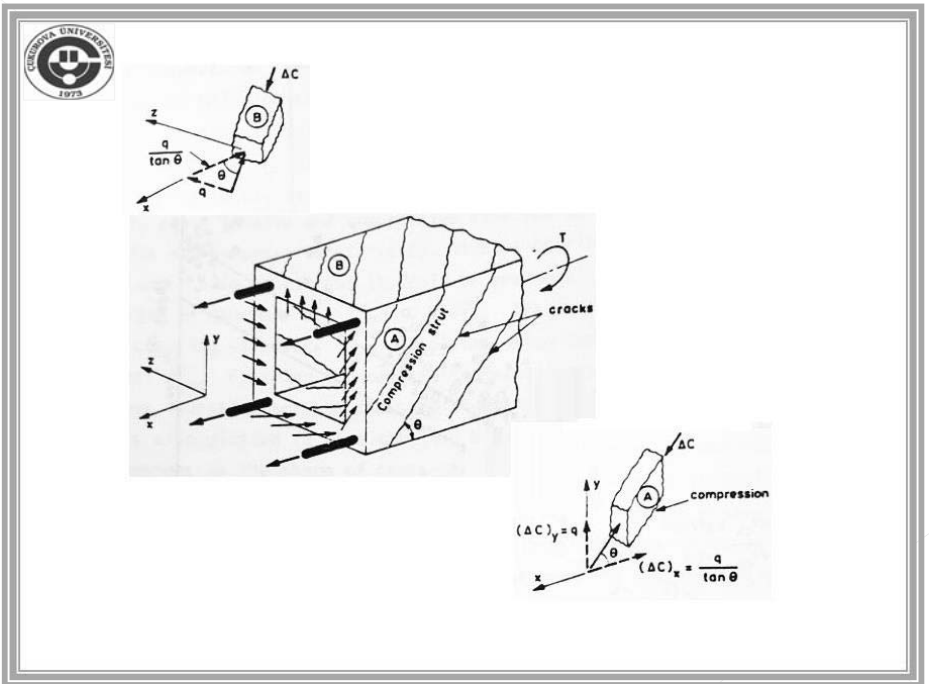
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Eğik basınç çubuklarının eksene dik alınan bir kesite paralel olan bileşkesi, birim boya düşen kesme kuvveti q'ya eşit olacaktır.

Uzay kafes kiriş modelinden, etriye ve boyuna donatı için aşağıdaki bağıntılar elde edilmektedir.

* Basınç çubukları (A ve B), iki çatlak arası olup serbest cisim diyagramları çizilmiştir (Şekil (a)).

* Çatlak yüzeylerinde gerilme transferi olmadığı kabul edilmiştir.



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

* Basınç çubuğunda sadece çevrenin birim uzunluğu boyunca etki eden ΔC aksenal kuvveti vardır.

* ΔC nin iki bileşeni (teğetsel ve x-y düzlemine dik):
Teğetsel bileşen (tangential component)= $q/\tan \theta$

q: Kayma akımı

$\tan \theta$: Çatlağın eğimi

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

BURULMA HESABI

$T_r = 2(A_e)q$ BREDT denklemi

$A_{s1}(\sigma_s) = \frac{q}{\tan \theta} U_e$ ($\sigma_s = f_{yd}$) Şekil(a)-Dengesi

$q = \frac{T_r}{2A_e}$, $U_e = 2(b_k + h_k)$

$A_{s1} = \frac{T_r (U_e)}{2A_e f_{yd} \tan \theta}$

$T_r = \frac{A_{s1} (2A_e) f_{yd}}{U_e} \tan \theta$ (1)

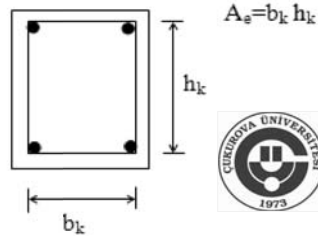
A_{s1} : Kesitteki boyuna burulma donatısı toplam kesit alanı.

σ_s : Boyuna donatıdaki gerilme.

q: Kayma akımı

θ : Diagonal çatlak açısı.

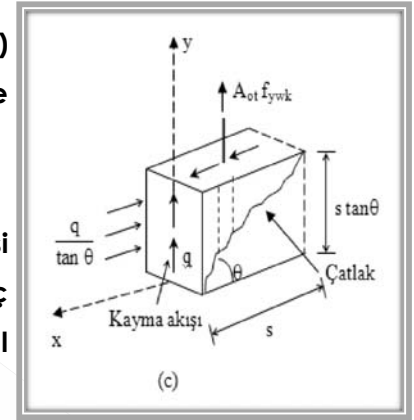
U_e : A_e alanının çevresi.



* Şekil (c) de (s) uzunluğundaki eleman göz önüne alınıyor.

s: Etriye adımı.

Şekilde kesitin çevresi boyunca etki eden beton basınç kuvvetinin teğetsel ve normal bileşenleri gösterilmiştir.



* Kayma akımının teğetsel bileşeni kesit çevresi boyunca sabit kabul edilmektedir (Bu kabul deneysel bulgularla uyum içindedir).

* Tüp tarafından taşınan burulma, kayma akımının fonksiyonu cinsinden BREDT denklemi kullanılarak ifade edilebilmektedir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$q(s) \tan \theta = A_{ot} (f_{ywd})$ Şekil(c)-Dengesi

$q = \frac{T_r}{2A_e}$, $\frac{A_{ot}}{s} = \frac{T_r}{2A_e f_{ywd}} \tan \theta$

$T_r = \left(\frac{A_{ot}}{s} \right) (2A_e f_{ywd}) \frac{1}{\tan \theta}$ (2)

(1) ve (2) denklemlerinin eşitliğinden;

$T_r = T_r$ ve $\tan \theta = 1$ ($\theta = 45^\circ$)

$A_{s1} = \frac{A_{ot}}{s} U_e \frac{f_{ywd}}{f_{yd}}$

A_{ot} : Kesitteki burulma etriye alanı

f_{ywd} : Etriye çeliğinin akma hesap dayanımı.



Burulma ve Eğilme Momentinin Elemanta Birlikte Etkimesi Hali

Burulmaya ek olarak eğilmenin de etkidiği durumlarda sorun basit burulmaya oranla daha karmaşık olmaktadır. Bu karmaşık sorun için oldukça basit bir çözüm önerilebilir.

Burulma ve eğilme için ayrı ve bağımsız hesap yapılır ve her iki hesap sonucunda bulunan donatılar toplanarak kesite yerleştirilir. Böylelikle güvenli yönde kalınmış olmak suretiyle burulma ve eğilme etkileşimi ihmal edilmiş olmaktadır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



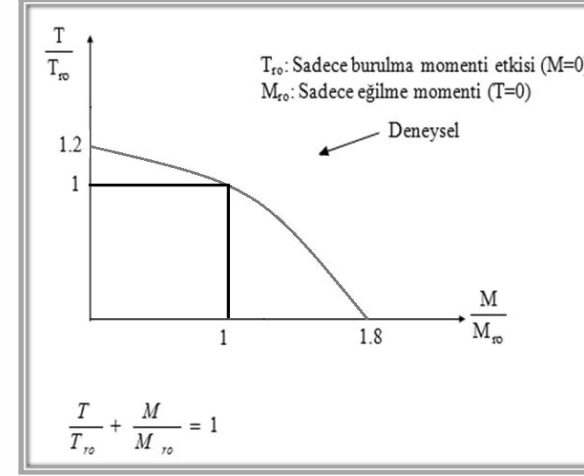
HESAP ADIMLARI

- * Eğilme momenti için boyuna donatı hesaplanır. (A_s)
- * Burulma momenti için boyuna donatı hesaplanır. (A_{st})

A_{st} : Kesite ek olarak tümü ile yerleştirilir.

T ve M birbirinden bağımsız alınır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



(basit burulma ve eğilme) momentlerini göstermektedir. Sürekli çizgi ile gösterilen karesel etkileşim diyagramı deneysel eğrinin içinde kalmaktadır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Burulma, Eğilme ve Kesme Hali

Bu durum çok yaygın karşılaşılan bir durumdur. Bu nedenle burulmanın kesme ve eğilme ile birlikte ele alınması en gerçekçi çözüm olacaktır.

a) Gövde donatısız olması durumu:

Kesme kuvvetinin yanı sıra burulma momentinin de bulunduğu durumlarda eğik çatlama sınırı aşağıdaki bağıntı ile belirlenir.

$$\left(\frac{T_d}{T_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{V_d}{V_{cr}}\right)^2 = 1 \quad \text{TS 500 Denk. (8.10)}$$

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d$$

$$\text{TS500'de} \quad \text{TS 500 Denk. (8.11)}$$

$$T_{cr} = \frac{1}{2} \sum x_i^2 \left(y_i - \frac{x_i}{3}\right) f_{ctd}$$

$$T_{cr} = 1.35 S f_{ctd} \text{ olarak hesaplanmaktadır.}$$

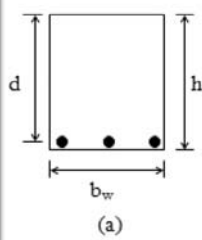
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Burada S, şekil katsayısıdır. $T_{cr}=1.35S f_{ctd}$

TS500'de, S için plastisite teorisinden elde edilen şekil katsayıları yerine, daha basitleştirilmiş bağıntılar önerilmektedir.

Ancak daha kesin hesap için plastisite teorisinin kullanılabileceği ima edilmektedir.

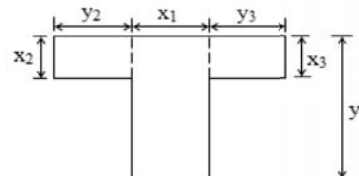
S Değerleri:



(a)

Dikdörtgen Kesitler:
 $S=(\frac{1}{3}) b_w^2 h$

Tablalı Kesitler:
 Tabla dikdörtgenlere bölünür
 $S=(\frac{1}{3}) \sum x_i^2 y_i$

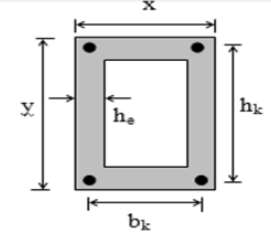
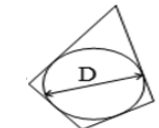


Kutu Kesitler:

$h_a \geq \frac{1}{5} x$ ise;
 $S=(\frac{1}{3}) x^2 y$

$h_a \leq \frac{1}{5} x$ ise;
 $S=2(b_k)(h_k)h_a$

Çok Kenar:
 $S=\frac{\pi D^3}{12}$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

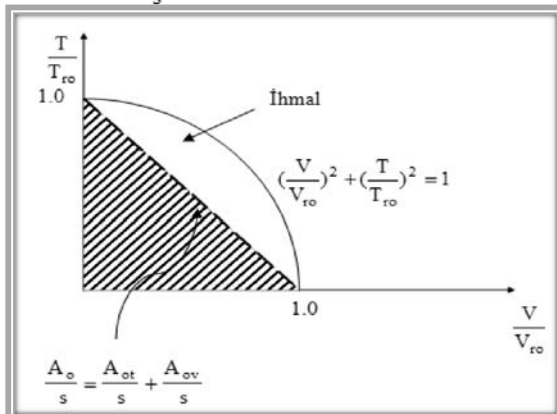
b) Gövde donatılı olması halii:

$$\left(\frac{T_d}{T_{ro}}\right)^2 + \left(\frac{V_d}{V_{ro}}\right)^2 = 1$$

$$T_{ro} = \frac{A_{ot}}{s} 2 A_e (f_{ywd})$$

$$V_f = V_w + V_c$$

$$V_f = \frac{A_{sw}}{s} f_{ywd} (d) + 0.5 f_{ctd} (b_w d)$$



TS 500 Denk. (8.15-8.16)

A_o : Etriye kesit alanı (T_d+V_d) için

A_{ot} : Etriye kesit alanı sadece (T_d) için

$$\frac{A_{ot}}{s} = \frac{T_d}{2 A_e f_{ywd}}, \quad (A_{ol} = \frac{A_{ot}}{s} (U_e) \frac{f_{ywd}}{f_{yd}})$$

A_{ov} : Etriye alanı sadece (V_d) için.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Gevrek Kırılmanın Önlenmesi:

Asal basınç gerilmeleri nedeni ile gövdede oluşacak ve gevrek kırılmaya yol açabilecek ezilmeyi önlemek için, burulma momentine bir üst sınır getirilmiştir.

Bunun için aşağıdaki bağıntı temel alınmaktadır.

$$\max \tau_t = 0.22 f_{cd} \quad \text{TS 500 Denk. (8.19)}$$

$\tau_t \leq \max \tau_t$ olmalıdır.

$$\max T = \frac{1}{2} \sum X_i^2 \left(y_i - \frac{X_i}{3} \right) (0.22 f_{cd}) \quad (\text{TS 500})$$



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Minimum Donatı:

Asal çekme gerilmeleri nedeni ile oluşacak gevrek kırılmanın önlenmesi için, yandaki minimum etriye ve boyuna donatı zorunludur.

$$\frac{A_o}{s} \geq 0.15 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} \left(1 + 1.3 \frac{T_d}{V_d b_w} \right) b_w \quad \text{TS 500 Denk. (8.17)}$$

Bu bağlamda $\frac{T_d}{V_d b_w} \leq 1.0$ alınmalıdır. Uygunluk burulmasında $T_d = T_{cr}$ alınır.

$$\min A_{s1} = \frac{T_d U_e}{2 f_{yd} A_e} \quad \text{olarak alınır TS 500 Denk. (8.18)}$$

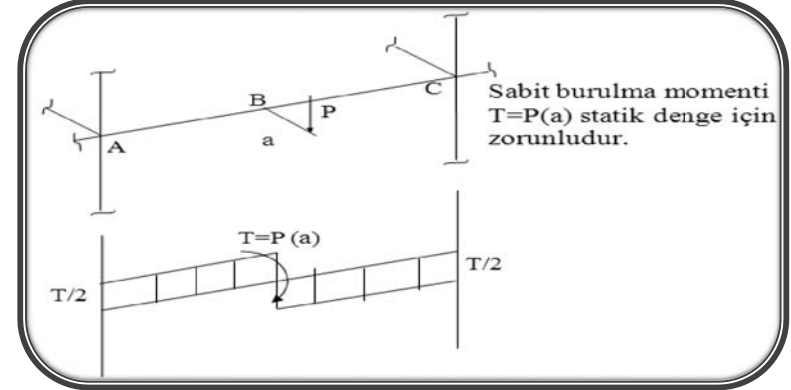
YAPI SİSTEMİ

PROF. DR. CENGİZ DÜNDAR

Denge burulmasında, burulma momenti sistemin ayrılmaz bir parçasıdır. Kirişin kritik kesitleri, oluşan burulma momentlerini karşılayacak şekilde boyutlandırılmalı ve donatılmalıdır.

Denge burulması olan sistemlerde klasik yöntemlerle (doğrusal-elastik) hesaplanan burulma momenti azaltılamaz.

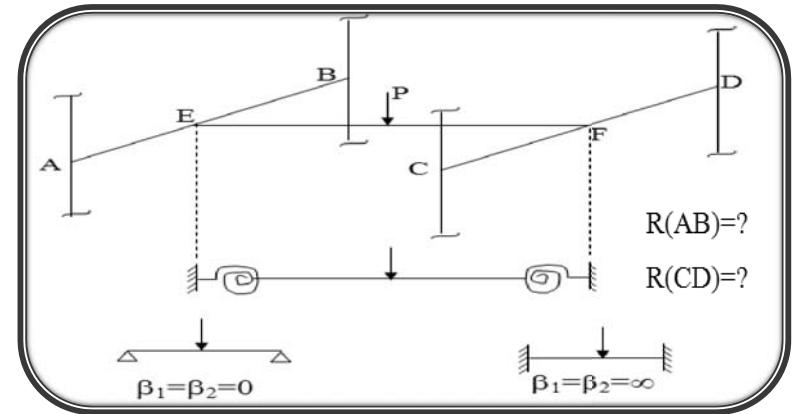
YAPI SİSTEMLERİNDE BURULMA TÜRLERİ



a) Denge Burulması:

Yapı sistemi veya elemanında dengeyi sağlayabilmek için burulma momentine gereksinme varsa, burulma denge burulmasıdır. Sözü edilen gereksinme, elastik aşamada değil taşıma gücü aşamasındaki gereksinmedir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



b) Uygunluk Burulması:

Eğer bir sistemde burulma momentinin bulunması denge için zorunlu koşul değilse söz konusu burulma uygunluk burulmasıdır.

Sistem elastik sınırlar içindeyken denge koşulunda burulma momenti yer almakta ise de, bu aşamadan sonra sistemin stabilitesini bozmadan, belirli noktalarda oluşturulacak plastik mafsallarla denge için burulmaya gereksinme kalmayabilir.

Yapılarda uygunluk burulmasına, denge burulmasına oranla daha sık rastlanır.

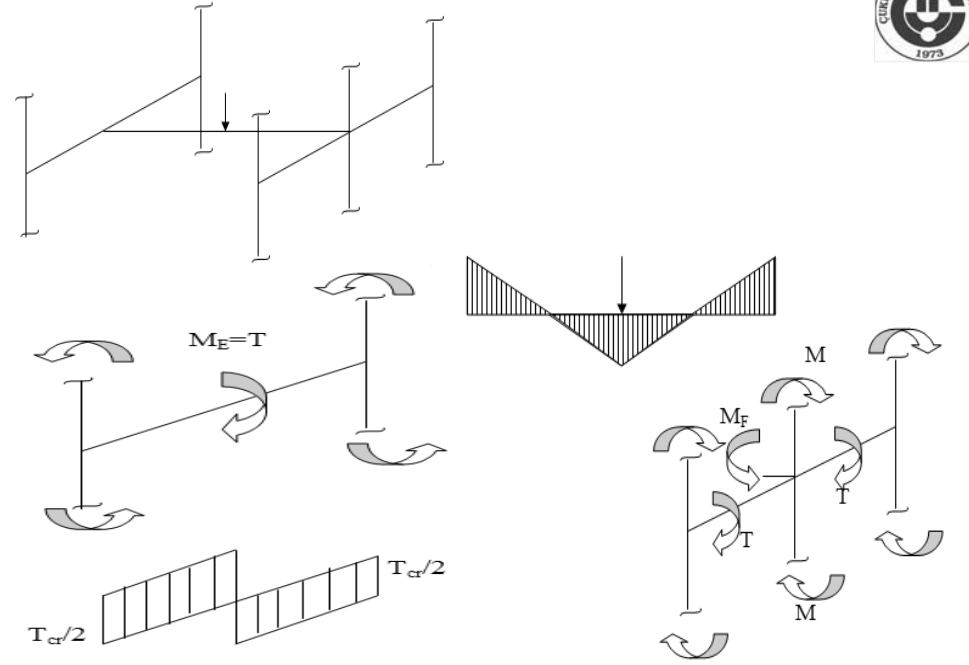
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Uygunluk burulmasında, burulma çatlama ile oluşan plastik mafsallarda burulma momentinin sabit kaldığı varsayılmaktadır.

Bu sabit değer çatlama momentine eşit olacaktır. O halde uygunluk burulmasının söz konusu olduğu durumlarda, burulma momentinin hesabına gerek yoktur.

Bu moment en fazla çatlama burulma momenti (T_{cr}) değerine eşit olarak alınacaktır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

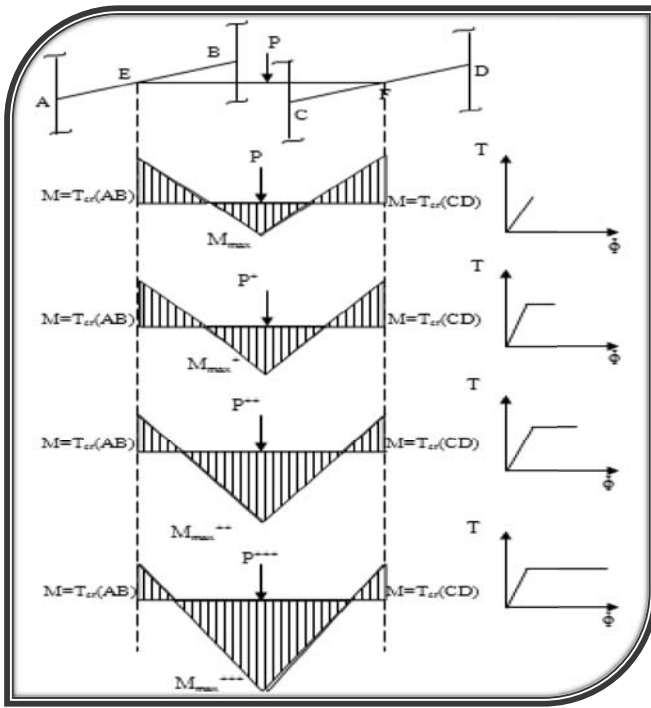


İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Varılan bu sonuç son derece önemlidir. Bu durumda, pratikte en sık rastlanan burulma türü olan uygunluk burulmasında, burulma momentinin saptanması için üç boyutlu yapısal çözümlmeye gerek kalmamaktadır. Bu çok büyük zaman tasarrufu sağlamakta ve işlemleri kolaylaştırmaktadır.

Ancak bu şekildeki bir çözümde “uyumun” neden olacağı değişimler dikkate alınmalı, mafsallaşan kesitlerin dönme kapasitelerinin yeterli olması sağlanmalı ve çatlak genişliği kontrol edilmelidir.

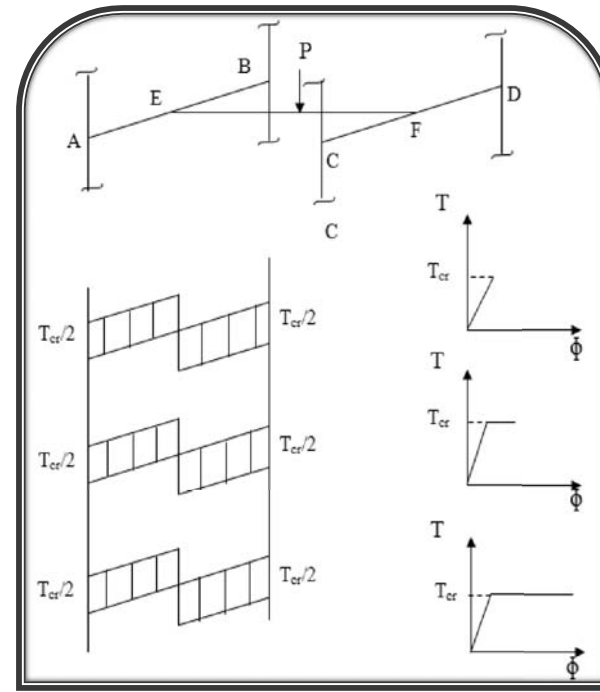
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Yandaki şekilde, uygunluk burulması durumunda burulma momentinin elemanda nasıl meydana geldiği aşama aşama gösterilmektedir.

$$M_{max} = M_f = A_s f_{yd} (z)$$

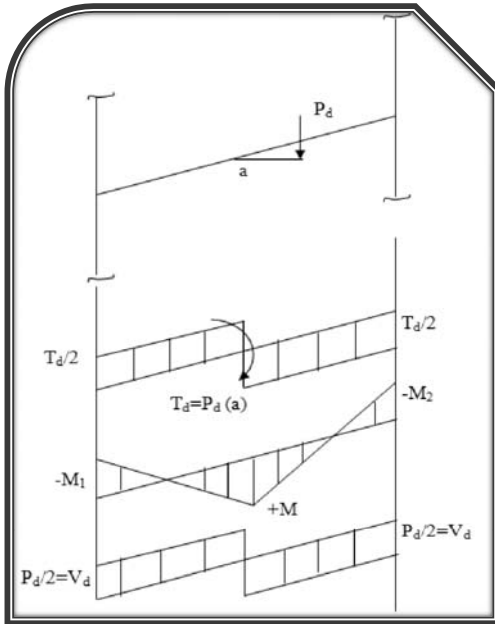
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



AB kirişi üzerindeki max. burulma momenti P nin büyüklüğünden bağımsız olup daima sabit kalacaktır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

BETONARMEDE BURULMA TASARIMI



Denge ve uygunluk burulması için yapılacak hesaplar oldukça farklı olduğundan öncelikle burulma türünün saptanması gerekmektedir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Aşağıda denge ve uygunluk burulması için yapılacak hesaplamalar özetlenmektedir.

$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} (b_w d)$
 $T_{cr} = 1.35 S f_{ctd}$
 Çatlama Kontrolü:
 $\left(\frac{T_d}{T_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{V_d}{V_{cr}}\right)^2 = \Psi$ ($\Psi < 1$ ise çatlama değil, $\Psi > 1$ ise çatlama)
 T_{cr} = Basit burulma altında çatlama momenti.
 V_{cr} = Burulmanın olmadığı durumda eğik çatlama dayanımı.
 T_d ve V_d = Uygulanan burulma momenti ve kesme kuvvetinin hesap değeri.

$\Psi < 1$ Çatlama değil:
 min Donatı:
 $\min \rho_{wo} = \frac{A_o}{s b_w} = 0.15 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} \left(1 + 1.3 \frac{T_d}{V_d b_w}\right)$
 $\frac{T_d}{V_d b_w} \leq 1.0$ olmalıdır.
 İlave Boyuna Donatı:
 $\min A_{s1} = \min \frac{T_d U_e}{2 f_{yd} A_e}$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$\Psi > 1$ Çatlamış:

Gövde donatısı gerekli

Gövde ezilmesi kontrol edilmeli

$$\tau = \left(\frac{T_d}{1.35S} + \frac{V_d}{b_w d} \right) \leq \tau_{\max} = 0.22 f_{cd}$$

Bu denklem sağlanmıyorsa sağlanana kadar boyutlar büyütülmelidir.

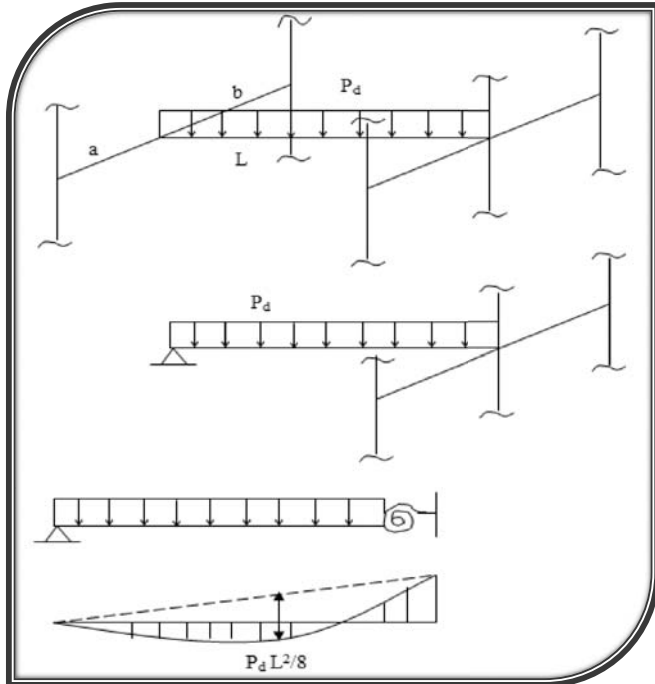
$$T_r = T_d = 2 \frac{A_{ot}}{s} (A_e) (f_{ywd}) \quad \text{TS 500-2000}$$

$$\frac{A_{ot}}{s} = \frac{T_d}{2 A_e f_{ywd}}$$

$$\frac{A_{ov}}{s} = \frac{V_d - V_c}{f_{ywd} d (n)}$$

$$\frac{A_o}{s} = \frac{A_{ot}}{s} + \frac{A_{ov}}{s} \geq \frac{A_o}{s} \quad (\text{min})$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

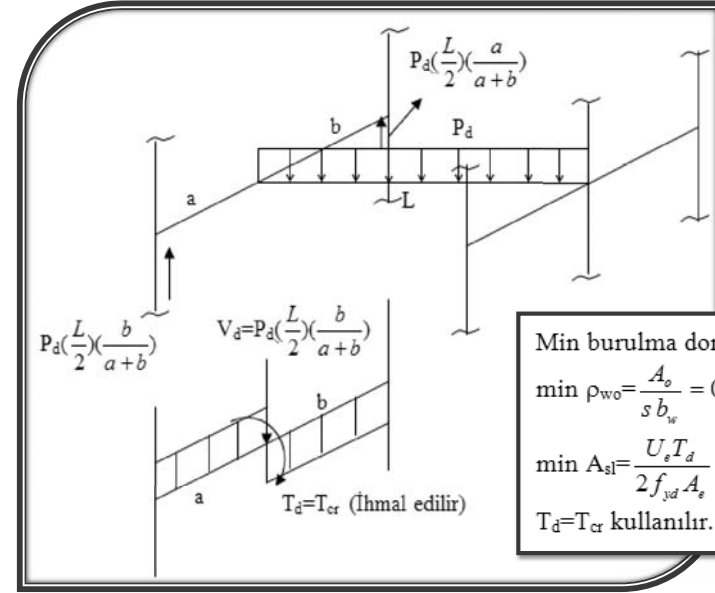


$$M = -\frac{1}{8} P_d L^2$$

$$M = -\frac{1}{10} P_d L^2$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

b) Uygunluk Burulması:



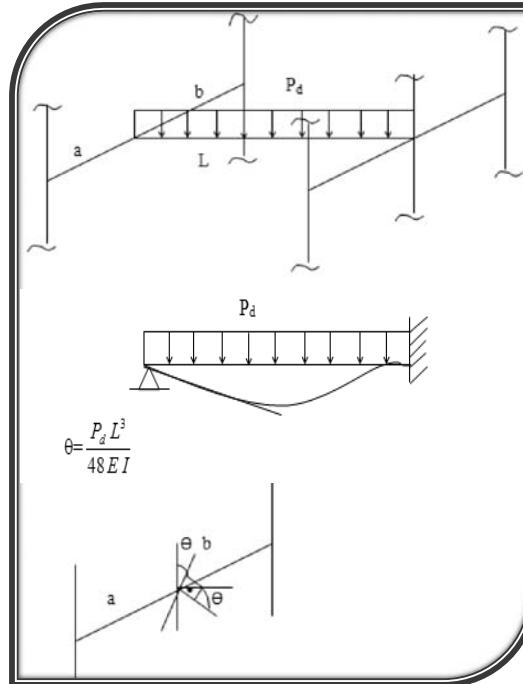
Min burulma donatısı sağlanır;

$$\min \rho_{wo} = \frac{A_o}{s b_w} = 0.15 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} \left(1 + 1.3 \frac{T_d}{V_d b_w} \right)$$

$$\min A_{s1} = \frac{U_e T_d}{2 f_{yd} A_e}$$

$T_d = T_{cr}$ kullanılır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Birim Dönme, $\phi = \frac{\theta}{a} \leq 10 \cdot 10^{-3} \text{ rad/m.}$

Bu koşul sağlanmazsa boyutlar değiştirilmelidir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

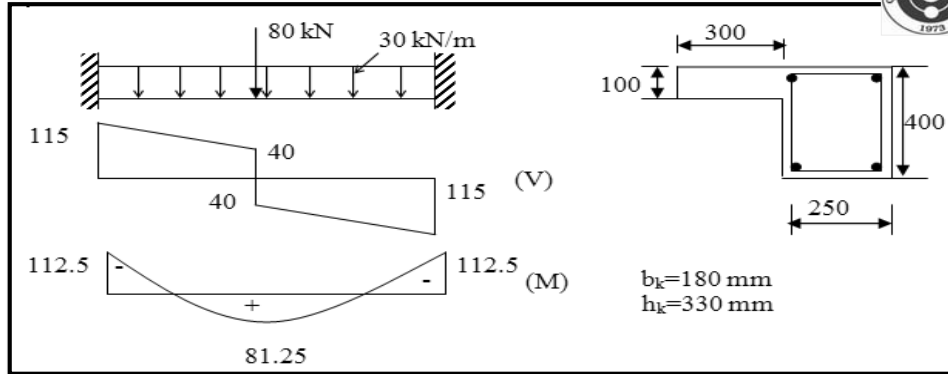
Detaylandırma:

Burulma için gerekli boyuna donatı, olabildiğince kesit çevresine dağıtılmalı ve köşelerdeki çubuk çapı, en az 12 mm olmalıdır. Ayrıca iki çubuk arasındaki uzaklık 300 mm'yi geçmemelidir.

Etriye çapı en az 8 mm olmalı ve etriye aralığı, aşağıdaki koşulları sağlamalıdır.

$$\begin{aligned} s &\leq d/2 \\ s &\leq U_e/8 \\ s &\leq 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Bilinen:

Malzeme C20, S420, $f_{ctd}=1 \text{ N/mm}^2$, $f_{ywd}=191 \text{ N/mm}^2$

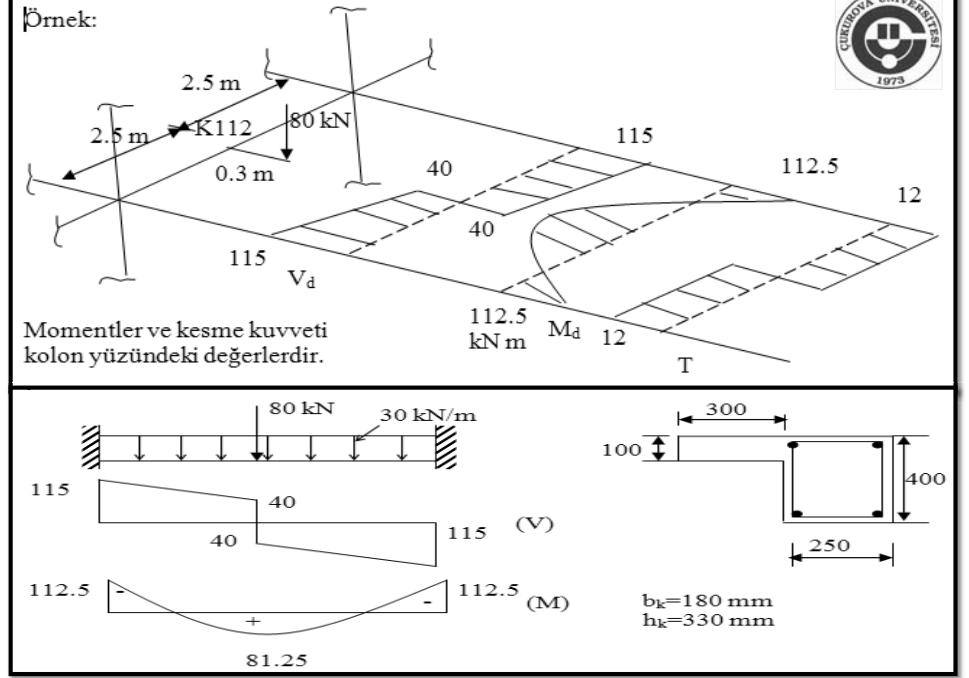
Hesap yükleri: $p_d=30 \text{ kN/m}$, $P_d=80 \text{ kN}$

Kiriş boyutları: 25*40 (d=36.5 cm)

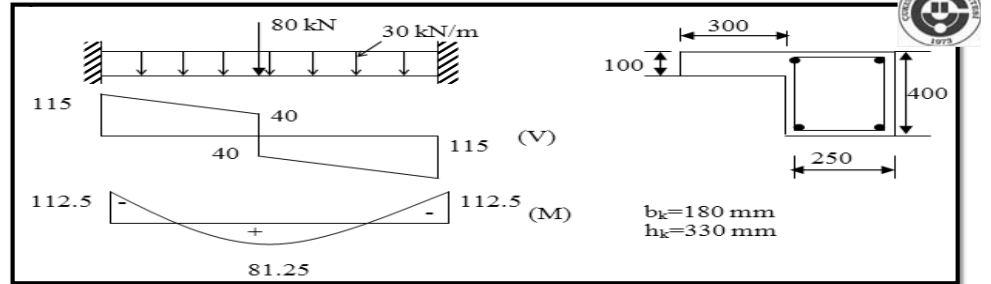
Mesnet için verilen değerler kolon yüzündeki değerlerdir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Örnek:



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Çözüm:

a) Burulma, denge burulmasıdır.

b) K112 L kirişidir. $x_1=25 \text{ cm}$, $y_1=40 \text{ cm}$, $x_2=10 \text{ cm}$, $y_2=30 \text{ cm}$

$$b_k=b_w-2*3.5=18 \text{ cm}, h_k=h-2*3.5=33 \text{ cm}$$

$$A_e=b_k h_k=18*33=594 \text{ cm}^2, U_e=2(b_k+h_k)=102 \text{ cm}$$

$$c) T_{cr}=1.35S f_{ctd} \quad \text{TS 500 de } S=\left(\frac{1}{3}\right) \sum x_i^2 y_i$$

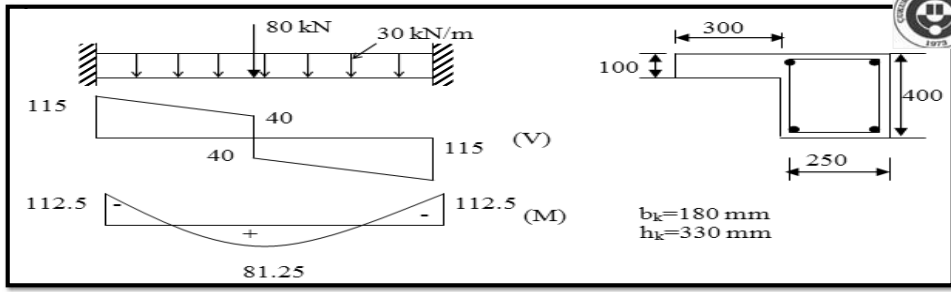
$$1.35S=0.45(25^2*40+10^2*30)=12600 \text{ cm}^3$$

$$T_{cr}=1.35S f_{ctd}=1*12600*10^{-3}=12.6 \text{ kN m}$$

$$V_{cr}=0.65 f_{ctd} b_w d=0.65*1*250*365*10^{-3}=59.3 \text{ kN}$$

$$V_c=0.8 V_{cr}=47.4 \text{ kN}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



d) $T_d = 12 \text{ kN m}$

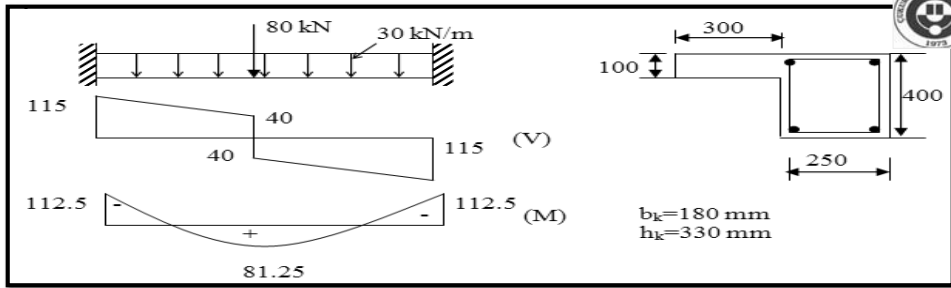
$V_d = 104 \text{ kN}$ (kolon yüzünden d uzaklığında)

$$\tau = \frac{V_d}{b_w d} + \frac{T_d}{1.35S} = \frac{104 \cdot 10^3}{250 \cdot 365} + \frac{12 \cdot 10^6}{12600 \cdot 10^3} = 2.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{\max} = 0.22 f_{cd} = 0.22 \cdot 13 = 2.86 > 2.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\left(\frac{T_d}{T_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{V_d}{V_{cr}}\right)^2 = \left(\frac{12}{12.6}\right)^2 + \left(\frac{104}{59.3}\right)^2 = 3.98 > 1 \text{ kesit çatlamıştır.}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

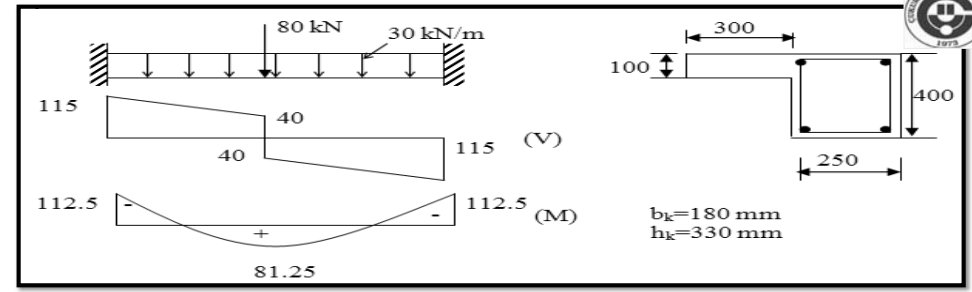


$\phi 10$ seçilirse; $A_0 = 78.5 \text{ mm}^2$ - buradan $s = 84.4 \text{ mm}$ ($\phi 10/8 \text{ cm}$)

$$A_{sl} = \frac{A_{ot}}{s} U_e \frac{f_{ywd}}{f_{yd}} = 280 \text{ mm}^2$$

Boyuna donatı alt ve üstte yerleştirilecektir. Her bir yüzde $A_{sl}/2 = 140 \text{ mm}^2$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

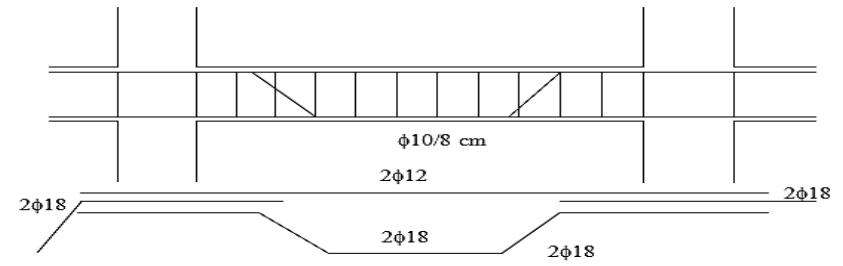
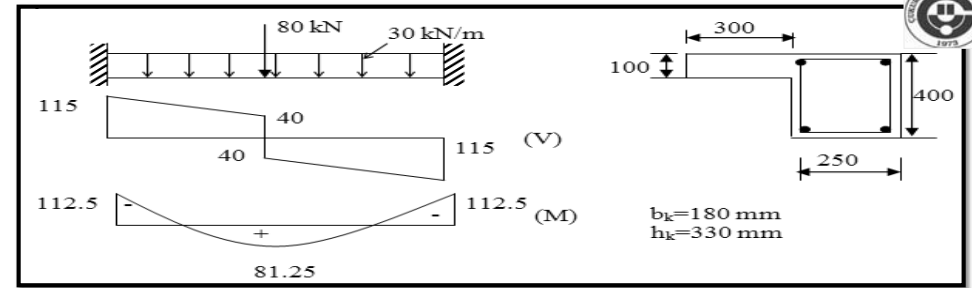


$$e) \frac{A_o}{s} = \frac{V_d - V_c}{2 f_{ywd} (d)} + \frac{T_d}{2 A_e f_{ywd}}$$

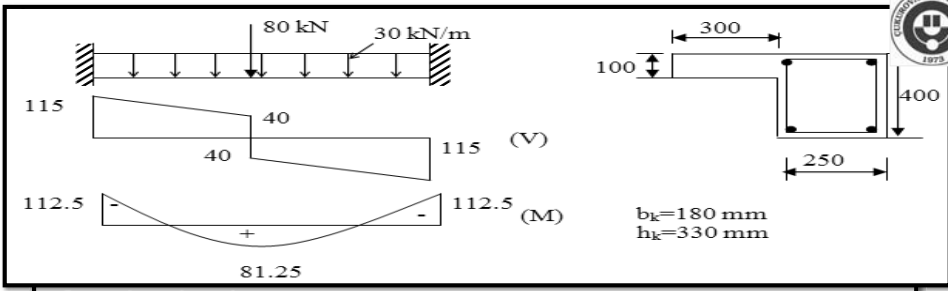
$$\frac{A_o}{s} = \frac{(104 - 47.4) \cdot 10^3}{2 \cdot 191 \cdot 365} + \frac{12 \cdot 10^6}{2 \cdot 594 \cdot 10^2 \cdot 191} = 0.93 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\min \frac{A_o}{s} = 0.15 \frac{1}{191} (1 + 1.3 \frac{12 \cdot 10^3}{104 \cdot 250}) 250 = 0.314 \text{ mm}^2/\text{mm} < 0.93 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



f) Eğilme hesabı

$$+M=81.25 \text{ kN m} \quad A_s = \frac{M_d}{f_{yd} j d} = 678 \text{ mm}^2$$

$$-M=112.5 \text{ kN m} \quad K=374.62 \text{ mm}^2/\text{kN} < K_L=380 \text{ mm}^2/\text{kN} \text{ (Çift Donatı)}$$

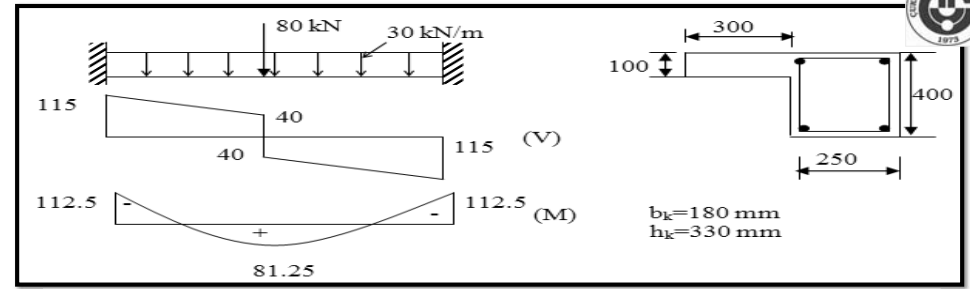
$$M_1 = \frac{b_w d^2}{K_L} = 87.6 \text{ kNm}, \quad M_2 = 25 \text{ kNm}$$

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd} j d} = \frac{87.6 \cdot 10^6}{365 \cdot 0.86 \cdot 365} = 765 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{M_2}{f_{yd} (d - d')} = 208 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 973 \text{ mm}^2$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Eğilme+burulma için gerekli boyuna donatı;

Açıklıkta:

$$\text{Altta } 678+140=818 \text{ mm}^2 \text{ (2}\phi 18 \text{ düz, 2}\phi 18 \text{ pilye)}=1016 \text{ mm}^2$$

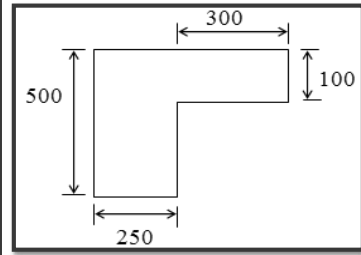
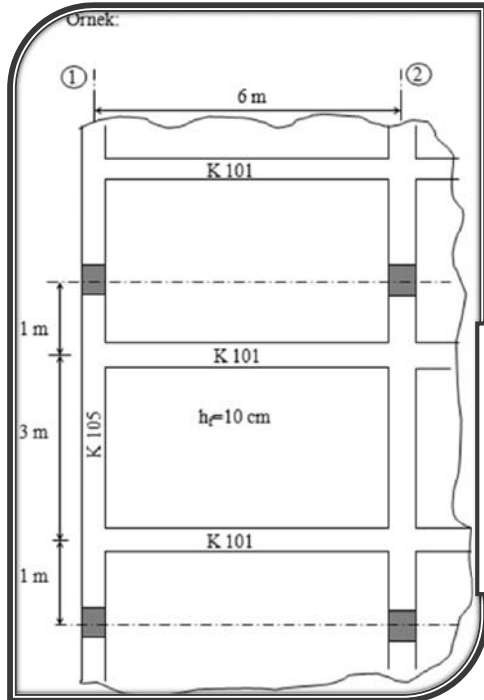
$$\text{Üstte } 0+140=140 \text{ mm}^2 \text{ (Var olan) 2}\phi 12$$

Mesnette:

$$\text{Altta } 208+A_{s1}/2=208+140=348 \text{ mm}^2 \text{ (Var olan 2}\phi 18=508 \text{ mm}^2)$$

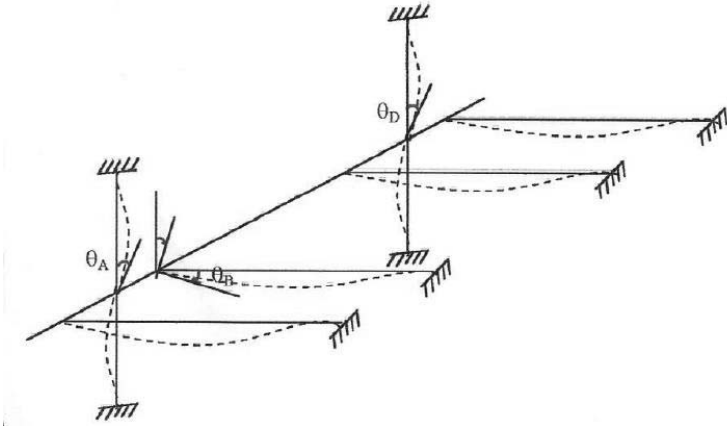
$$\text{Üstte } A_s+A_{s1}/2=973+140=1113 \text{ mm}^2 \text{ (Var olan 4}\phi 18 \text{ pilye+2}\phi 12 \text{ montaj}=1232 \text{ mm}^2)$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

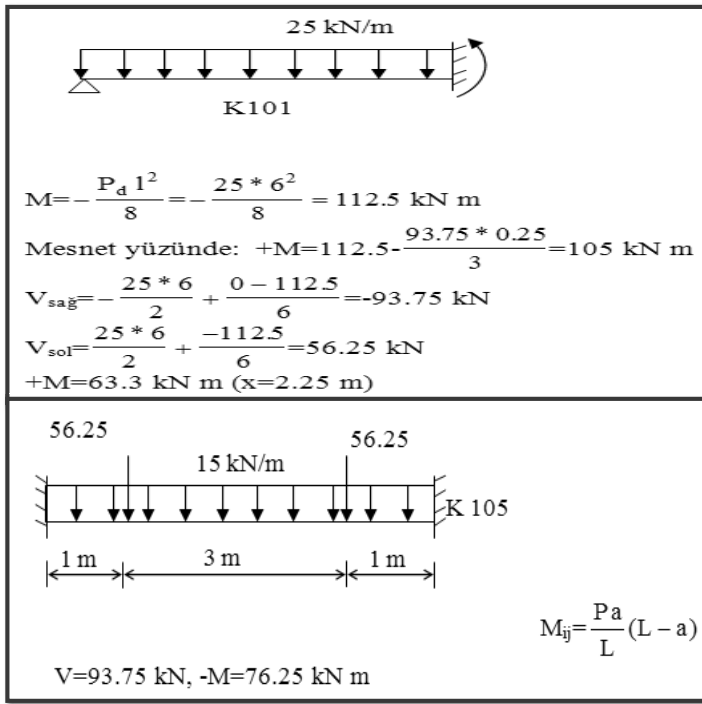


Bilinen: Kirişler 25*50 cm (d=46.5 cm)
 Kolonlar 60 cm, L=3 m
 Döşeme kalınlığı h_f=10 cm
 Kiriş hesap yükleri:
 K101 P_d=25 kN/m, K105 P_d=15 kN/m
 Malzeme C20, S220 (f_{ctd}=1 N/mm^2, f_{ywd}=191 N/mm^2)
 İstenen: K101 ve K105 kirişlerinin donatı hesabı

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Uygunluk burulması söz konusu olduğundan K105 kirişine uygulanan burulma momenti ihmal edilecek ve K101 kirişinin eğilme momenti hesaplanırken, K105 kirişinin burulma rijitliğinin sıfır olduğu kabul edilecektir.

K101

$$M_d = 63.3 \text{ kN m} \quad A_s = 790 \text{ mm}^2 \text{ (2}\phi 16 \text{ düz} = 400 \text{ mm}^2, \text{ 2}\phi 18 \text{ pilye} = 510 \text{ mm}^2)$$

$$-M_d = 105 \text{ kN m} \quad -A_s = 1370 \text{ mm}^2 \text{ var olan 4}\phi 18 \text{ pilye} = 1020 \text{ mm}^2$$

Ek olarak 2 ϕ 12 montaj = 226 mm² 1 ϕ 14 ilave = 154 mm²

1400 mm²

Diğer mesnette (K105 e saplandığı nokta)

$$-M = T_{cr} = f_{ctd} 1.35 S$$

$$1.35 S = \frac{1.35}{3} (x_1^2 y_1 + x_2^2 y_2) = 0.45 (25^2 \cdot 50 + 10^2 \cdot 3 \cdot 10) = 15412 \text{ cm}^3$$

$$-M = T_{cr} = 1 \cdot 15412 \cdot 10^{-3} = 15.4 \text{ kN m}$$

$$-M = 15.4 \text{ kN m} \quad -A_s = 200 \text{ mm}^2 \text{ var olan pilye} = 510 \text{ mm}^2$$

$$V_d = 93.75 - \frac{25 \cdot 0.25}{2} = 90.3 \text{ kN} \quad V_{cr} = 75 \text{ kN} \quad V_d > V_{cr} \quad \text{Mesnet yüzünde}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$\min \frac{A_{sw}}{s} = 0.3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w = 0.39$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_d - V_c}{f_{ywd} (d)} = \frac{(90.3 - 0.8 \cdot 75) \cdot 10^3}{191 \cdot 465} = 0.34 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (}\phi 8/23 \text{ kullanılır.)}$$

K105

$$+M_d = 40 \text{ kN m} \quad A_s = 500 \text{ mm}^2$$

$$-M_d = 60 \text{ kN m} \quad -A_s = 790 \text{ mm}^2$$

$$V_d = 90 \text{ kN}, \quad V_{cr} = 75 \text{ kN}, \quad V_c = 60 \text{ kN}$$

$$T_d = T_{cr} = 15.4 \text{ kN m}$$

$$\min \frac{A_o}{s} = 0.15 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} \left(1 + 1.3 \frac{T_{cr}}{V_d b_w}\right) b_w$$

$$= 0.15 \frac{1}{191} \left(1 + 1.3 \frac{15.4 \cdot 10^3}{90 \cdot 250}\right) 250 = 0.4$$

Yalnız kesme için gerekli etriye alanı;

$$\frac{A_{os}}{s} = \frac{A_{sw}}{2s} = \frac{V_d - V_c}{2 f_{ywd} (d)} = \frac{(90 - 60) \cdot 10^3}{2 \cdot 191 \cdot 465} = 0.17 < 0.4$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$\min \frac{A_o}{s} = 0.4 \quad \phi 8/12.5 \text{ veya } \phi 10/20 \text{ cm}$$

TS 500 e göre $s \leq d/2 = 23 \text{ cm}$

$$s \leq U_e/8 = 122/8 = 15 \text{ cm}, \quad s < 30$$

Bu durumda $\phi 8/12.5$ kullanılacaktır.

$$\min A_{sl} = \frac{T_d U_e}{2 f_{yd} A_e} = 635 \text{ mm}^2$$

Boyuna Donatı:

Açıklıkta Altta = $A_s + A_{sl}/2 = 500 + 318 = 818 \text{ mm}^2$
(3 ϕ 14 düz + 2 ϕ 16 pilye = 864)

Üstte = $0 + A_{sl}/2 = 0 + 318 = 318 \text{ mm}^2$
3 ϕ 12 (montaj dahil) = 340 mm²

Mesnette Altta = $0 + A_{sl}/2 = 0 + 318 = 318 \text{ mm}^2$
Var olan 3 ϕ 14 = 462 mm²

Üstte = $A_s + A_{sl}/2 = 790 + 318 = 1108 \text{ mm}^2$
Var olan 4 ϕ 16 + 3 ϕ 12 = 1143 mm²

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Burulma açıklığı $3h=150$ cm den küçük olduğundan dönme açısının kontrol edilmesi gerekir. K101 kirişinin her iki ucu da mafsalı kabul edilirse mesnetteki dönme açısı,

$$\theta_B = \frac{P_d L^3}{24 EI}$$

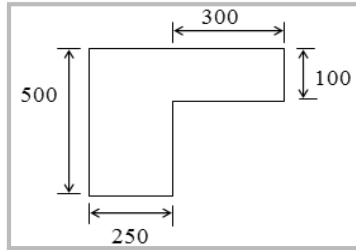
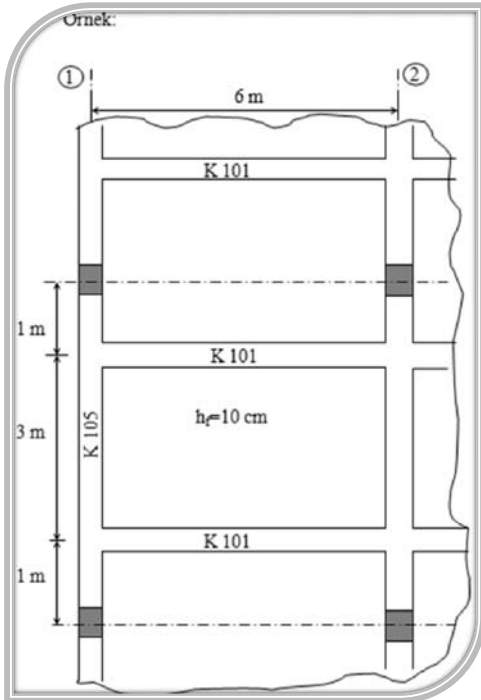
$$I_{K101} = 25 \cdot (50)^3 / 12 = 2.6 \cdot 10^5 \text{ cm}^4 \quad E = 2850 \text{ kN/cm}^2$$

$$EI = 74.1 \cdot 10^7 \text{ kN cm}^2 \text{ olur.}$$

$$\theta_B = \frac{0.25 \cdot (600)^3}{24 \cdot 74.1 \cdot 10^7} = 3.04 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\phi = \theta_B / 1 \text{ m} = 3.04 \cdot 10^{-3} \text{ rad/m} < 10 \cdot 10^{-3} \text{ rad/m}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Aynı örnek için

SAP2000 programı kullanılarak da çözüm gerçekleştirilmiştir.

Oluşan analiz sonuçları ise sırasıyla verilen şekillerde görüldüğü gibidir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

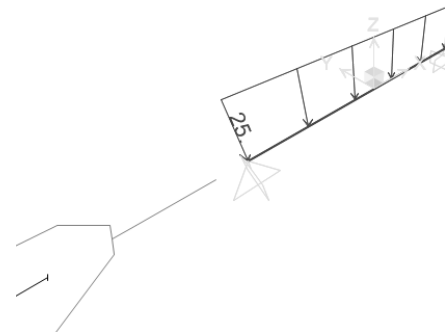
YAPI SİSTEMİ

UYGUNLUK BURULMASI SAP 2000 İLE FARKLI MODELLER ÜZERİNDE ELDE EDİLEN ÇÖZÜM SONUÇLARININ İRDELEMESİ

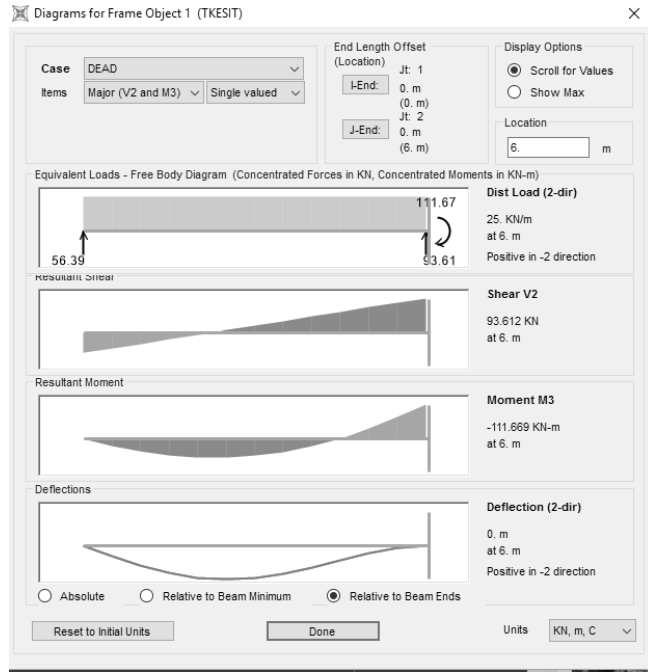
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

K101 KİRİŞİ TEK AÇIKLIK MODEL

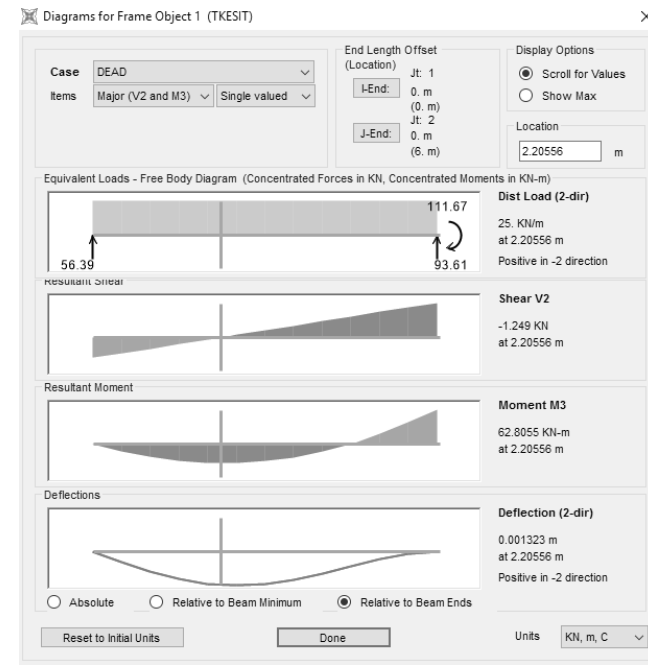
Frame Span Loads (DEAD) (As Defined)



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

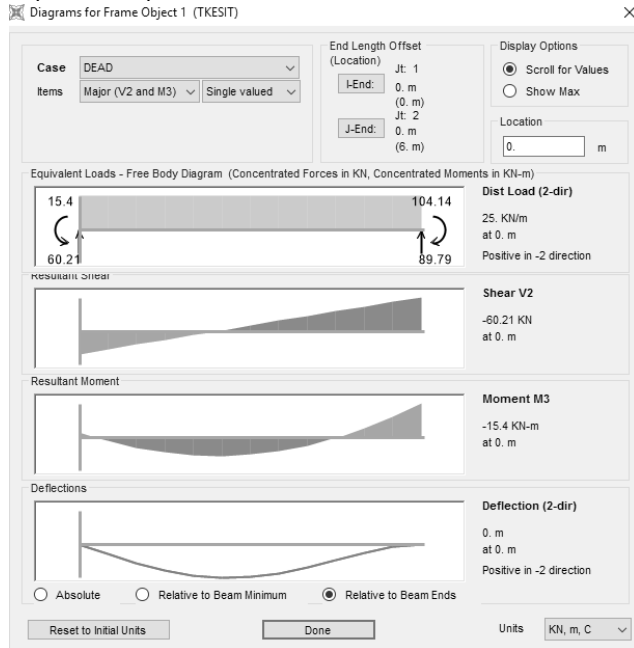


İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



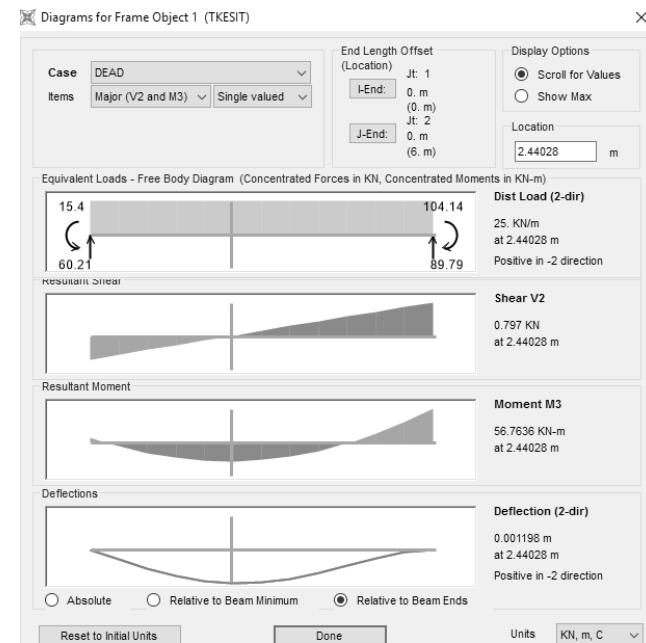
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

SOL UÇTA K105 ÇATLAMA BURULMA MOMENTİ UYGULANIYOR



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

SOL UÇTA K105 ÇATLAMA BURULMA MOMENTİ UYGULANIYOR

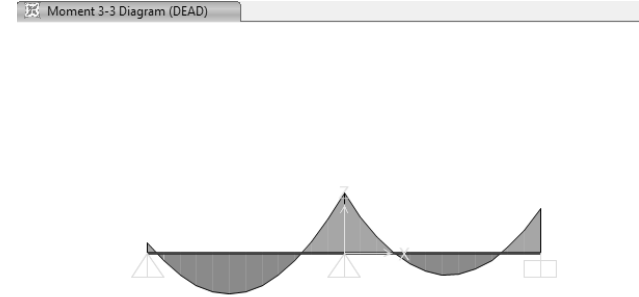


İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

K101 KİRİŞİ 2 AÇIKLIKLI MODEL T KESİT



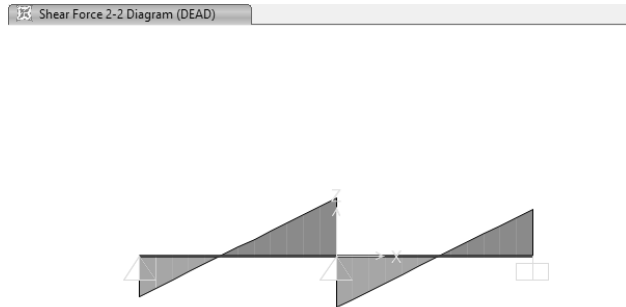
MOMENT DİYAGRAMI



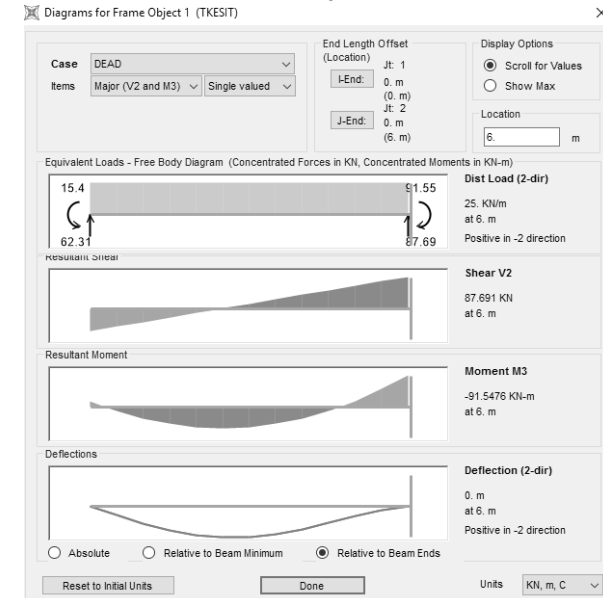
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

KESME KUVVETİ DİYAGRAMI



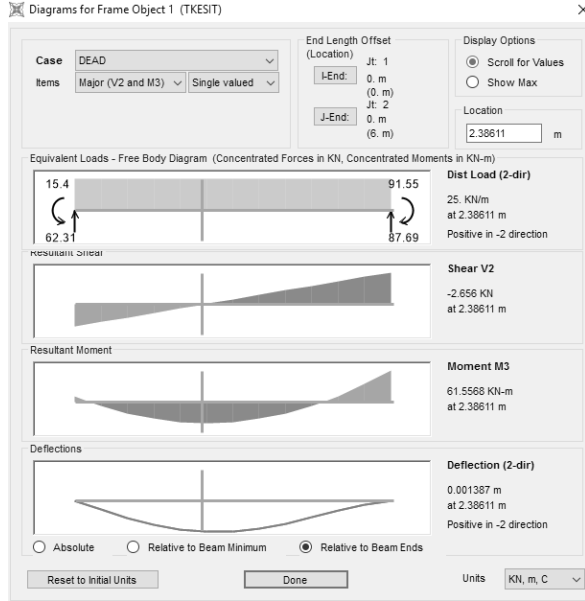
SOL UÇ K105 KİRİŞİ BURULMA ÇATLAMA MOMENTİ($T_{cr}=15.4$ kNm)



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

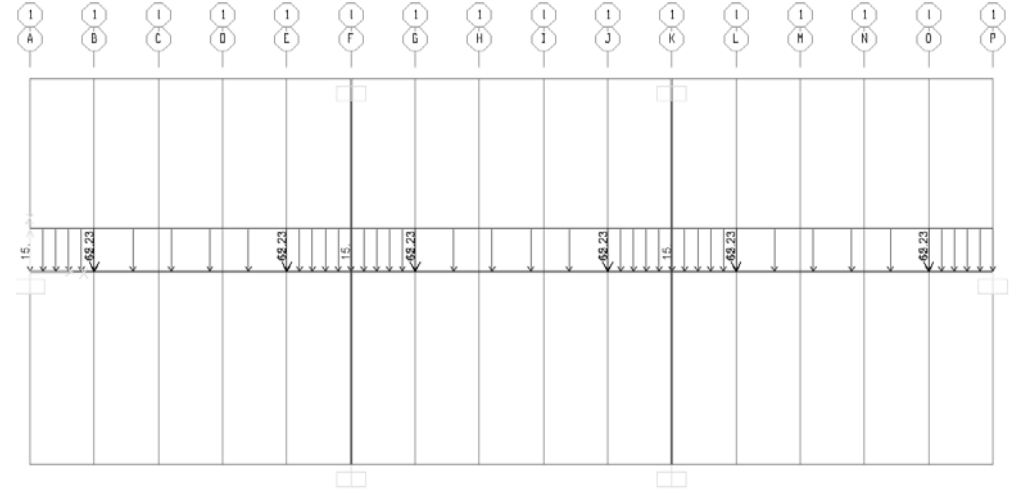
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

SOL UÇ K105 KİRİŞİ BURULMA ÇATLAMA MOMENTİ($T_{cr}=15.4$ kNm)



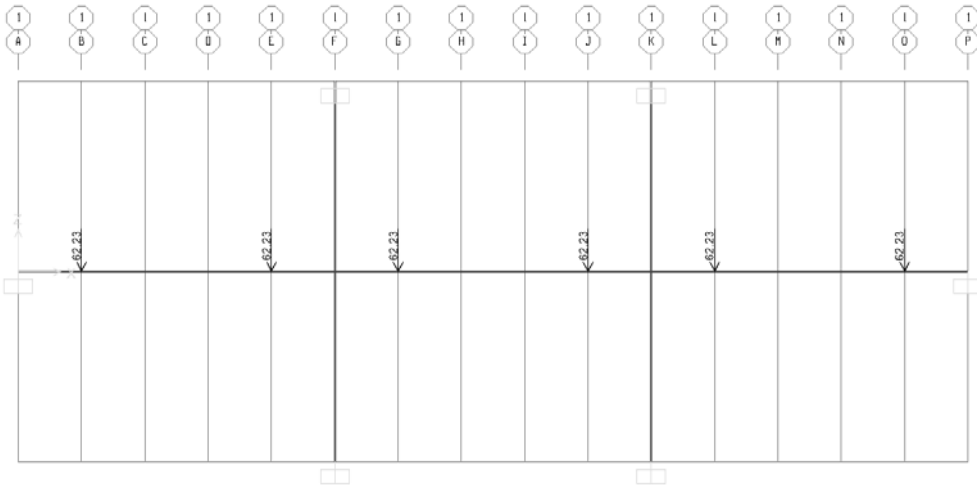
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

K105 KİRİŞİ KAT ÇERÇEVESİ MODELİ K105 YÜKLEME DURUMU (K101 REAKSİYON KUVVETLERİ VE 15 kN/m)



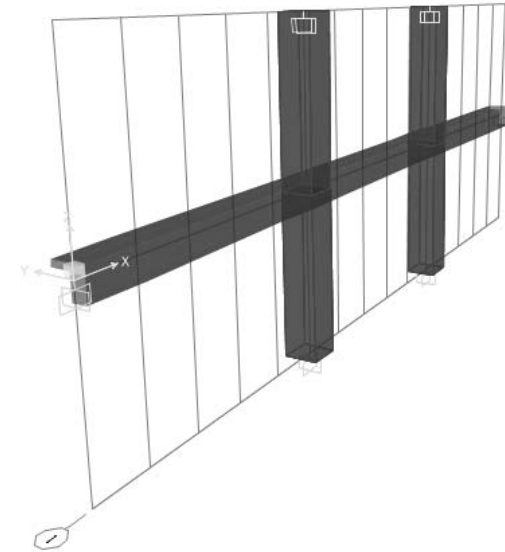
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

K105 KİRİŞİ KAT ÇERÇEVESİ MODELİ K105 YÜKLEME DURUMU (K101 REAKSİYON KUVVETLERİ VE 15 kN/m)



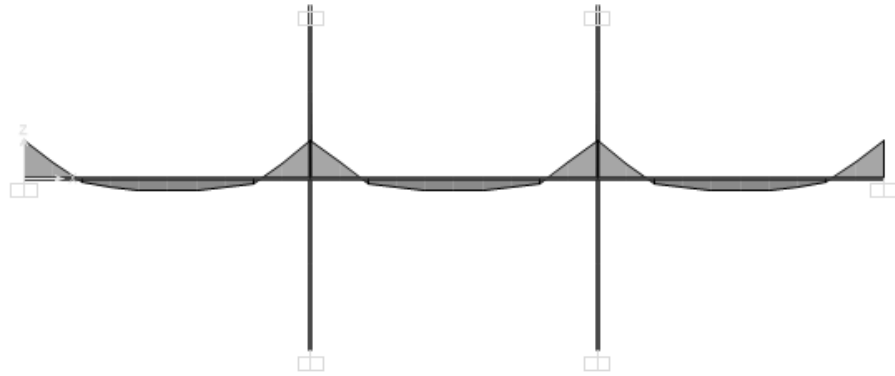
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

3 BOYUTLU K105 KESİT GÖRÜNÜŞÜ



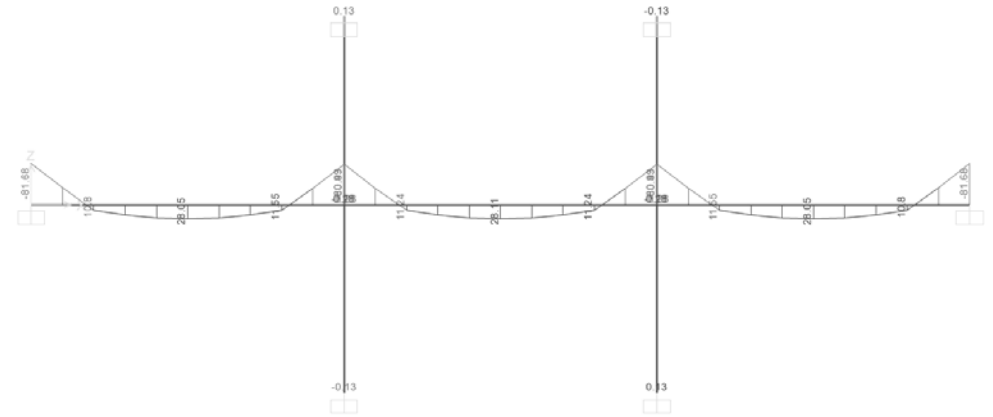
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

K105 MOMENT DİYAGRAMI



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

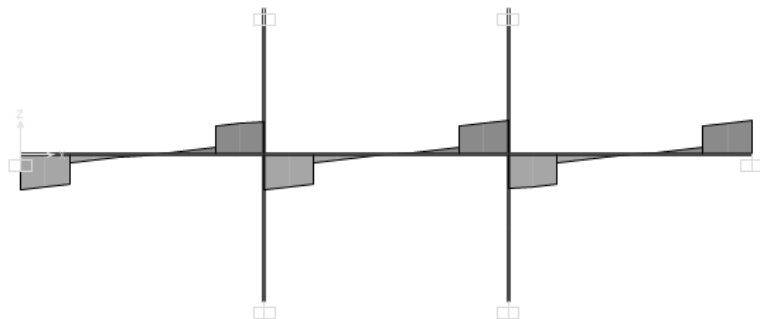
K105 MOMENT DİYAGRAMI



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

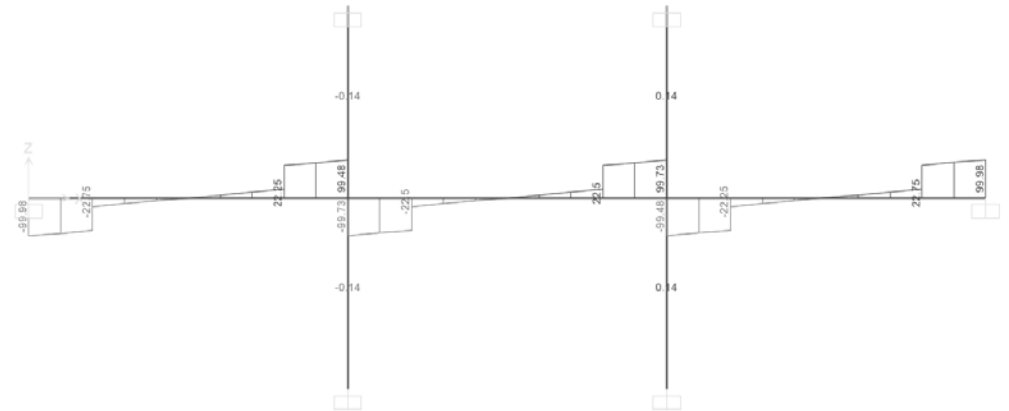
KESME KUVVETİ DİYAGRAMI

Shear Force 2-2 Diagram (DEAD)



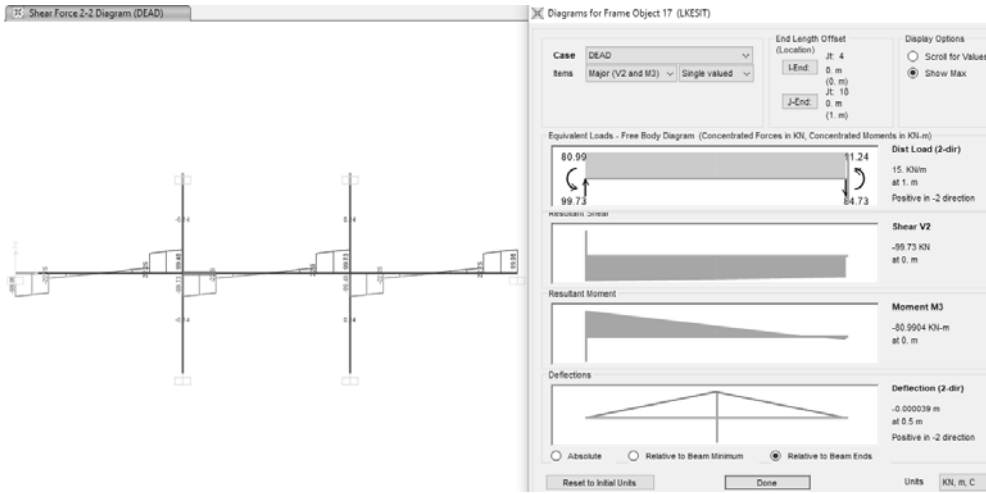
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

KESME KUVVETİ DİYAGRAMI



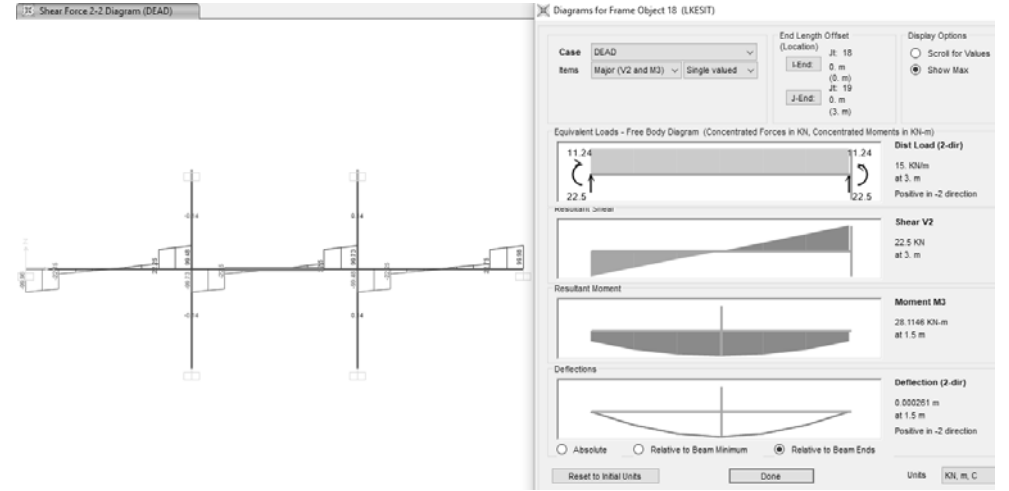
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

K105 MESNET İLE K101 ARASI



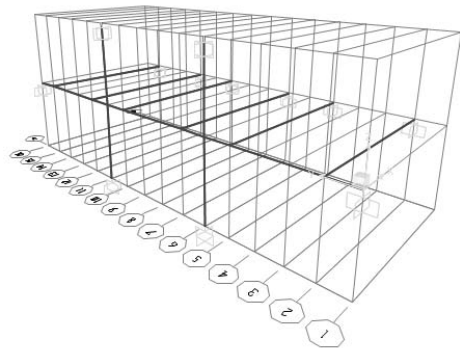
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

K101 İLE K101 ARASI



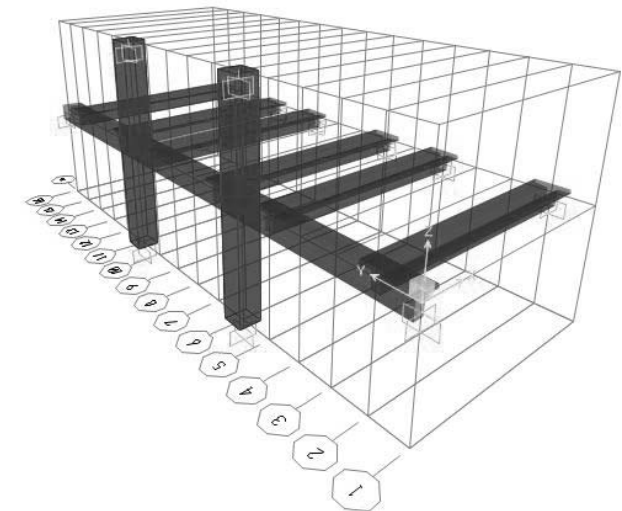
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

K105 VE K101 3 BOYUTLU KAT ÇERÇEVE MODELİ



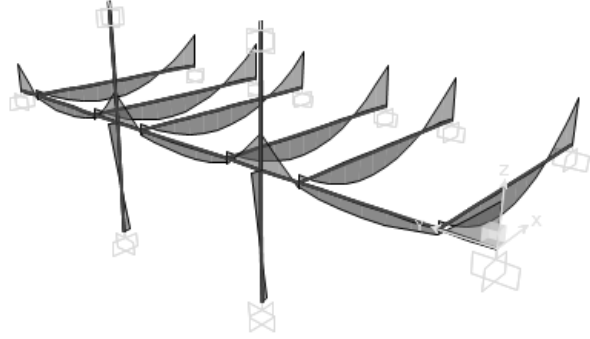
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

3 BOYUTLU ÇERÇEVE VE KESİTLER



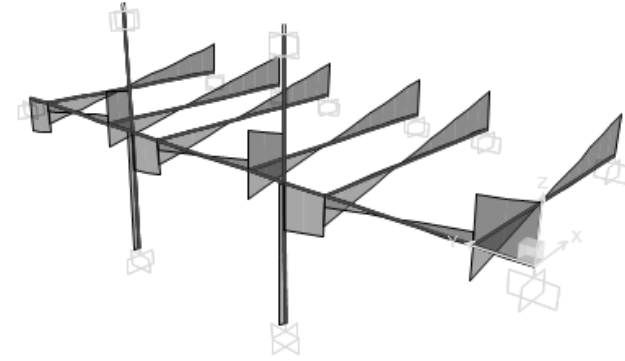
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

EĞİLME MOMENTİ



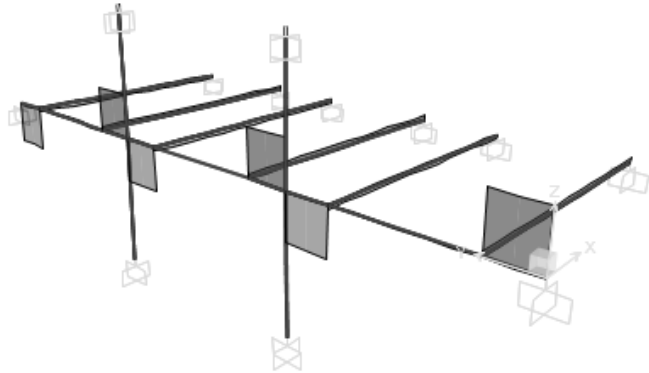
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

KESME KUVVETİ



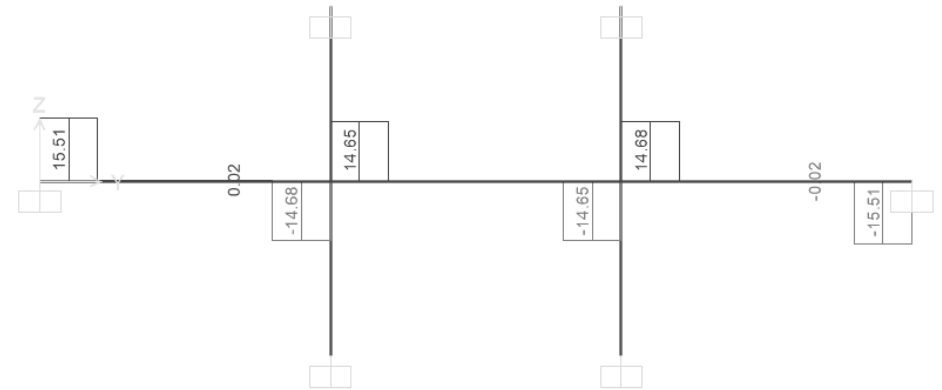
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

BURULMA MOMENTİ



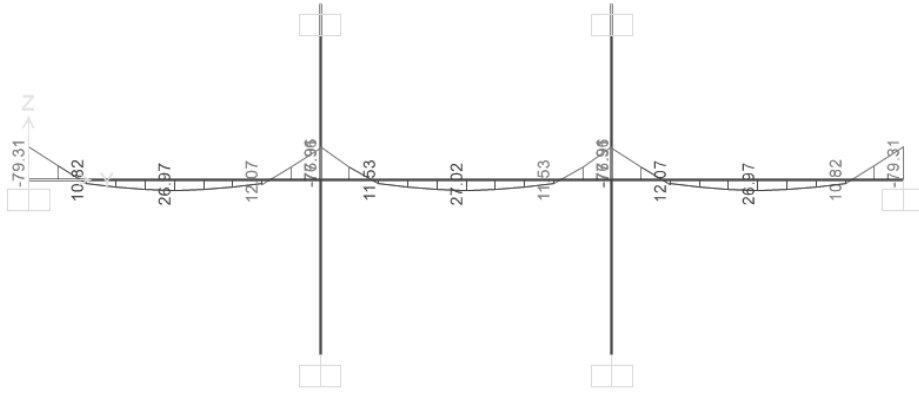
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

BURULMA MOMENTİ



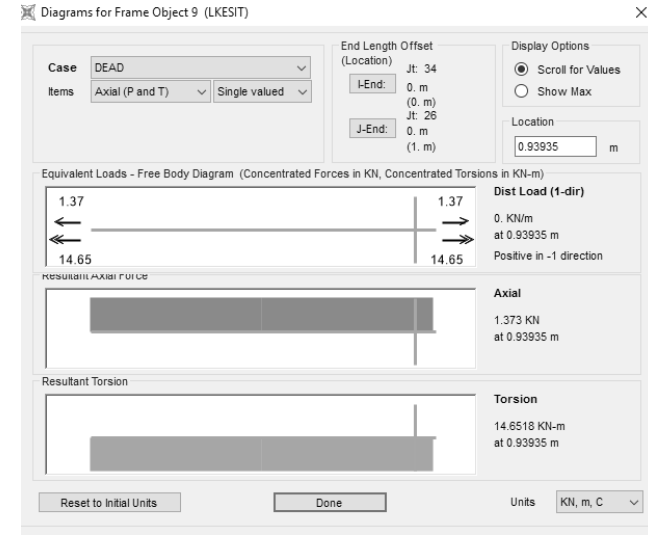
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

EĞİLME MOMENTİ



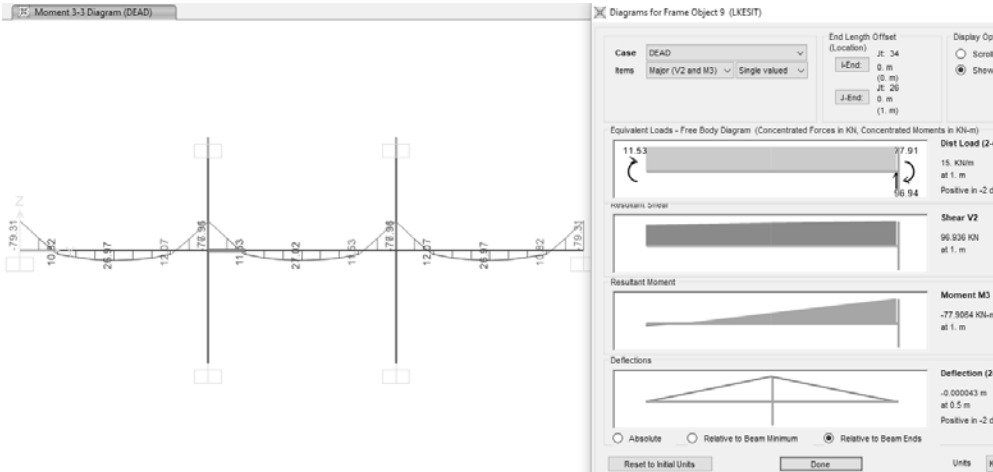
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

K105 MESNET İLE K101 ARASI



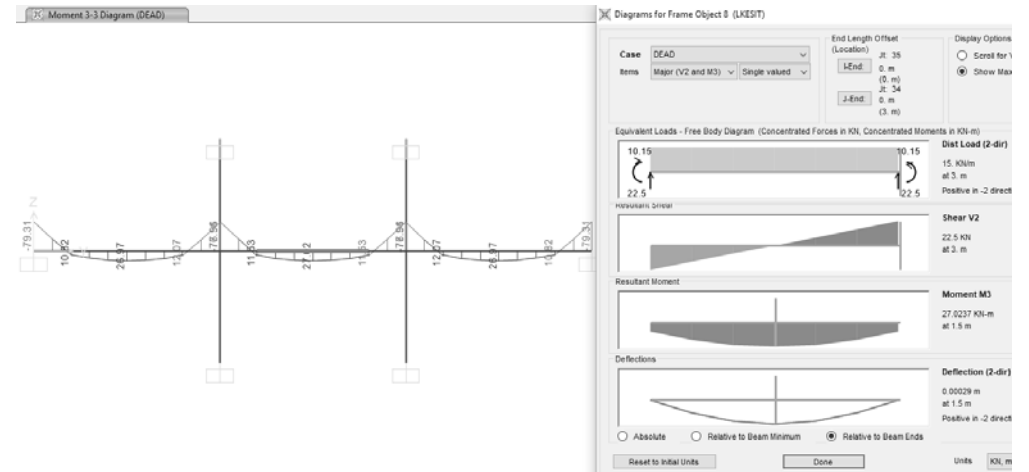
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

K105 MESNET İLE K101 ARASI



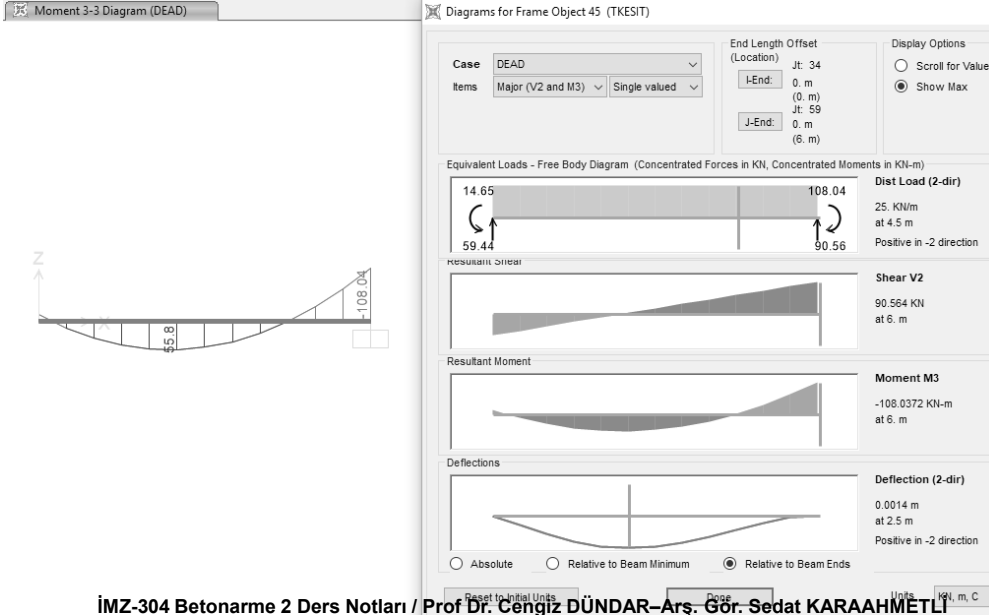
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

K101 İLE K101 ARASI



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

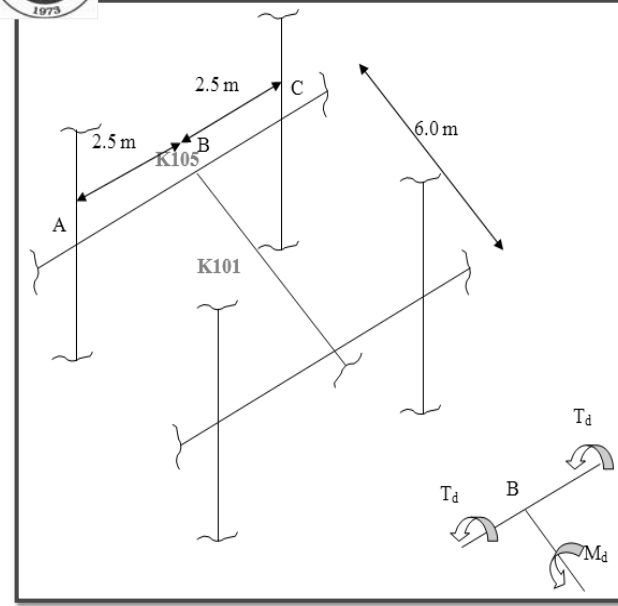
K101 KİRİŞİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



PROBLEMİN İRDELENMESİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Kat planında K105 kirişine açıklık ortasında yalnız bir kiriş sapsaydı; K101 kirişindeki negatif moment $2T_{cr}$ olacaktı. Eğer K105 kirişinin kesit boyutları 500x700 mm ve tabla kalınlığı 200 mm olsaydı; burulma çatlama momenti oldukça büyük olurdu.

$$1.35 S = \frac{1.35}{3} [(500^2)(700) + (200^2)(3)(200)] = 89.5 * 10^6 \text{ mm}^3$$

$$T_{cr} = f_{ctd} 1.35 S = 1.0 * 89.5 * 10^6 * 10^{-6} = 89.5 \text{ kNm}$$



Bu durumda K101 (250*500) kirişinin kenar mesnedindeki moment $2T_{cr}$
 $-M_d = 2 * 89.5 = 179 \text{ kNm}$

Bu moment oldukça büyüktür. Limit analize dayanan şu yaklaşım daha uygun olacaktır.

Plastik mafsallı K101 kirişinin kenar mesnedinde oluştuğu varsayılarak mevcut donatıya göre kapasite momenti hesaplanır.

$$M_p \approx 1.4 M_r = 1.4 A_s f_{yd} (d - d')$$

$$K101 \text{ üst donatı (mesnette) } 2\phi 18(510 \text{ mm}^2) + 2\phi 12(226) = 736 \text{ mm}^2$$

$$M_p = 1.4 * 736 * 0.365 * 430 * 10^{-3} = 161.2 \text{ kNm}$$

Bu moment temel alınarak K105 kiriş uçlarına giden burulma momenti hesaplanır.

$$K105 \quad T_d = \frac{161.2}{2} = 80.6 \text{ kNm} \quad T_{cr} = 89.5 \text{ kNm} > T_d$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Bu durumda plastik mafsallı K101'in ucunda oluştuğu varsayımı doğrudur. K105 çatlama burulma momentine erişmez. Minimum burulma donatısı konulacaktır.

Eğer K101 kirişinin mesnedindeki üst donatı $4\phi 18 + 2\phi 12$ ($-A_s = 1246 \text{ mm}^2$) olsaydı. Hesap burulma momenti;

$$M_p = 1.4 * 1246 * 0.365 * 430 * 10^{-3} = 273.4 \text{ kNm}$$

K105 kiriş mesnetlerindeki burulma momenti;

$$T_d = \frac{M_p}{2} = 136.9 \text{ kNm} > T_{cr}$$

Bu durumda mafsallı K101 kirişinde oluşması olanaksızdır. Plastik mafsallar K105 kirişinin ilk ucunda burulma çatlamasından oluşacaktır.

$$T_d = T_{cr} = 89.5 \text{ kNm}$$

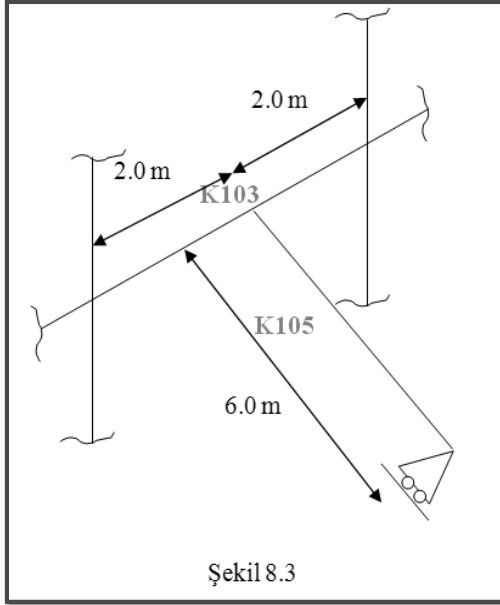
K101'in kenar mesnedinde

$$M_d = 2 * 89.5 = 179 \text{ kNm}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



ÖRNEK 8.3.



Şekil 8.3

Şekil 8.3'te gösterilen K103 kirişinin donatısını hesaplayınız. (M, V, T altında) Malzeme: C20, S420.

Kolonlar: (1000*1000) mm (Kolon boyu üstte ve altta 3.0 m)

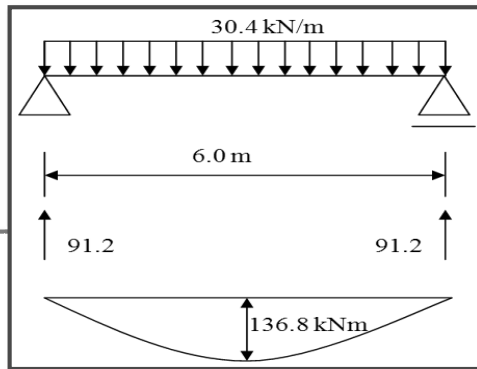
Kirişler: (300*500) mm (d=465 mm)

Düzensün yayılı kiriş yükleri:

K103 için; $p_g=7.1$ kN/m, $p_q=9.0$ kN/m

K105 için; $p_g=16.0$ kN/m, $p_q=5.0$ kN/m (kendi ağırlıkları dahil)

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



$$-M_d = 2T_{cr} = 1.35 S f_{ctd}$$

$$S = \frac{1}{3} * 300^2 * 500 = 15 * 10^6 \text{ mm}^3$$

$$T_{cr} = 1.35 * 15 * 10^6 * 1 * 10^{-6} = 20.25 \text{ kNm}$$

$$+A_s = \frac{136.8 * 10^6}{365 * 0.86 * 465} = 937.2 \text{ mm}^2 \quad \text{Seçilen: } 4\phi 18 = 1018 \text{ mm}^2$$

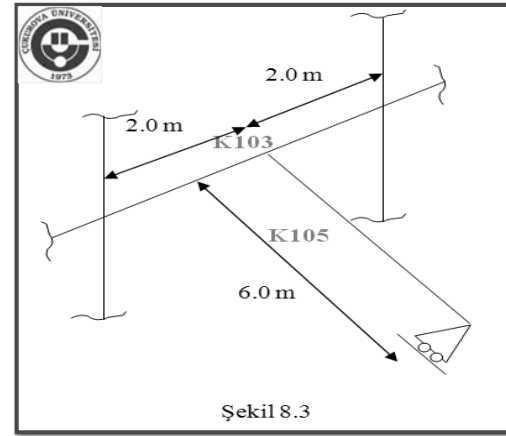
$$-A_s = \frac{2 * 20.25 * 10^6}{365 * 0.86 * 465} = 277.4 \text{ mm}^2 \quad \text{Mevcut: } 2\phi 18 \quad \checkmark$$

$$V_d = 91.2 \text{ kNm}$$

$$V_{cr} = 0.65 * 1 * 10^{-3} * 300 * 465 = 90.67 \text{ kN}$$

$$V_d > V_{cr} \quad V_c = 72.54 \text{ kN}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Şekil 8.3

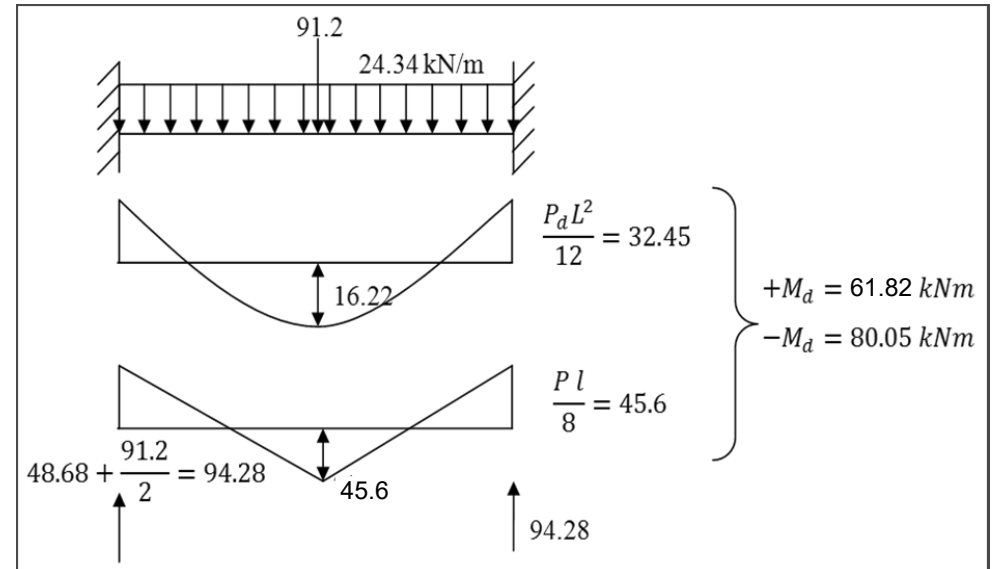
Yalnız 1.4G + 1.6Q yük birleşimi için hesap yapınız. K103 kirişinin arkasında döşeme bulunmamaktadır.

ÇÖZÜM 8.3.

$$K105 \quad P_d = 1.4 * 16 + 1.6 * 5 = 30.4 \text{ kN/m}$$

$$K103 \quad P_d = 1.4 * 7.1 + 1.6 * 9 = 24.34 \text{ kN/m}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



$$\frac{P_d L^2}{12} = 32.45$$

$$\frac{P l}{8} = 45.6$$

$$\left. \begin{array}{l} +M_d = 61.82 \text{ kNm} \\ -M_d = 80.05 \text{ kNm} \end{array} \right\}$$

$$48.68 + \frac{91.2}{2} = 94.28$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$+A_s = \frac{61.82 * 10^6}{365 * 0.86 * 465} = 423.5 \text{ mm}^2$$

Seçilen: 4Ø12 = 2Ø12 düz + 2Ø12 pilye = 452 mm²

$$-A_s = \frac{80.05 * 10^6}{365 * 0.86 * 465} = 548.42 \text{ mm}^2$$

Mevcut: 2Ø12 + 2Ø12 + 1Ø12 = 565 mm²

$$\frac{A_{os}}{s} = \frac{A_{sw}}{2s} = \frac{(91.2 - 0.5 * 72.54) * 10^3}{2 * 191 * 465} = 0.31 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{K105}$$

$$\text{Ø8} \Rightarrow A_0 = 50.26 \text{ mm}^2 \quad \frac{50.26}{s} = 0.31 \quad s = 161 \text{ mm} = 16 \text{ cm} \quad (\text{Ø8}/16)$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$\theta_B = \frac{P_d L^3}{48 EI}$$

$$I_{K105} = 30 * (50)^3 / 12 = 3.125 * 10^5 \text{ cm}^4 \quad E = 2850 \text{ kN/cm}^2$$

$$EI = 89.06 * 10^7 \text{ kN cm}^2 \text{ olur.}$$

$$\theta_B = \frac{0.304 * (600)^3}{48 * 89.06 * 10^7} = 1.54 * 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\phi = \theta_B / 2 \text{ m} = 0.77 * 10^{-3} \text{ rad/m} < 10 * 10^{-3} \text{ rad/m}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$\min \frac{A_0}{s} = 0.15 * \frac{1}{191} * \left(1 + 1.5 * \frac{20.25 * 10^3}{94.28 * 300} \right) 300 = 0.49 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{T_d}{V_d b_w} = 0.71 < 1 \quad \checkmark$$

$$\text{Ø8} \Rightarrow A_0 = 50.26 \text{ mm}^2 \quad \frac{50.26}{s} = 0.49 \quad s = 102 \text{ mm} = 10 \text{ cm} \quad (\text{Ø8}/10)$$

$$b_k = 300 - 2 * 35 = 230 \text{ mm}$$

$$h_k = 500 - 2 * 35 = 430 \text{ mm}$$

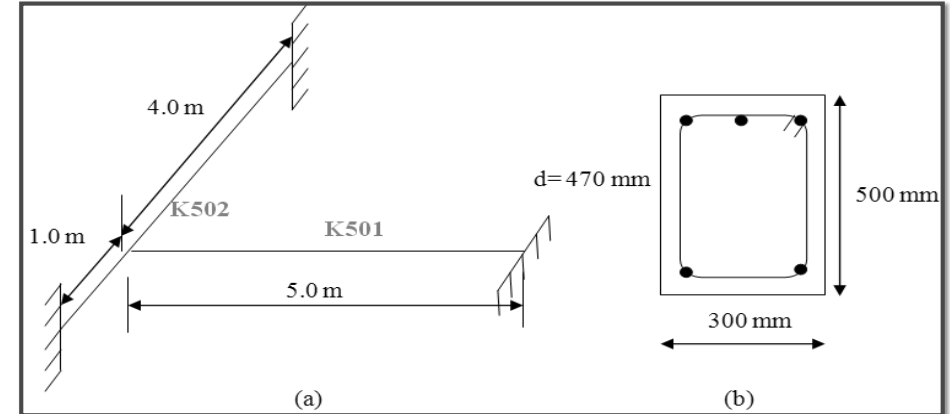
$$U_l = 2(b_k + h_k) = 1320 \text{ mm}$$

$$A_e = (b_k * h_k) = 98900 \text{ mm}^2$$

$$\min A_{sl} = \frac{T_{cr} U_l}{2 f_{yd} A_e} = \frac{20.25 * 10^6 * 1320}{2 * 365 * 98900} = 370 \text{ mm}^2 \quad \frac{A_{sl}}{2} = 185 \text{ mm}^2$$

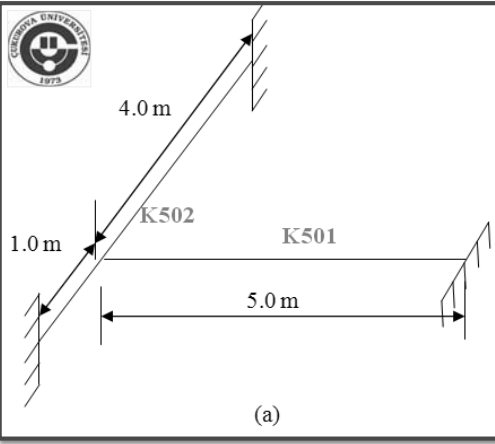
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

ÖRNEK 8.6



Şekil 8.6b'de görüldüğü gibi Şekil 8.6a'da ki yapı sistemine ait kiriş kesitleri dikdörtgendir ve net beton örtüsü (beton yüzünden etriyenin dışına), 15 mm'dir. Kirişler için gerekli boyuna donatıyı ve etriyeyi hesaplayınız. Donatıyı bir çizimle gösteriniz.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



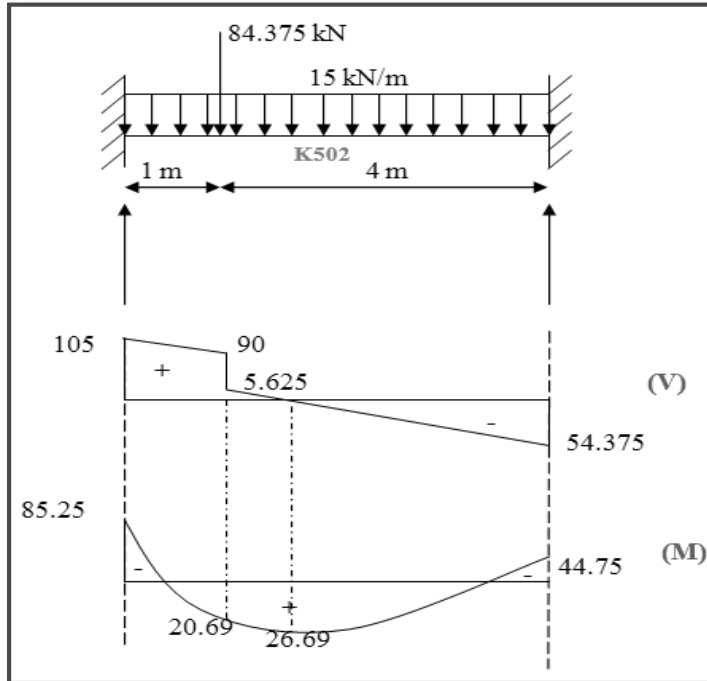
NOT: Şekil 8.6a'da kiriş uçlarındaki kolonların eğilme rijitlikleri çok yüksek olduğundan, bu noktalarda kirişler ankastre kabul edilmiştir.

Malzeme: C20, S420

Hesap Yükleri:

K501, $P_d = 45 \text{ kN/m}$; K502, $P_d = 15 \text{ kN/m}$ (Kendi ağırlıkları dahil)

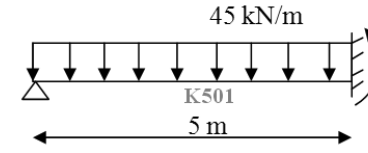
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Burulma türü uygunluk burulmasıdır.



$$M = -\frac{P_d l^2}{8} = -\frac{45 \cdot 5^2}{8} = -140.625 \text{ kNm}$$

$$\text{Mesnet yüzünde: } -M = 140.625 - \frac{140.625 \cdot 0.30}{3} = 126.563 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{sag}} = -\frac{45 \cdot 5}{2} + \frac{0 - 140.625}{5} = -140.625 \text{ kN}$$

$$V_{\text{sol}} = \frac{45 \cdot 5}{2} + \frac{-140.625}{5} = 84.375 \text{ kN}$$

$$+M = 79.15 \text{ kNm (x=2.00 m)}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



K501

$$M_d = 79.15 \text{ kNm}$$

$$A_{s1} = \frac{M_{d1}}{f_{yd} j d} = \frac{79.15 \cdot 10^6}{365 \cdot 0.86 \cdot 470} = 536.5 \text{ mm}^2$$

$$-M_d = 126.653 \text{ kNm}$$

$$A_{s2} = \frac{M_{d2}}{f_{yd} j d} = \frac{126.653 \cdot 10^6}{365 \cdot 0.86 \cdot 470} = 857.86 \text{ mm}^2$$

K502'ye saplandığı noktada;

$$M_A = M_{501} \frac{b}{a+b}$$

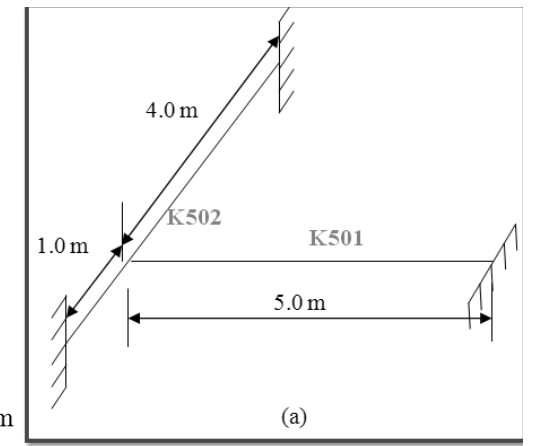
$$M_B = M_{501} \frac{a}{a+b}$$

$$M_A = T_{cr}$$

$$M_{501} = T_{cr} \frac{a+b}{b} = 20.25 \frac{5}{4} = 25.31 \text{ kNm}$$

$$M_B = 25.31 \frac{1}{5} = 5.06 \text{ kNm}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



$$S = \frac{1}{3} b_w^2 h = \frac{1}{3} * 30^2 * 50 = 15000 \text{ cm}^3$$

$$T_{cr} = 1 * 1.35 * 15000 * 10^{-3} = 20.25 \text{ kNm}$$

$$-A_s = \frac{25.31 \times 10^6}{365 \times 0.86 \times 470} = 171.55 \text{ mm}^2 \quad M_{501} = T_{cr} \frac{a+b}{b} = 20.25 \frac{5}{4} = 25.31 \text{ kNm}$$

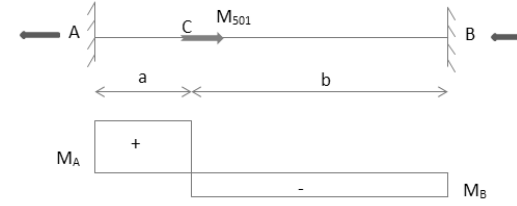
$$V_d = 140.625 - 45 \left(0.470 + \frac{0.30}{2} \right) = 112.725 \text{ kN}$$

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d = 0.65 * 1 * 300 * 470 * 10^{-3} = 91.65 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.8 * V_{cr} = 73.32 \text{ kN}$$

$$V_d > V_{cr}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



$$M_A = M_{501} \frac{b}{a+b} \quad M_B = M_{501} \frac{a}{a+b}$$

$$M_A = T_{cr} \quad M_{501} = T_{cr} \frac{a+b}{b} = 20.25 \frac{5}{4} = 25.31 \text{ kNm}$$

$$M_B = 25.31 \frac{1}{5} = 5.06 \text{ kNm}$$

$$-A_s = \frac{25.31 \times 10^6}{365 \times 0.86 \times 470} = 171.55 \text{ mm}^2$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$V_d = 105 - \frac{15 * 0.30}{2} = 102.75 \text{ kN}$$

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d = 0.65 * 1 * 300 * 470 * 10^{-3} = 91.65 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.8 * V_{cr} = 73.32 \text{ kN}$$

$$T_d = T_{cr} = 20.25 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \min \frac{A_o}{s} &= 0.15 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} \left(1 + 1.3 \frac{T_{cr}}{V_d b_w} \right) b_w \\ &= 0.15 \frac{1}{191} \left(1 + 1.3 \frac{20.25 * 10^3}{102.75 * 300} \right) 300 = 0.44 \end{aligned}$$

Yalnız kesme için gerekli etriye alanı;

$$\frac{A_{os}}{s} = \frac{A_{sw}}{2s} = \frac{V_d - V_c}{2 f_{ywd} (d)} = \frac{(98.25 - 73.32) * 10^3}{2 * 191 * 470} = 0.16 < 0.44$$

$$\min \frac{A_o}{s} = 0.44 \quad \phi 8/11 \text{ cm}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$\min \frac{A_{sw}}{s} = 0.3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w = 0.47$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_d - V_c}{f_{ywd} (d)} = \frac{(112.725 - 73.32) * 10^3}{191 * 470} = 0.44 \text{ mm}^2/\text{mm} < 0.47$$

(φ8/ 20 cm kullanılır)

K502

$$+M_d = 26.69 \text{ kNm}$$

$$K_1 = \frac{4.95}{13} = 380 \text{ mm}^2/\text{kN} \quad , \quad K = \frac{300 * 470^2}{26.69 * 10^6} = 2482 \text{ mm}^2/\text{kN} \quad , \quad K > K_1$$

$$A_{s1} = \frac{M_{d1}}{f_{ydj} d} = 181 \text{ mm}^2$$

$$-M_d = 85.25 \text{ kNm}$$

$$K_1 = \frac{4.95}{13} = 380 \text{ mm}^2/\text{kN} \quad , \quad K = \frac{300 * 470^2}{85.25 * 10^6} = 777 \text{ mm}^2/\text{kN} \quad , \quad K > K_1$$

$$A_{s2} = \frac{M_{d2}}{f_{ydj} d} = 578 \text{ mm}^2$$



$$U_e = 2(440 + 240) = 1360 \text{ mm}$$

$$A_e = 440 * 240 = 105600 \text{ mm}^2$$

$$\min A_{s1} = \frac{T_d U_e}{2 f_{yd} A_e} = \frac{20.25 * 10^6 * 1360}{2 * 365 * 105600} = 357.25 \text{ mm}^2$$

$$\theta = \frac{P_d L^3}{24 EI}$$

$$I_{K502} = 30 * (50)^3 / 12 = 3.125 * 10^5 \text{ cm}^4 \quad E = 2850 \text{ kN/cm}^2$$

$$EI = 89.06 * 10^7 \text{ kN cm}^2 \text{ olur.}$$

$$\theta_B = \frac{0.45 * (500)^3}{24 * 89.06 * 10^7} = 2.632 * 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\phi = \theta_B / 1 \text{ m} = 2.632 * 10^{-3} \text{ rad/m} < 10 * 10^{-3} \text{ rad/m}$$

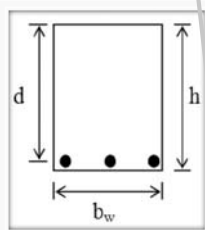
BURULMA ETKİSİ ÖRNEKLER



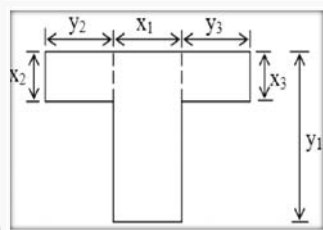
PROF. DR. CENGİZ DÜNDAR



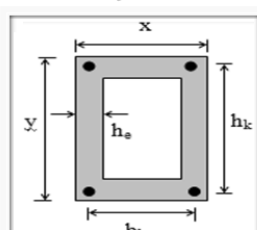
S → Burulma dayanım momenti



$$S = \left(\frac{1}{3}\right) b_w^2 h$$



$$S = \left(\frac{1}{3}\right) \sum x_i^2 y_i$$

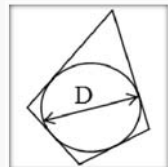


$$h_e \geq \frac{1}{5} x \text{ ise;}$$

$$S = \left(\frac{1}{3}\right) x^2 y$$

$$h_e \leq \frac{1}{5} x \text{ ise;}$$

$$S = 2(b_k)(h_k)h_e$$



$$S = \frac{\pi D^3}{12}$$



BURULMA HESABI

DENGE BURULMASI

Kullanılabilirlik
sınır durumu

Taşıma gücü
sınır durumu

UYGUNLUK BURULMASI

Taşıma gücü
sınır durumu

Eğik Çatlama Sınırı

Kesme
kuvveti
+
Burulma
Momenti

$$\left(\frac{V_d}{V_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{T_d}{T_{cr}}\right)^2 \leq 1.0$$

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d$$

$$T_{cr} = 1.35 f_{ctd} S$$



TASARIM BURULMA MOMENTİ

DENGE BURULMASI

Elastik çözümlerden elde edilir.
Azaltılmadan kullanılır.

UYGUNLUK BURULMASI

Burulma momenti hesabına gerek yoktur.
Çatlama momentine eşit kabul edilir.
Minimum etriyenin sağlanması yeterlidir.

$$T_d = T_{cr}$$

$$T_d \leq 1.35 f_{ctd} S \Rightarrow \text{Burulma ihmal !}$$

Eğik Çatlama Sınırı
aşılıyorsa
ETRIYE HESABI;

$$\frac{A_o}{s} = \frac{A_{ov}}{s} + \frac{A_{ot}}{s}$$

$$\frac{A_{ov}}{s} = \frac{(V_d - V_c)}{n f_{ywd} d}$$

$$\frac{A_{ot}}{s} = \frac{T_d}{2 A_e f_{ywd}}$$

Gerekli boyuna donatı

$$A_{sl} = \frac{A_{ot}}{s} (U_e) \frac{f_{ywd}}{f_{yd}}$$

Gevrek Kırılmanın Önlenmesi

a) Minimum Donatı

$$\frac{A_o}{s} \geq 0.15 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} \left(1 + 1.3 \frac{T_d}{V_d b_w} \right) b_w \quad T_d / (V_d b_w) \leq 1.0 \quad A_{sl} = \frac{T_d U_e}{2 f_{yd} A_e}$$

Uygunluk burulmasında $T_d = T_{cr}$

b) Üst Sınır

$$\left(\frac{T_d}{1.35S} + \frac{V_d}{b_w d} \right) \leq 0.22 f_{cd}$$

Bu koşul sağlanamazsa, kiriş kesit boyutları büyütülmelidir.

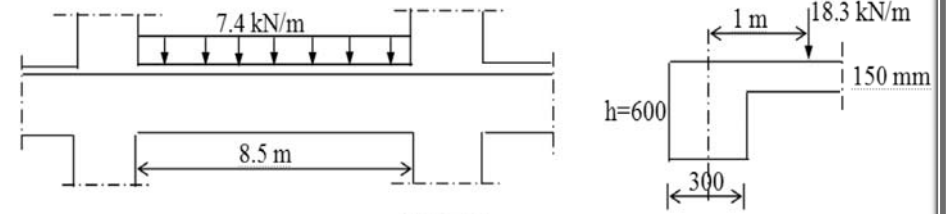
Donatı Detayları

Kesme kuvveti + Burulma Momenti

135° kapalı etriye kullanılmalı
Etriye aralığı:
 $s \leq d/2 \quad s \leq U_e/8 \quad s \leq 300 \text{ mm}$
Boyuna donatı: $\phi > 12 \text{ mm}$ veya $\phi = 12 \text{ mm}$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Örnek



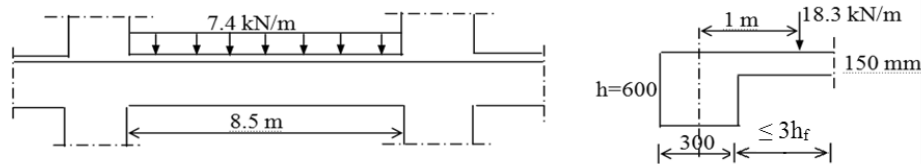
Şekil 6.3

Şekil 6.3'te verilen 8.5 m açıklıklı kiriş monolitik olarak üzerindeki konsol plağı taşımaktadır. Konsol plak 18.3 kN/m lik yayılı yükü, 1m. eksantrisite ile uygulamaktadır. Kiriş üzerinde ise 7.4 kN/m lik yayılı yük bulunmaktadır.

- L kesit olarak oluşan kiriş kesitini burulmaya göre kontrol ediniz.
- $h=610 \text{ mm}$ kabul ederek burulma ve kesme donatısını hesaplayınız (çap ve aralık seçilecektir). Malzeme C25, S420 ve paspayı=50 mm.

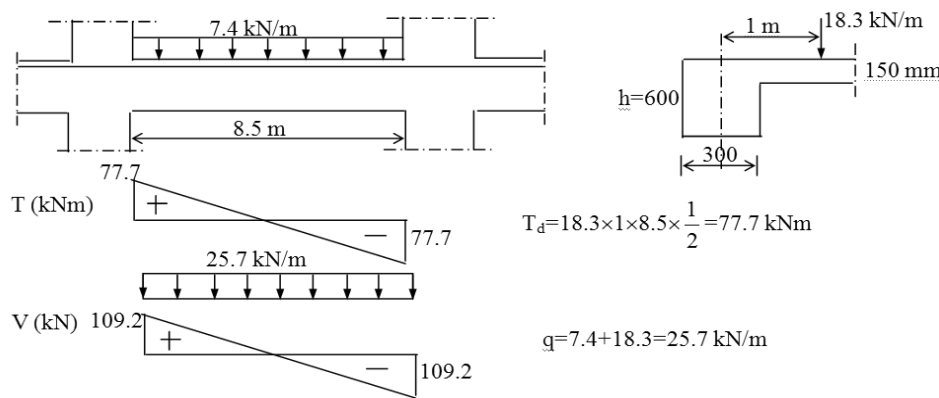
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Örnek



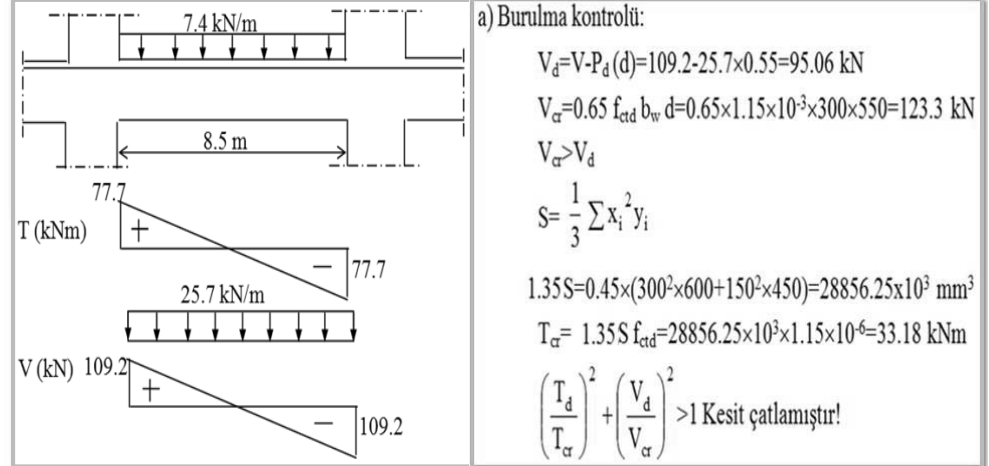
Şekil 6.3

Çözüm:



Şekil 6.4

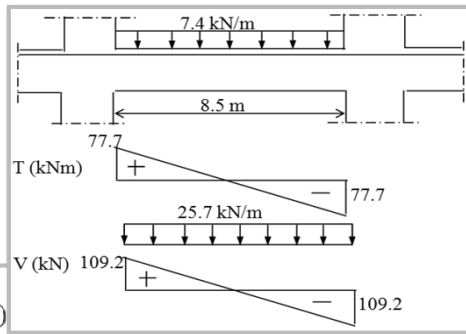
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



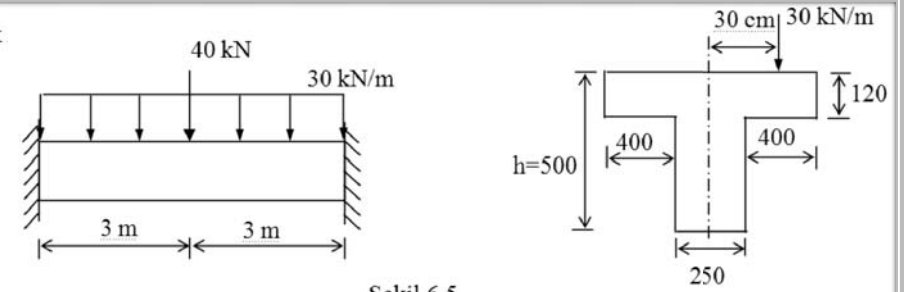
$$\tau = \frac{V_d}{b_w d} + \frac{T_d}{1.35S} = \frac{95.06 \times 10^3}{300 \times 550} + \frac{77.7 \times 10^6}{28.856 \times 10^6} = 3.26 \text{ N/mm}^2 < \tau_{\max} = 0.22 f_{cd} = 3.74 \text{ N/mm}^2$$

Burulmaya göre boyut yeterlidir!

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Örnek



Şekil 6.5

Şekil 6.5'te verilen iki ucu ankastre kirişin eğilme, burulma ve kesme hesabını yapınız. Malzeme C20, S420, etriyeler S220, paspayı=35 mm ve beton katkıları %50 alınacaktır.

İki ucu ankastre kirişte uç momentleri:

$$\text{Yayıllı Yük} = \frac{q L^2}{12}, \quad \text{Tekil Yük} = \frac{P L}{8}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

b)

$$b_w = 300 \text{ mm}, h = 610 \text{ mm} (d = 560 \text{ mm})$$

$$A_e = 200 \times 510 = 102000 \text{ mm}^2, U_e = 2 \times (200 + 510) = 1420 \text{ mm}$$

$$V_{cr} = 125.6 \text{ kN}, V_c = 100.5 \text{ kN}$$

$$\frac{A_o}{s} = \frac{V_d - V_c}{2 f_{ywd} (d)} + \frac{T_d}{2 A_e f_{ywd}} = \frac{(95.06 - 100.5) \times 10^3}{2 \times 365 \times 560} + \frac{77.7 \times 10^6}{2 \times 102000 \times 365} = 1.04 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\phi 10 \text{ için } A_o = 78.53 \text{ mm}^2 \quad \frac{78.53}{s} = 1.04 \quad s = 75.5 \text{ mm} < (d/2, U_e/8, 30 \text{ cm})$$

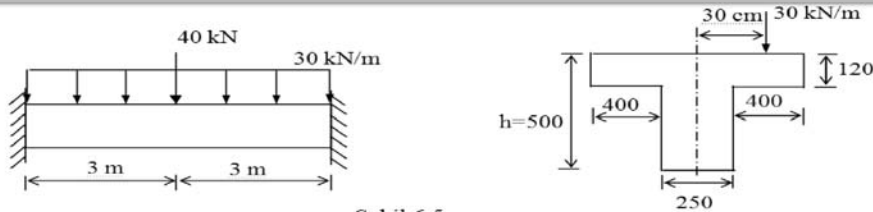
Etriye $\phi 10/7 \text{ cm}$

Boyuna donatı:

$$A_{sl} = \frac{A_{ot}}{s} U_e \frac{f_{ywd}}{f_{yd}} = \frac{77.7 \times 10^6}{2 \times 102000 \times 365} \times 1420 \times \frac{365}{365} = 1481.8 \text{ mm}^2$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Örnek



Şekil 6.5

Eğilme:

$$(+M_d = 75 \text{ kNm}, 0.9d > d - h_f/2, (-)M_d = 120 \text{ kNm})$$

$$(+A_s = \frac{M_d}{f_{yd} 0.9d} = \frac{75 \times 10^6}{365 \times 0.9 \times 465} = 491 \text{ mm}^2, (-)A_s = \frac{120 \times 10^6}{365 \times 0.86 \times 465} = 822 \text{ mm}^2)$$

Kesme+Burulma:

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d = 75.56 \text{ kN}, V_c = 0.8 V_{cr} = 60.45 \text{ kN}$$

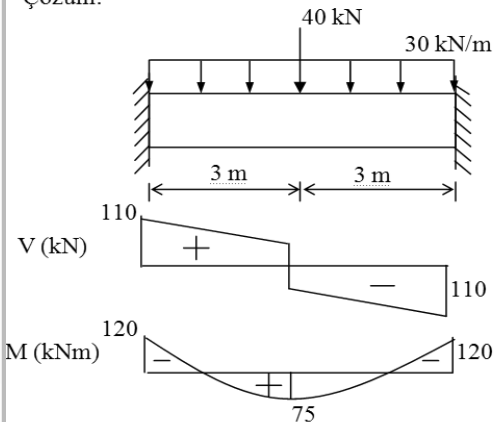
$$S = \frac{1}{3} \sum x_i^2 y_i$$

$$1.35 S = 1.35 \times \frac{1}{3} \times (250^2 \times 500 + 2 \times 120^2 \times 360) = 18728100 \text{ mm}^3$$

$$T_{cr} = 1.35 S f_{ctd} = 18.73 \text{ kNm}$$

$$\left(\frac{T_d}{T_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{V_d}{V_{cr}} \right)^2 = 3.69 > 1 \text{ Kesit çatlamıştır!}$$

Çözüm:



$$T = 30 \times 0.3 \times 6 = 54 \text{ kNm}$$

$$T_d = 54/2 = 27 \text{ kNm}$$

$$A_e = 180 \times 430 = 77400 \text{ mm}^2$$

$$U_e = 2 \times (180 + 430) = 1220 \text{ mm}$$

$$V_d = 110 - 30 \times 0.465 = 96.05 \text{ kN}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$\tau = \frac{V_d}{b_w d} + \frac{T_d}{1.35S} = \frac{96.05 \times 10^3}{250 \times 465} + \frac{27 \times 10^6}{18728100} = 2.27 \text{ N/mm}^2 < \tau_{\max} = 0.22 f_{cd} = 2.86 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{A_o}{s} = \frac{V_d - 0.5 V_c}{2 f_{ywd} (d)} + \frac{T_d}{2 A_e f_{ywd}} = \frac{(96.05 - 0.5 \times 60.45) \times 10^3}{2 \times 191 \times 465} + \frac{27 \times 10^6}{2 \times 77400 \times 191}$$

$$\frac{A_o}{s} = 0.37 + 0.913 = 1.284 \text{ mm}^2/\text{mm}, \quad \phi 10 \text{ için } A_o = 78.53 \text{ mm}^2$$

$$\frac{78.53}{s} = 1.284 \quad s = 61.1 \text{ mm} \quad \text{Etriye } \phi 10/6 \text{ cm veya } \phi 12/8.5 \text{ cm olarak belirlenir.}$$

Boyuna donatı:

$$A_{sl} = \frac{A_{ot}}{s} U_e \frac{f_{ywd}}{f_{yd}} = 0.913 \times 1220 \times \frac{191}{365} = 583 \text{ mm}^2$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Şekilde görülen L mesnet kirişi prefabrik döşeme elemanlarını basit mesnetli olarak taşımaktadır. L kirişleri burulma momentini aktaracak şekilde kolonlara bağlı olup açıklıkları doğrultusunda sürekli değildirlir.

Çatı elemanları üzerindeki hareketli yük :1.44 kN/m² , ölü yük ise 3.06 kN/m² dir.

- a) L kirişi üzerine gelen ölü ve hareketli yükleri bularak tasarım yükünü (kN/m) belirleyiniz. L kirişine etki eden T_d burulma momenti, mesnet yüzünden (d) uzaklığındaki V_d kesme kuvveti ve M_d maksimum açıklık momentinin hesap değerini bulunuz.

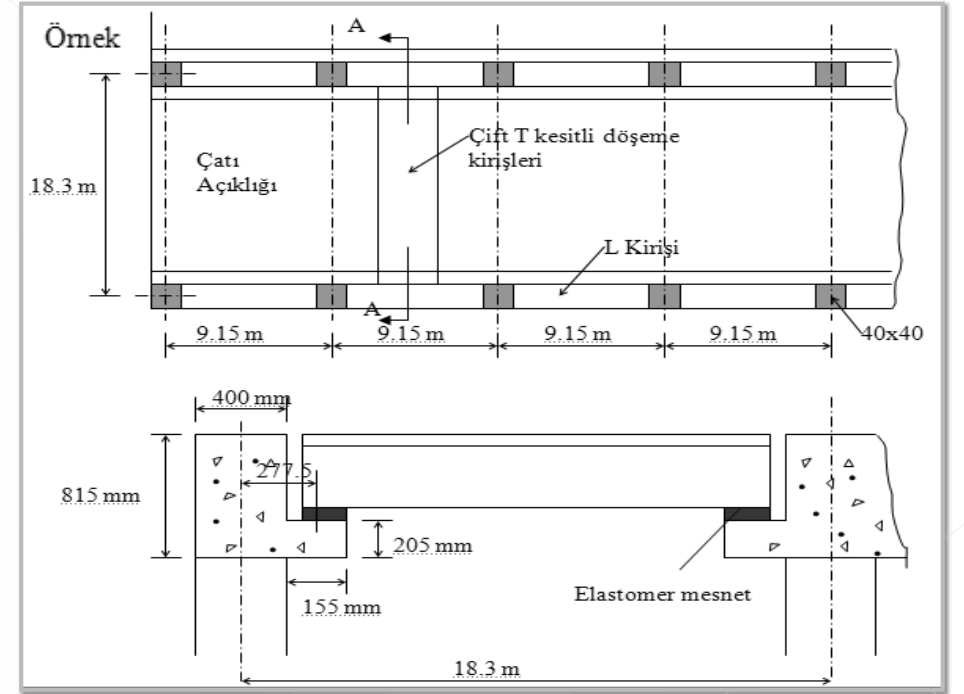
- b) L kirişine etki eden kesit tesirlerinin hesap değerleri;

$$M_d = 756.6 \text{ kNm}$$

$$V_d = 262.1 \text{ kN} \text{ (mesnet yüzünden d uzaklığında)}$$

T_d=76.4 kNm olduğuna göre kesme ve burulmaya göre kesitin boyutlarını kontrol ediniz ve tasarımını yapınız. Paspayı=30 mm, malzeme C20, S420.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Çözüm:

Yük analizi:

$$\text{Ölü Yük (Çatıdan)} = 3.06 \times \frac{18.3}{2} = 28 \text{ kN/m}$$

$$\text{Ölü Yük (L Kirişi)} = (0.815 \times 0.4 + 0.205 \times 0.155) \times 24 = 8.6 \text{ kN/m}$$

$$\text{Toplam Ölü Yük} = 36.6 \text{ kN/m}$$

$$\text{Hareketli Yük} = 1.44 \times \frac{18.3}{2} = 13.14 \text{ kN/m}$$

$$P_d = 1.4g + 1.6q = 1.4 \times 36.6 + 1.6 \times 13.14 = 72.3 \text{ kN/m}$$

$$\max M = \frac{P_d L^2}{8} = \frac{72.3 (9.15)^2}{8} = 756.6 \text{ kNm}$$

$$V = 72.3 \times \frac{9.15}{2} = 330.8 \text{ kN} \quad (d = 815 - 30 = 785 \text{ mm})$$

$$V_d = V - P_d \left(d + \frac{a}{2} \right) = 330.8 - 72.3 \times \left(0.785 + \frac{0.4}{2} \right) = 259.6 \text{ kN}$$

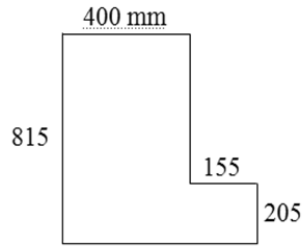
Burulma yükü:

$$g = 28 \text{ kN/m}, \quad P_d = 1.4 \times 28 + 1.6 \times 13.14 = 60.2 \text{ kN/m}$$

$$T_d = 60.2 \times \frac{9.15}{2} \times 0.2775 = 76.4 \text{ kNm}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

b)



$$S = \frac{1}{3} \sum x_i^2 y_i$$

$$1.35 S = 0.45 \times (400^2 \times 815 + 155^2 \times 205) = 6.09 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

$$T_{cr} = 1.35 S f_{ctd} = 6.09 \times 10^7 \times 1 \times 10^{-6} = 60.9 \text{ kNm}$$

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d = 0.65 \times 1 \times 10^{-3} \times 400 \times 785 = 204.1 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.8 V_{cr} = 163.3 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{T_d}{T_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{V_d}{V_{cr}} \right)^2 = \left(\frac{76.4}{60.9} \right)^2 + \left(\frac{262.1}{204.1} \right)^2 = 3.22 > 1 \text{ Kesit çatlamıştır!}$$

$$\tau = \frac{V_d}{b_w d} + \frac{T_d}{1.35 S} = \frac{262.1 \times 10^3}{400 \times 785} + \frac{76.4 \times 10^6}{6.09 \times 10^7} = 2.09 \text{ N/mm}^2 < \tau_{\max} = 0.22 f_{cd} = 2.86 \text{ N/mm}^2$$

Boyutlar burulmaya göre yeterlidir!

$$A_e = (815 - 60) \times (400 - 60) = 256700 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_o}{s} = \frac{V_d - V_c}{2 f_{ywd} (d)} + \frac{T_d}{2 A_e f_{ywd}} = \frac{(262.1 - 163.3) \times 10^3}{2 \times 365 \times 785} + \frac{76.4 \times 10^6}{2 \times 256700 \times 365} = 0.58 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\phi 8 \text{ için } A_o = 50.25 \text{ mm}^2 \quad \frac{100.5}{s} = 0.58 \quad , \quad s = 86 \text{ mm} < (d/2, U_e/8, 30 \text{ cm})$$

Etriye: $\phi 8/8.5 \text{ cm}$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Çözüm:

Burulma denge burulmasıdır.

$$T_d = 50 \times 0.15 \times 2.6 = 19.5 \text{ kNm}$$

$$V_d = 50 \times 2.6 = 130 \text{ kN}$$

$$M_d = 50 \times 2.6 \times \frac{2.6}{2} = 169 \text{ kNm}$$

$$b_k = 300 - 2 \times 40 = 220 \text{ mm}, \quad h_k = 550 - 2 \times 40 = 470 \text{ mm}$$

$$A_e = b_k h_k = 103400 \text{ mm}^2, \quad U_e = 2(b_k + h_k) = 1380 \text{ mm.}$$

$$1.35 S = \frac{1.35}{3} \times 300^2 \times 550 = 22.275 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$T_{cr} = 1.35 S f_{ctd} = 22.275 \times 10^6 \times 1 \times 10^{-3} = 22.275 \times 10^3 \text{ kNmm} = 22.275 \text{ kNm}$$

Hesap kesme kuvveti mesnet yüzünden (d) kadar uzakta meydana gelmektedir. Bu durumda;

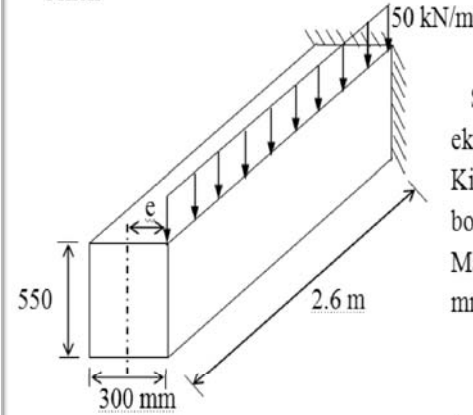
$$V_d = 130 - 50 \times 0.51 = 104.5 \text{ kN}$$

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d, \quad V_{cr} = 0.65 \times 1 \times 10^{-3} \times 300 \times 510 = 99.45 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.8 V_{cr} = 79.56 \text{ kN}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Örnek



Şekil 6.8'de verilen konsol kiriş, $e=15 \text{ cm}$ eksantrisite ile 50 kN/m lik yayılı yüke maruzdur. Kirişin eğilme, burulma ve kesmeye göre boyutlarını kontrol ederek tasarımı yapınız. Malzeme C20, S420, etriyeler S220 ve paspayı=40 mm ($f_{ctd}=1 \text{ N/mm}^2$).

Şekil 6.8

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Kayma gerilmesi kontrolü:

$$\tau = \frac{V_d}{b_w d} + \frac{T_d}{1.35 S} = \frac{104.5 \times 10^3}{300 \times 510} + \frac{19.5 \times 10^6}{22.275 \times 10^6} = 1.56 \text{ N/mm}^2 < \tau_{\max} = 0.22 f_{cd} = 2.86 \text{ N/mm}^2$$

Çatlama kontrolü:

$$\left(\frac{T_d}{T_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{V_d}{V_{cr}} \right)^2 = 1.87 > 1.0 \text{ Kesit çatlamıştır.}$$

$$\frac{A_o}{s} = \frac{V_d - 0.5 V_c}{2 f_{ywd} (d)} + \frac{T_d}{2 A_e f_{ywd}} = \frac{(104.5 - 0.5 \times 79.56) \times 10^3}{2 \times 191 \times 510} + \frac{19.5 \times 10^6}{2 \times 103400 \times 191} = 0.826 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\min \frac{A_o}{s} = 0.15 \times \frac{1}{191} \times (1 + 1.3 \times \frac{19.5 \times 10^3}{104.5 \times 300}) \times 300 = 0.426 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_o}{s} > \min \frac{A_o}{s}$$

$$\phi 8 \text{ için } A_o = 50.26 \text{ mm}^2, \quad \frac{50.26}{s} = 0.826 \quad s = 60.84 \text{ mm} \quad \phi 8/6 \text{ cm veya } \phi 10/9.5 \text{ cm.}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Eğilme:

$$M_d=169 \text{ kNm} (K>K_t)$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd(j)} d} = \frac{169 \times 10^6}{365 \times 0.86 \times 510} = 1055.6 \text{ mm}^2$$

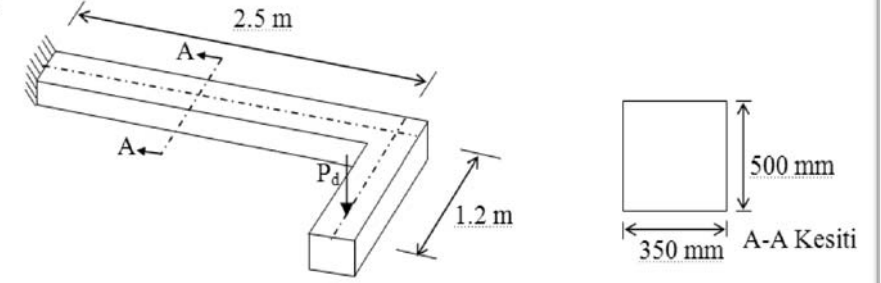
Burulma boyuna donatısı:

$$A_{st} = \frac{A_{ot}}{s} U_e \frac{f_{ywd}}{f_{yd}} = \frac{19.5 \times 10^6}{2 \times 103400 \times 191} \times 1380 \times \frac{191}{365} = 356.7 \text{ mm}^2$$

$$\text{Üst: } 1055.6 + \frac{356.7}{2} = 1234 \text{ mm}^2$$

$$\text{Alt: } 0 + \frac{356.7}{2} = 178.35 \text{ mm}^2$$

Örnek



Şekil 6.9

Şekil 6.9'da verilen konsol kirişe $P_d=53.4 \text{ kN}$ tekil kuvvet etki etmektedir. Kirişin kesme, burulma ve eğilmeye göre tasarımı yapınız. Malzeme C20, S420, etriyeler S220 ve paspayı=35 mm.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Çözüm:

$$V_d=53.4 \text{ kN}$$

$$M_d=53.4 \times 2.5=133.5 \text{ kNm}$$

$$T_d=53.4 \times 1.2=64.08 \text{ kNm}$$

$$b_k=350-2 \times 35=280 \text{ mm}, h_k=500-2 \times 35=430 \text{ mm}$$

$$A_e=b_k h_k=120400 \text{ mm}^2, U_e=2(b_k+h_k)=1420 \text{ mm}$$

$$1.35 S = \frac{1.35}{3} \times 350^2 \times 500 = 27.56 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$T_{cr}=1.35 S f_{ctd}=27.56 \times 10^6 \times 1 \times 10^{-6}=27.56 \text{ kNm}$$

Kayma gerilmesi kontrolü:

$$\tau = \frac{V_d}{b_w d} + \frac{T_d}{1.35 S} = \frac{53.4 \times 10^3}{350 \times 465} + \frac{64.08 \times 10^6}{27.56 \times 10^6} = 2.65 \text{ N/mm}^2 < \tau_{\max}=0.22 f_{cd}=2.86 \text{ N/mm}^2$$

Çatlama kontrolü:

$$\left(\frac{T_d}{T_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{V_d}{V_{cr}} \right)^2 > 1.0 \text{ Kesit çatlamıştır.}$$

$$V_{cr}=0.65 f_{ctd} b_w d = 0.65 \times 1 \times 10^{-3} \times 350 \times 465 = 105.78 \text{ kN}$$

$$V_c=0.8 V_{cr}=84.63 \text{ kN}$$

$$\frac{A_o}{s} = \frac{V_d - 0.5 V_c}{2 f_{ywd} (d)} + \frac{T_d}{2 A_e f_{ywd}} = \frac{(53.4 - 0.5 \times 84.63) \times 10^3}{2 \times 191 \times 465} + \frac{64.08 \times 10^6}{2 \times 120400 \times 191} = 1.455 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_o}{s} > \min \frac{A_o}{s}$$

$$\phi 10 \text{ için } A_o=78.5 \text{ mm}^2, \frac{78.5}{s} = 1.455 \quad s=53.95 \text{ mm} \quad \phi 10/5 \text{ cm veya } \phi 12/7.5 \text{ cm.}$$

Eğilme:

$$M_d=133.5 \text{ kNm} (K>K_t)$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd(j)} d} = \frac{133.5 \times 10^6}{365 \times 0.86 \times 465} = 914.6 \text{ mm}^2$$

Burulma boyuna donatısı:

$$A_{st} = \frac{A_{ot}}{s} U_e \frac{f_{ywd}}{f_{yd}} = 1.393 \times 1420 \times \frac{191}{365} = 1035.1 \text{ mm}^2$$

$$\text{Üst: } 914.6 + \frac{1035.1}{2} = 1432.2 \text{ mm}^2$$

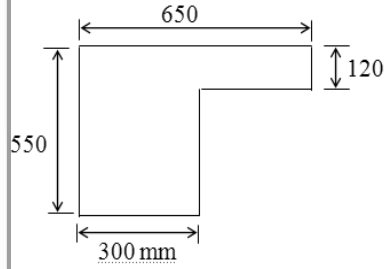
$$\text{Alt: } 0 + \frac{1035.1}{2} = 517.6 \text{ mm}^2$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Çalışma Soruları

Soru 1

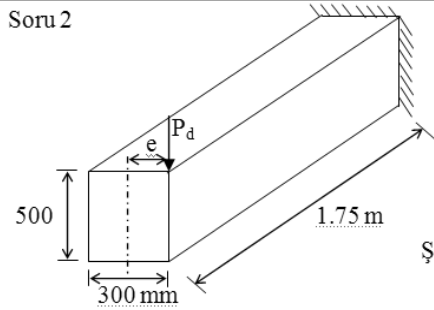


Şekil 6.10'da verilen kiriş kesitinde;
 $T_d=30 \text{ kNm}$
 $V_d=120 \text{ kN}$ olduğuna göre kesitin boyutlarını kontrol ederek gerekli donatı miktarını hesaplayınız.
 Malzeme C20, S420, etriyeler S220 ve paspayı=50 mm.



Şekil 6.10

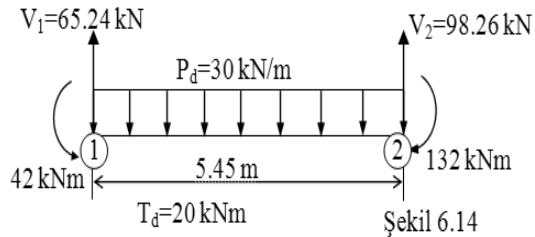
Soru 2



Şekil 6.11'de verilen konsol kirişe $P_d=120 \text{ kN}$ luk tekil kuvvet $e=13 \text{ cm}$ eksantrisite ile etki etmektedir. Kirişin kesme, burulma ve eğilmeye göre tasarımını yapınız. Malzeme C25, S420, etriyeler S220 ve paspayı=40 mm.

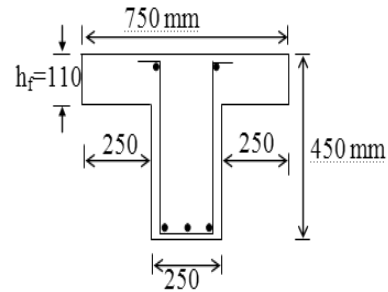
Şekil 6.11

Soru 5

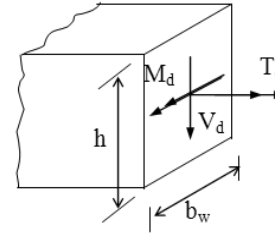


Şekil 6.14

Şekil 6.14'te verilen (1-2) kirişi sürekli bir kirişin elemanı olup, kirişte bulunan kesme kuvveti ve moment değerleri kirişin uçlarında verilmektedir. Kirişin kesme, burulma ve eğilme tasarımını yapınız. Malzeme C20, S420, Etriyeler S220, paspayı=35 mm.



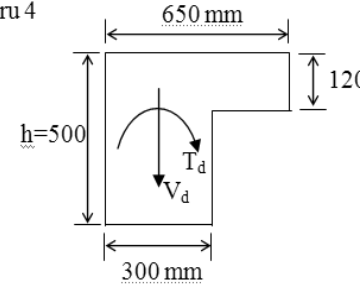
Soru 3



Şekil 6.12'de verilen kiriş;
 $V_d=133 \text{ kN}$ kesme kuvveti, $M_d=260 \text{ kNm}$ eğilme momenti ve $T_d=115 \text{ kNm}$ burulma momentine maruzdur. Kirişin boyutlarını belirleyerek (b_w, h) tasarımını yapınız. Malzeme C25, S420 ve paspayı=40 mm.

Şekil 6.12

Soru 4



$V_d=150 \text{ kN}$, $T_d=35.4 \text{ kNm}$
 Malzeme C25, S420, paspayı=40 mm.

Şekil 6.13

Şekil 6.13'te verilen burulma ve kesmeye maruz kiriş kesitinin boyutlarını kontrol ederek donatı hesabını yapınız.

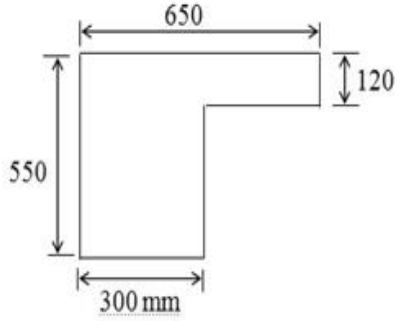
BURULMA ETKİSİ ÇALIŞMA SORULARI



PROF. DR. CENGİZ DÜNDAR

ARŞ. GÖR. SEDAT KARAAHMETLİ

Soru 1



Şekil 6.10'da verilen kiriş kesitinde;
 $T_d=30$ kNm
 $V_d=120$ kN olduğuna göre kesitin boyutlarını kontrol ederek gerekli donatı miktarını hesaplayınız.
 Malzeme C20, S420, etriyeler S220 ve paspayı=50 mm.

Şekil 6.10

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

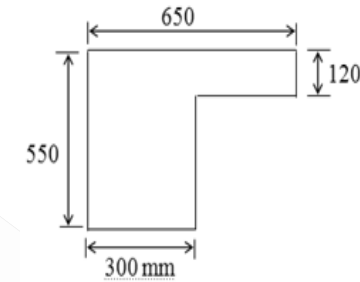
2)Gövde Ezilme Kontrolü

$$\tau = \left(\frac{T_d}{1.35S} + \frac{V_d}{b_w d} \right) \leq \tau_{\max} = 0.22 * f_{cd}$$

$$\tau = \left(\frac{30 * 10^6}{1.35 * 18.18 * 10^6} + \frac{120000}{300 * 550} \right) \leq \tau_{\max} = 0.22 * 13$$

$$1.95 \leq 2.86 \quad \text{Boyutlar yeterli}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



1)Çatlama Kontrolü

- $V_{cr} = 0.65 f_{ctd} (b_w d) = 0.65 * 1 * (300 * 500) * 10^{-3} = 97.5$ kN
- $T_{cr} = 1.35 S f_{ctd}$

$$S = \frac{1}{3} \sum x_i^2 y_i = \frac{1}{3} (300^2 * 550 + 120^2 * 350) = 18.18 * 10^6 \text{ mm}^3$$

$$T_{cr} = 1.35 * 18.18 * 10^6 * 1 * 10^{-6} = 24.543 \text{ kNm}$$

$$\left(\frac{T_d}{T_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{V_d}{V_{cr}} \right)^2 = \psi$$

$$\left(\frac{30}{24.543} \right)^2 + \left(\frac{120}{97.5} \right)^2 = 3.01 > 1 \quad \text{olduğundan kesit çatlamıştır. Gövde donatısı gereklidir.}$$

3)Gövde Donatısı (Kesme+Burulma)

$$\frac{A_0}{s} = \frac{A_{0t}}{s} + \frac{A_{0v}}{s} \geq \min \frac{A_0}{s}$$

$$\bullet \frac{A_{0t}}{s} = \frac{T_d}{2 A_e f_{ywd}}$$

$$A_e = b_k * h_k = (300 - 2 * 50) * (550 - 2 * 50) = 90000 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{0t}}{s} = \frac{30 * 10^6}{2 * 90000 * 191} = 0.8726 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$\bullet \frac{A_{0v}}{s} = \frac{V_d - V_c}{f_{ywd} d(n)} = \frac{(120 - 0.8 * 97.5) 10^3}{191 * 500 * 2} = 0.2199 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$\bullet \min \frac{A_0}{s} = 0.15 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} \left(1 + 1.3 \frac{T_d}{V_d * b_w} \right) b_w$$

$$\min \frac{A_0}{s} = 0.15 \frac{1}{191} \left(1 + 1.3 \frac{30 * 10^6}{120 * 10^3 * 300} \right) 300 = 0.4908 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$\bullet \frac{A_0}{s} = \frac{A_{0t}}{s} + \frac{A_{0v}}{s} = 0.8726 + 0.2199 = 1.0925 \geq \min \frac{A_0}{s}$$

$$\text{Etriye çapı } \phi 10 \text{ seçilirse } A_0 = \frac{\pi * 10^2}{4} = 78.54 \text{ mm}^2$$

$$s = 71 \text{ mm} < \frac{d}{2} = 250 \text{ mm}, \frac{U_e}{8} = \frac{2 * (b_k + h_k)}{8} = \frac{2 * (200 + 450)}{8} = 162.5 \text{ mm}, 300 \text{ mm}$$

Etriye $\phi 10/7$ cm

4) Boyuna Donatı (Burulma)

$$A_{sl} = \frac{A_{ot}}{s} U_e \frac{f_{ywd}}{f_{yd}} = 0.8726 * 1300 * \frac{191}{365} = 593.6 \text{ mm}^2$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

1) Çatlama Kontrolü

- $V_{cr} = 0.65 f_{ctd} (b_w d) = 0.65 * 1.2 * (300 * 460) * 10^{-3} = 107.64 \text{ kN}$
- $T_{cr} = 1.35 S f_{ctd}$

$$S = \frac{1}{3} x_i^2 y_i = \frac{1}{3} 300^2 * 500 = 15 * 10^6 \text{ mm}^3$$

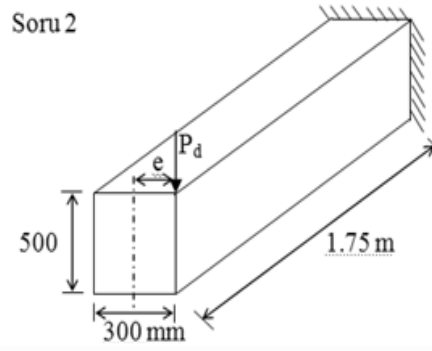
$$T_{cr} = 1.35 * 15 * 10^6 * 1.2 * 10^{-6} = 24.3 \text{ kNm}$$

$$\left(\frac{T_d}{T_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{V_d}{V_{cr}} \right)^2 = \psi$$

$$\left(\frac{15.6}{24.3} \right)^2 + \left(\frac{120}{107.64} \right)^2 = 1.65 > 1 \text{ olduğundan kesit çatlamıştır. Gövde donatısı gereklidir.}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Soru 2



Şekil 6.11'de verilen konsol kirişe $P_d = 120 \text{ kN}$ luk tekil kuvvet $e = 13 \text{ cm}$ eksantrisite ile etki etmektedir. Kirişin kesme, burulma ve eğilmeye göre tasarımını yapınız. Malzeme C25, S420, etriyeler S220 ve paspayı = 40 mm.

Şekil 6.11

$$V_d = 120 \text{ kN}$$

$$M_d = 120 * 1.75 = 210 \text{ kNm}$$

$$T_d = 120 * 0.13 = 15.6 \text{ kNm}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

2) Gövde Ezilme Kontrolü

$$\tau = \left(\frac{T_d}{1.35S} + \frac{V_d}{b_w d} \right) \leq \tau_{\max} = 0.22 * f_{ctd}$$

$$\tau = \left(\frac{15.6 * 10^6}{1.35 * 15 * 10^6} + \frac{120000}{300 * 460} \right) \leq \tau_{\max} = 0.22 * 17$$

$$1.64 \leq 3.74 \quad \text{Boyutlar yeterli}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

3)Gövde Donatısı (Kesme+Burulma)

$$\frac{A_0}{s} = \frac{A_{0t}}{s} + \frac{A_{0v}}{s} \geq \min \frac{A_0}{s}$$

$$\bullet \frac{A_{0t}}{s} = \frac{T_d}{2A_e f_{ywd}}$$

$$A_e = b_k * h_k = (300 - 2 * 40) * (500 - 2 * 40) = 92400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{0t}}{s} = \frac{15.6 * 10^6}{2 * 92400 * 191} = 0.442 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$\bullet \frac{A_{0v}}{s} = \frac{V_d - V_c}{f_{ywd} d(n)} = \frac{(120 - 0.8 * 107.64) 10^3}{191 * 460 * 2} = 0.193 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$\bullet \min \frac{A_0}{s} = 0.15 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} \left(1 + 1.3 \frac{T_d}{V_d * b_w} \right) b_w$$

$$\min \frac{A_0}{s} = 0.15 \frac{1.2}{191} \left(1 + 1.3 \frac{15.6 * 10^6}{120 * 10^3 * 300} \right) 300 = 0.4416 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$\bullet \frac{A_0}{s} = \frac{A_{0t}}{s} + \frac{A_{0v}}{s} = 0.442 + 0.193 = 0.635 \geq \min \frac{A_0}{s}$$

5)Boyuna Donatı (Eğilme)

$$M_d = 210 \text{ kNm}$$

$$jd = 0.86 * d$$

$$K_1 = \frac{4.95}{f_{cd}} = 291 \text{ mm}^2 / \text{kN} \quad , \quad K = \frac{b_w d^2}{M_d} = \frac{300 * 460^2}{210 * 10^3} = 302 \text{ mm}^2 / \text{kN}$$

$K > K_1$ olduğundan tek donatılı

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} * j * d} = \frac{210 * 10^6}{365 * 0.86 * 460} = 1454 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 1 * \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} * b_w * d = 1 * \frac{1.2}{365} * 300 * 460 = 453.69 \text{ mm}^2$$

$$A_s > A_{\min}$$

6)Boyuna Donatı Seçimi

$$\text{Üstte } 1454 + \frac{296.05}{2} = 1602 \text{ mm}^2$$

Seçilen Donatı

$$7\phi 18 \text{ Düz} = 1781 \text{ mm}^2$$

$$\text{Altta } 0 + \frac{296.05}{2} = 148 \text{ mm}^2$$

Mevcut Donatı

$$2\phi 12 \text{ Montaj} = 226 \text{ mm}^2$$

$$\text{Etriye çapı } \phi 10 \text{ seçilirse } A_0 = \frac{\pi * 10^2}{4} = 78.54 \text{ mm}^2$$

$$s = 123 \text{ mm} < \frac{d}{2} = 250 \text{ mm}, \quad \frac{U_e}{8} = \frac{2 * (b_k + h_k)}{8} = \frac{2 * (200 + 450)}{8} = 162.5 \text{ mm}, 300 \text{ mm}$$

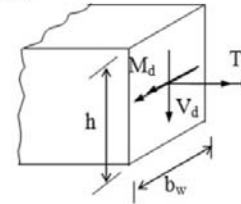
Etriye $\phi 10/12 \text{ cm}$

4)Boyuna Donatı (Burulma)

$$A_{sl} = \frac{A_{0t}}{s} U_e \frac{f_{ywd}}{f_{yd}} = 0.442 * 1280 * \frac{191}{365} = 296.05 \text{ mm}^2$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Soru 3



Şekilde verilen kiriş:

$V_d=250 \text{ kN}$ kesme kuvveti, $M_d=380 \text{ kNm}$ eğilme momenti ve $T_d=50 \text{ kNm}$ burulma momentine maruzdur. Kirişin boyutlarını belirleyerek (b_w, h) tasarımını yapınız. Malzeme C25,S420 ve paspayı=40 mm. (Beton katkısı %50 alınacaktır.)

$$V_d = 250 \text{ kN}$$

$$M_d = 380 \text{ kNm}$$

$$T_d = 50 \text{ kNm}$$

1) Boyutlandırma

Eğilmeye göre boyutlandır

$$K_l = \frac{4.95}{f_{cd}} = 291 \text{ mm}^2 / kN$$

$$K_l * M_d = b_w d^2$$

$$291 * 380 * 10^3 = b_w d^2$$

$$b_w d^2 = 110647 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$b_w = 400 \text{ mm seçilirse } d = 526 \text{ mm}$$

Kesmeye göre boyutlandırma

$$b_w * d \geq \frac{0.9 * V_d}{f_{ctd}} = \frac{0.9 * 250 * 10^3}{1.1}$$

$$b_w * d \geq 204545$$

$$b_w = 400 \text{ mm seçilirse } d \geq 511 \text{ mm}$$

Eğilme ve Kesmeye göre $b_w = 400 \text{ mm}$ $h = 600 \text{ mm}$ seçilmiştir.

Bu boyutlar burulmaya göre de kontrol edilecektir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

2) Gövde Donatısı (Kesme+Burulma)

$$\frac{A_0}{s} = \frac{A_{0t}}{s} + \frac{A_{0v}}{s} \geq \min \frac{A_0}{s}$$

$$\bullet \frac{A_{0t}}{s} = \frac{T_d}{2A_e f_{ywd}}$$

$$A_e = b_k * h_k = (400 - 2 * 40) * (600 - 2 * 40) = 166400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{0t}}{s} = \frac{50 * 10^6}{2 * 166400 * 191} = 0.787 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$\bullet \frac{A_{0v}}{s} = \frac{V_d - 0.5V_c}{f_{ywd} d(n)} = \frac{(250 - 0.5 * 0.8 * 160.2) 10^3}{191 * 560 * 2} = 0.869 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

Çatlama Kontrolü

$$\bullet V_{cr} = 0.65 f_{ctd} (b_w d) = 0.65 * 1.1 * (400 * 560) * 10^{-3} = 160.2 \text{ kN}$$

$$\bullet T_{cr} = 1.35 S f_{ctd}$$

$$S = \frac{1}{3} x_i^2 y_i = \frac{1}{3} 400^2 * 600 = 32 * 10^6 \text{ mm}^3$$

$$T_{cr} = 1.35 * 32 * 10^6 * 1.1 * 10^{-6} = 47.52 \text{ kNm}$$

$$\bullet \left(\frac{T_d}{T_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{V_d}{V_{cr}} \right)^2 = \psi$$

$$\left(\frac{50}{47.52} \right)^2 + \left(\frac{250}{160.2} \right)^2 = 3.54 > 1 \text{ olduğundan kesit çatlamıştır. Gövde donatısı gereklidir.}$$

Gövde Ezilme Kontrolü

$$\tau = \left(\frac{T_d}{1.35S} + \frac{V_d}{b_w d} \right) \leq \tau_{\max} = 0.22 * f_{cd}$$

$$\tau = \left(\frac{50 * 10^6}{1.35 * 32 * 10^6} + \frac{250000}{400 * 560} \right) \leq \tau_{\max} = 0.22 * 17$$

$$2.27 < 3.74 \text{ Boyutlar yeterli}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$\bullet \min \frac{A_0}{s} = 0.15 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} \left(1 + 1.3 \frac{T_d}{V_d * b_w} \right) b_w$$

$$\min \frac{A_0}{s} = 0.15 \frac{1.1}{191} \left(1 + 1.3 \frac{50 * 10^6}{250 * 10^3 * 400} \right) 400 = 0.570 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$\bullet \frac{A_0}{s} = \frac{A_{0t}}{s} + \frac{A_{0v}}{s} = 0.787 + 0.869 = 1.656 \geq \min \frac{A_0}{s}$$

$$\text{Etriye çapı } \phi 12 \text{ seçilirse } A_0 = \frac{\pi * 12^2}{4} = 113.09 \text{ mm}^2$$

$$s = 68.3 \text{ mm} < \frac{d}{2} = 280 \text{ mm}, \frac{U_e}{8} = 210 \text{ mm}, 300 \text{ mm}$$

Etriye $\phi 12/6.5 \text{ cm}$

4) Boyuna Donatı (Burulma)

$$A_{st} = \frac{A_{0t}}{s} U_e \frac{f_{ywd}}{f_{yd}} = 0.787 * 1680 * \frac{191}{365} = 691.5 \text{ mm}^2$$

5) Boyuna Donatı (Eğilme)

$$M_d = 380 \text{ kNm}$$

$$jd = 0.86 * d$$

$$K_l = \frac{4.95}{f_{cd}} = 291 \text{ mm}^2 / \text{kN}, \quad K = \frac{b_w d^2}{M_d} = \frac{400 * 560^2}{380 * 10^3} = 330 \text{ mm}^2 / \text{kN}$$

$K > K_l$ olduğundan tek donatılı

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} * j * d} = \frac{380 * 10^6}{365 * 0.86 * 560} = 2162 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.8 * \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} * b_w * d = 0.8 * \frac{1.1}{365} * 400 * 560 = 675 \text{ mm}^2$$

$$A_s > A_{\min}$$

6) Boyuna Donatı Seçimi

$$\text{Üstte } 2162 + \frac{691.5}{2} = 2508 \text{ mm}^2$$

$$\text{Altta } 0 + \frac{691.5}{2} = 346 \text{ mm}^2$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

1) Çatlama Kontrolü

- $V_{cr} = 0.65 f_{ctd} (b_w d) = 0.65 * 1.2 * (300 * 460) * 10^{-3} = 107.64 \text{ kN}$
- $T_{cr} = 1.35 S f_{ctd}$

$$S = \frac{1}{3} \sum x_i^2 y_i = \frac{1}{3} (300^2 * 500 + 120^2 * 350) = 16.68 * 10^6 \text{ mm}^3$$

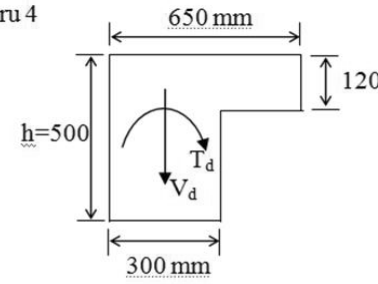
$$T_{cr} = 1.35 * 18.18 * 10^6 * 1.2 * 10^{-6} = 27.02 \text{ kNm}$$

$$\left(\frac{T_d}{T_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{V_d}{V_{cr}} \right)^2 = \psi$$

$$\left(\frac{35.4}{27.02} \right)^2 + \left(\frac{150}{107.64} \right)^2 = 3.66 > 1 \text{ olduğundan kesit çatlamıştır. Gövde donatısı gereklidir.}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Soru 4



$V_d = 150 \text{ kN}$, $T_d = 35.4 \text{ kNm}$
Malzeme C25, S420, paspayı=40 mm.

Şekil 6.13

Şekil 6.13'te verilen burulma ve kesmeye maruz kiriş kesitinin boyutlarını kontrol ederek donatı hesabını yapınız.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

2) Gövde Ezilme Kontrolü

$$\tau = \left(\frac{T_d}{1.35S} + \frac{V_d}{b_w d} \right) \leq \tau_{\max} = 0.22 * f_{cd}$$

$$\tau = \left(\frac{35.4 * 10^6}{1.35 * 16.68 * 10^6} + \frac{150000}{300 * 460} \right) \leq \tau_{\max} = 0.22 * 17$$

$$2.66 \leq 3.74 \quad \text{Boyutlar yeterli}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

3)Gövde Donatısı (Kesme+Burulma)

$$\frac{A_0}{s} = \frac{A_{0t}}{s} + \frac{A_{0v}}{s} \geq \min \frac{A_0}{s}$$

$$\frac{A_{0t}}{s} = \frac{T_d}{2A_e f_{ywd}}$$

$$A_e = b_k * h_k = (300 - 2 * 40) * (500 - 2 * 40) = 92400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{0t}}{s} = \frac{35.4 * 10^6}{2 * 92400 * 365} = 0.52 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$\frac{A_{0v}}{s} = \frac{V_d - V_c}{f_{ywd} d(n)} = \frac{(150 - 0.8 * 107.64) 10^3}{365 * 460 * 2} = 0.19 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

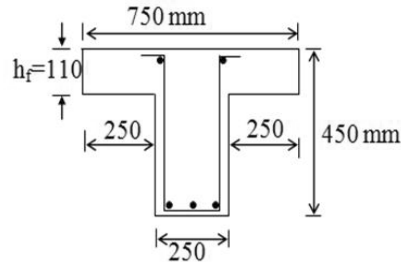
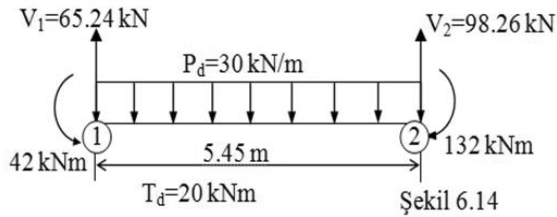
$$\min \frac{A_0}{s} = 0.15 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} \left(1 + 1.3 \frac{T_d}{V_d * b_w} \right) b_w$$

$$\min \frac{A_0}{s} = 0.15 \frac{1.2}{365} \left(1 + 1.3 \frac{35.4 * 10^6}{150 * 10^3 * 300} \right) 300 = 0.3 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$\frac{A_0}{s} = \frac{A_{0t}}{s} + \frac{A_{0v}}{s} = 0.52 + 0.19 = 0.71 \geq \min \frac{A_0}{s}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Soru 5



Şekil 6.14

Şekil 6.14'te verilen (1-2) kirişi sürekli bir kirişin elemanı olup, kirişte bulunan kesme kuvveti ve moment değerleri kirişin uçlarında verilmektedir. Kirişin kesme, burulma ve eğilme tasarımını yapınız. Malzeme C20, S420, Etriyeler S220, paspayı=35 mm.

$$\text{Etriye çapı } \phi 10 \text{ seçilirse } A_0 = \frac{\pi * 10^2}{4} = 78.54 \text{ mm}^2$$

$$s = 110.6 \text{ mm} < \frac{d}{2} = 230 \text{ mm}, \frac{U_e}{8} = 160 \text{ mm}, 300 \text{ mm}$$

Etriye $\phi 10/11 \text{ cm}$

4)Boyuna Donatı (Burulma)

$$A_{st} = \frac{A_{0t} U_e f_{ywd}}{s f_{yd}} = 0.52 * 1280 * \frac{365}{365} = 665.6 \text{ mm}^2$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

1)Çatlama Kontrolü

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} (b_w d) = 0.65 * 1 * (250 * 415) * 10^{-3} = 67.44 \text{ kN}$$

$$T_{cr} = 1.35 S f_{ctd}$$

$$S = \frac{1}{3} \sum x_i^2 y_i = \frac{1}{3} (250^2 * 450 + 110^2 * 250 + 110^2 * 250) = 11.39 * 10^6 \text{ mm}^3$$

$$T_{cr} = 1.35 * 11.39 * 10^6 * 1 * 10^{-6} = 15.38 \text{ kNm}$$

$$\left(\frac{T_d}{T_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{V_d}{V_{cr}} \right)^2 = \psi$$

$$V_d = V - d * P_d = 98.26 - 30 * 0.415 = 85.81 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{20}{15.38} \right)^2 + \left(\frac{85.81}{67.44} \right)^2 = 3.31 > 1 \text{ olduğundan kesit çatlamıştır. Gövde donatısı gereklidir.}$$

2)Gövde Ezilme Kontrolü

$$\tau = \left(\frac{T_d}{1.35S} + \frac{V_d}{b_w d} \right) \leq \tau_{\max} = 0.22 * f_{cd}$$

$$\tau = \left(\frac{20 * 10^6}{1.35 * 11.39 * 10^6} + \frac{85810}{250 * 415} \right) \leq \tau_{\max} = 0.22 * 13$$

$$2.13 \leq 2.86 \quad \text{Boyutlar yeterli}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$\text{Etriye çapı } \phi 10 \text{ seçilirse } A_0 = \frac{\pi * 10^2}{4} = 78.54 \text{ mm}^2$$

$$s = 81.4 \text{ mm} < \frac{d}{2} = 207.5 \text{ mm}, \quad \frac{U_e}{8} = 140 \text{ mm}, \quad 300 \text{ mm}$$

Etriye $\phi 10/8$ cm

4)Boyuna Donatı (Burulma)

$$A_{st} = \frac{A_{ot}}{s} U_e \frac{f_{ywd}}{f_{yd}} = 0.765 * 1120 * \frac{191}{365} = 448.35 \text{ mm}^2$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

3)Gövde Donatısı (Kesme+Burulma)

$$\frac{A_0}{s} = \frac{A_{ot}}{s} + \frac{A_{ov}}{s} \geq \min \frac{A_0}{s}$$

$$\frac{A_{ot}}{s} = \frac{T_d}{2 A_e f_{ywd}}$$

$$A_e = b_k * h_k = (250 - 2 * 35) * (450 - 2 * 35) = 68400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{ot}}{s} = \frac{20 * 10^6}{2 * 68400 * 191} = 0.765 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

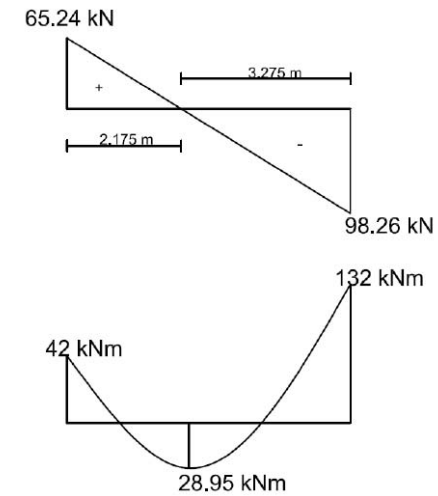
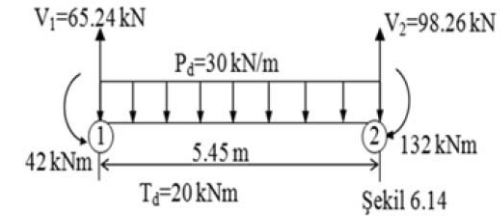
$$\frac{A_{ov}}{s} = \frac{V_d - V_c}{f_{ywd} d(n)} = \frac{(85.81 - 0.8 * 67.44) 10^3}{191 * 415 * 2} = 0.2 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$\min \frac{A_0}{s} = 0.15 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} \left(1 + 1.3 \frac{T_d}{V_d * b_w} \right) b_w$$

$$\min \frac{A_0}{s} = 0.15 \frac{1}{191} \left(1 + 1.3 \frac{20 * 10^6}{85.81 * 10^3 * 250} \right) 250 = 0.43 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$\frac{A_0}{s} = \frac{A_{ot}}{s} + \frac{A_{ov}}{s} = 0.765 + 0.2 = 0.965 \geq \min \frac{A_0}{s}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Açıklık

$$M_d = (+)28.95 \text{ kN.m}$$

$$jd = 0,9 * d = 0,9 * 415 = 373.5 \text{ mm}^2$$

$$jd = d - \frac{h_f}{2} = 415 - \frac{110}{2} = 360 \text{ mm}^2 \quad \text{Büyük olan alınır } jd = 373.5 \text{ mm}^2$$

$$K_1 = \frac{4.95}{f_{cd}} = 380 \text{ mm}^2 / \text{kN} \quad , \quad K = \frac{b_w d^2}{M_d} = \frac{250 * 415^2}{28.95 * 10^3} = 1487 \text{ mm}^2 / \text{kN}$$

$K > K_1$ olduğundan tek donatılı

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} * j * d} = \frac{28.95 * 10^6}{365 * 373.5} = 212.36 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.8 * \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} * b_w * d = 0.8 * \frac{1}{365} * 250 * 415 = 227.4 \text{ mm}^2$$

$$A_s < A_{\min}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Sağ Mesnet

$$M_d = (-)132 \text{ kN.m}$$

$$jd = 0.86 * d$$

$$K_1 = \frac{4.95}{f_{cd}} = 380 \text{ mm}^2 / \text{kN} \quad , \quad K = \frac{b_w d^2}{M_d} = \frac{250 * 415^2}{132 * 10^3} = 326 \text{ mm}^2 / \text{kN}$$

$K < K_1$ olduğundan çift donatılı

$$M_1 = \frac{b_w * d^2}{K_1} = \frac{250 * 415^2}{380} * 10^{-3} = 113.3 \text{ kN.m}$$

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd} * j * d} = \frac{113.3 * 10^6}{365 * 0.86 * 415} = 869.74 \text{ mm}^2$$

$$M_2 = M_{\max} - M_1 = 132 - 113.3 = 18.7 \text{ kN.m}$$

$$A_{s2} = \frac{M_2}{f_{yd} * (d - d')} = \frac{18.7 * 10^6}{365 * (415 - 35)} = 134.8 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 869.74 + 134.8 = 1004.54 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = A_{s2} = 134.8 \text{ mm}^2$$

Sol Mesnet

$$M_d = (-)42 \text{ kN.m}$$

$$jd = 0.86 * d$$

$$K_1 = \frac{4.95}{f_{cd}} = 380 \text{ mm}^2 / \text{kN} \quad , \quad K = \frac{b_w d^2}{M_d} = \frac{250 * 415^2}{42 * 10^3} = 1025 \text{ mm}^2 / \text{kN}$$

$K > K_1$ olduğundan tek donatılı

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} * j * d} = \frac{42 * 10^6}{365 * 0.86 * 415} = 322.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 1 * \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} * b_w * d = 1 * \frac{1}{365} * 250 * 415 = 284 \text{ mm}^2$$

$$A_s > A_{\min}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

6) Toplam Donatı ve Donatı Seçimi

Gerekli Donatılar (mm²)

		Sol Mesnet	Açıklık	Sağ Mesnet
Üstte	Burulma	224.175	224.175	224.175
	Eğilme	322.4	0	1004.54
	Toplam	546.575	224.175	1228.715
Altta	Burulma	224.175	224.175	224.175
	Eğilme	0	227.4	134.8
	Toplam	224.175	451.575	358.975

Seçilen Donatı

Altta tüm kiriş boyunca 3φ14 Düz = 462 mm²

Üstte tüm kiriş boyunca 3φ18 Düz = 763 mm²

İlave olarak sağ mesnette 2φ18 Düz = 509 mm²

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

BETONARME TEMELLER

Prof. Dr. Cengiz DÜNDAR

Duvar, perde ve kolon gibi elemanlardan gelen yükleri zemine aktarmak amacıyla oluşturulan elemanlara **temel** adı verilir.

Temel oluşturulurken, zeminin taşıma gücü ölçü alınarak güvenli bir zemin gerilmesinin aşılmamasına özen gösterilir.

Temellerin tasarımında zeminin taşıma gücü tek kriter değildir.

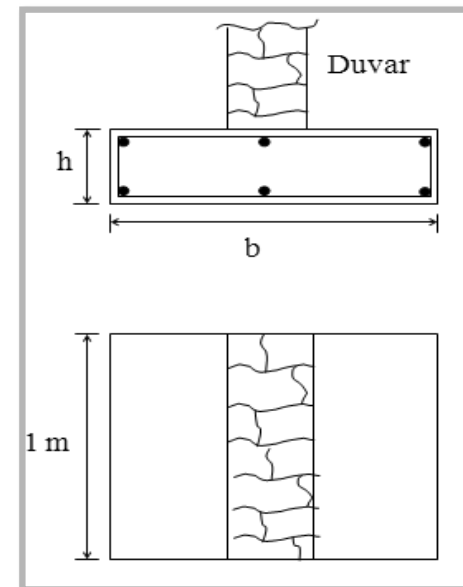
Temeller yapıya zararlı olabilecek oturmalara neden olmayacak şekilde düzenlenmeli ve boyutlandırılmalıdır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Zeminin taşıma gücü genelde üst yapıyı oluşturan malzemeninkinden daha düşük olduğundan, temelin zeminle temas eden yüzeyi, yapının kolon, perde ve duvar gibi taşıyıcı elemanlarına oranla daha büyük olmalıdır.

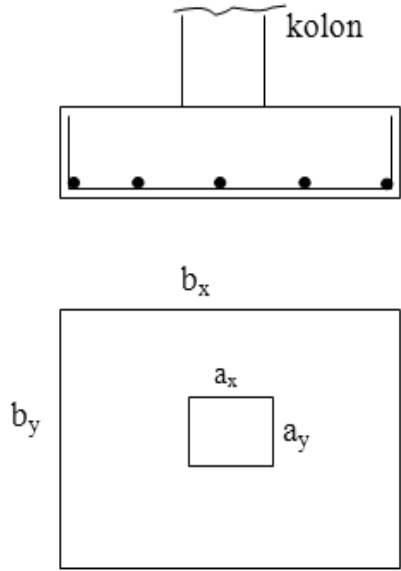
DUVAR ALTI TEMELLER



“ Duvar altı temelleri ” taşıyıcı duvar yükünü zemine güvenli bir biçimde aktarmak amacıyla oluşturulan beton elemanlardır.

Bunlar genelde donatısız beton gibi hesaplanır, ancak oluşabilecek çökme ve oturmalar dikkate alınarak bir miktar etriye ve boyuna donatı bulundurulur.

TEKİL TEMELLER

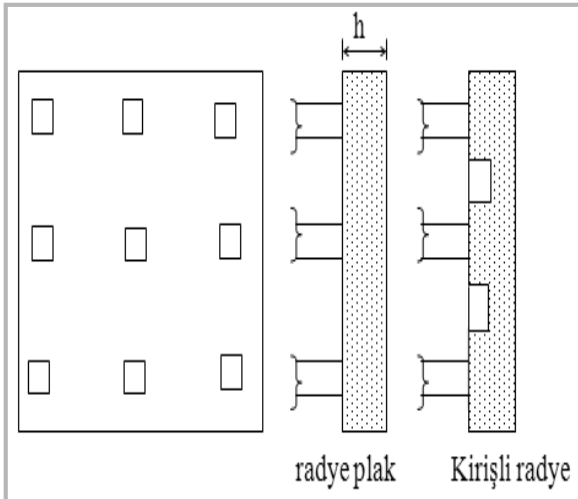


Düşey taşıyıcı elemanları kolon olan yapılarda, yüklerin görece olarak hafif ve/veya kolon aralıklarının büyük olduğu ve zeminin çok zayıf olmadığı durumlarda tekli temeller oluşturulur.

Deprem bölgelerinde tekli temeller her iki doğrultuda bağ kirişleri ile birbirine bağlanmalıdır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

RADYE TEMELLER



Zeminin çok zayıf olduğu veya yapıdan gelen yüklerin büyük olduğu ve zeminin çok değişim gösterdiği durumlarda, daha geniş bir alan elde etmek için ve farklı oturmaları önlemek için radye oluşturulur.

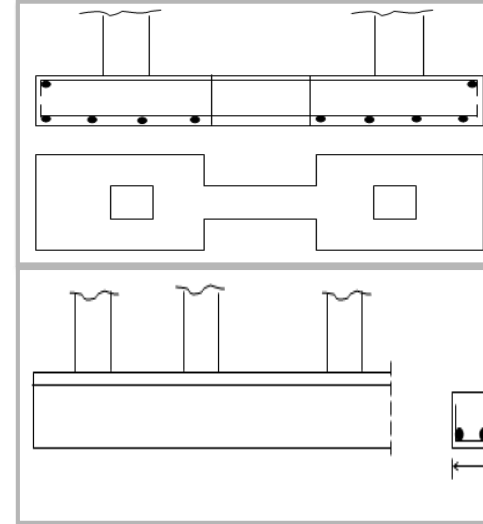
Radye kalın bir plaktan veya iki doğrultuda uzanan kirişlerden oluşur.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

SÜREKLİ TEMELLER



Kolon yüklerinin büyük olduğu ve/veya zeminin zayıf olduğu ve/veya iki kolonun yakın olduğu durumda birleşik temel,



Yüklerin büyük, kolonların birbirine yakın olduğu durumlarda kolon temelleri birleştirilerek sürekli temel oluşturulur.

Sürekli temel zeminin çok heterojen olduğu ve farklı oturma olasılığı yüksek olduğu durumlarda iyi bir çözümdür.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

ZEMİNLE İLGİLİ VARSAYIMLAR



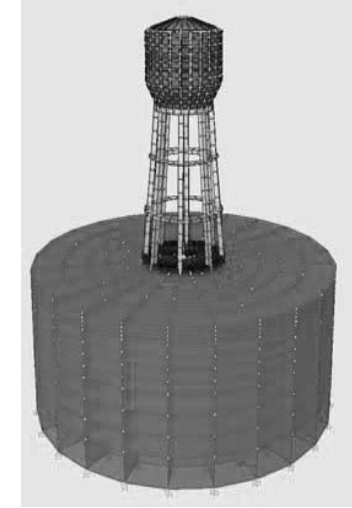
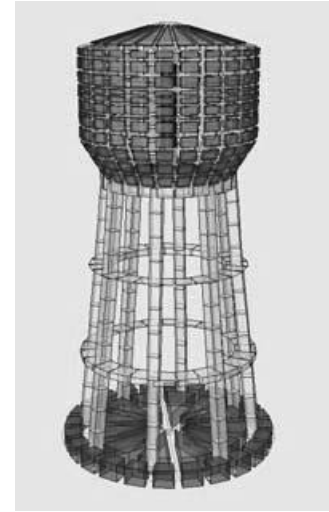
* Temel hesabı yapılırken zeminin idealleştirilerek modellenmesi gerekir. Bu tür modellemenin en kapsamlı ve karmaşığı yapı ve zemini birlikte ele alan, yapı-zemin etkileşim modelidir.

* Diğer bir yöntem, zeminin elastik yaylarla temsil edilmesi, çözümün elastik zemine oturan kiriş ve plak teorisi ile çözümlenmesidir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

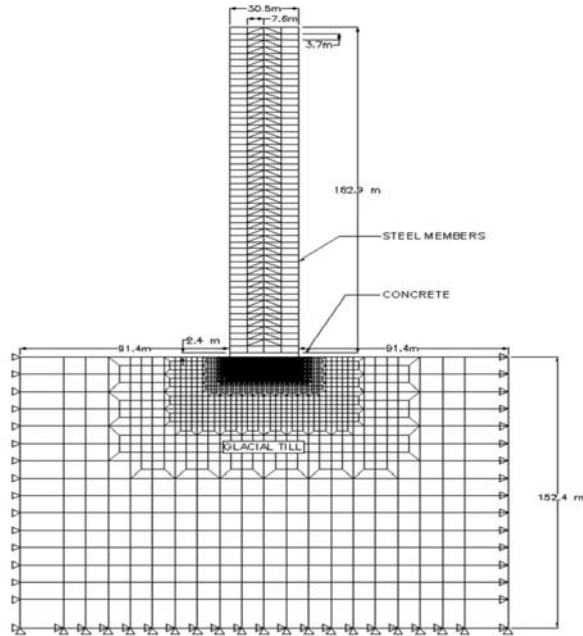
Bu yöntemde yay sabiti olarak zeminin yatak katsayısı kullanılacağından, önce bu katsayının hesaplanması gerekir. Bu katsayı deneysel verilere dayandırılmalıdır.

Bu yaklaşım sürekli kolon temelleri ve radyeler için uygulanmaktadır.

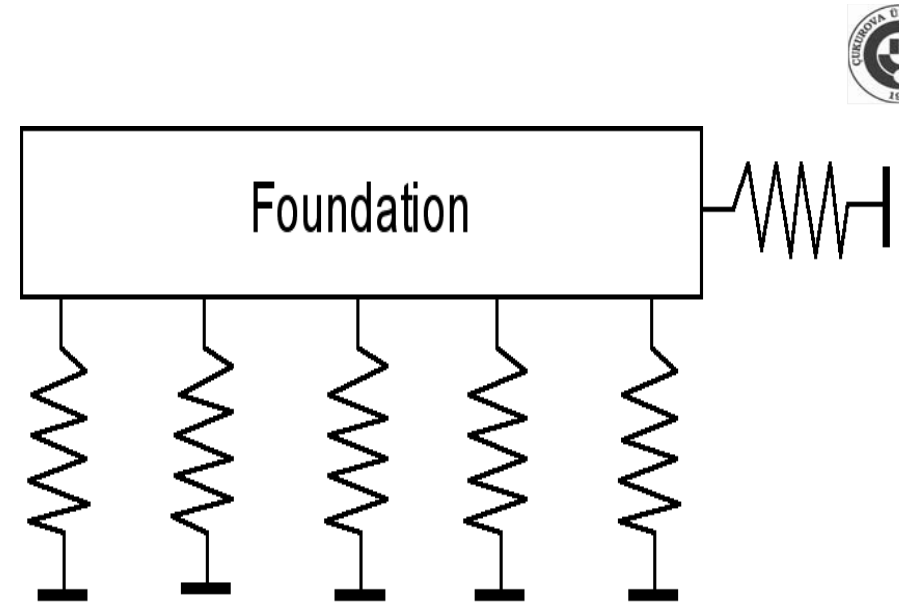


İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

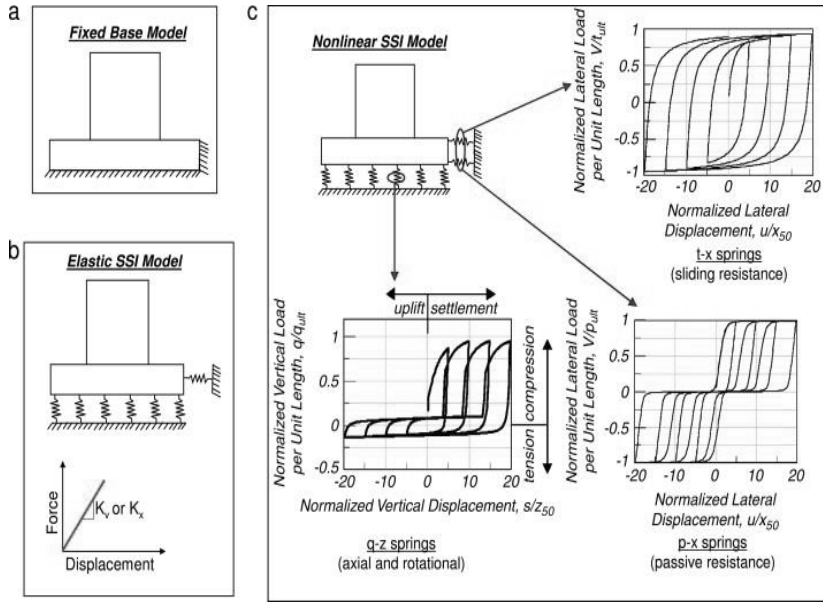
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



An ANSYS model of a fifty-story building supported on a mat foundation and soil



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Hesapta Kullanılacak Zemin Gerilmesi:

Zemin emniyet gerilmesi yapılan deney ve etütler sonucu bulunan dayanımın belirli bir güvenlik katsayısına bölünmesi ile elde edilmektedir (3-4 mertebesinde).

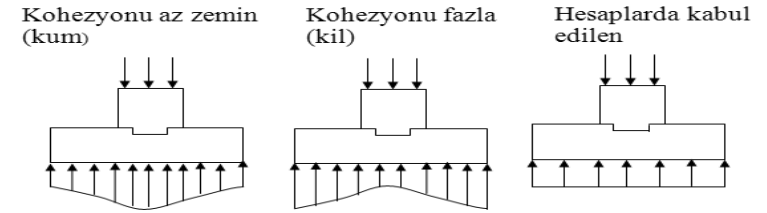
Emniyet gerilmeleri yönteminde yapıya etkiyen yükler aynen alınırken taşıma gücü yönteminde yükler yük katsayıları ile çarpılmaktadır.

Yani kolon ve perdeler gelen ve temele aktarılan yükler yük katsayıları ile çarpılmış olduğundan, zemin emniyet gerilmesinin de belli bir katsayı ile çarpılarak "zemin dayanımı" ile hesaplara katılması gerekir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

* Temel hesabında oldukça yaygın olarak kullanılan yöntem, temel altındaki zemin gerilme dağılımı ile ilgili bir varsayım yapmaktır. Bu varsayım oldukça basittir. Genelde gerilme dağılımının düzgün yayılı olduğu, eksantrik yükleme altında ise doğrusal değiştiği kabul edilir. Bu kabul tam doğru değildir.

Tekli kolon temelini altındaki zemin yayar ile temsil edildiğinde, oluşacak gerilme dağılımı genelde düzgün yayılı değildir.



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

En basit yaklaşım, bu katsayının 1.4 ve 1.6'nın ortalaması olan 1.5 olarak yapılandır.

Katsayı ile çarpılarak elde edilen zemin dayanımı hesaplarda esas alınmalıdır.

Ancak temel ağırlığı da yapıdan gelen yükün oluşturduğu zemin gerilmelerini arttıracaktır. Bu durumda bu ek gerilmeler dikkate alınarak zemin dayanımı azaltılmalıdır.

Ancak temelin ağırlığı nedeni ile oluşan bu ek gerilmelerin, birim beton ve zemin ağırlıkları arasındaki fark kadar olacağı unutulmamalıdır. Bu fark yaklaşık **1.2 t/m³** kabul edilirse ve yük katsayısı **1.5** alınırsa;

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Zemin dayanımı **1.2*1.5*temel kalınlığı** kadar azaltılması gerekir. Bu dayanım net zemin dayanımı olarak adlandırılacak f_{zu} ve bulunan gerçek zemin gerilmesi bu değer ile karşılaştırılacaktır.

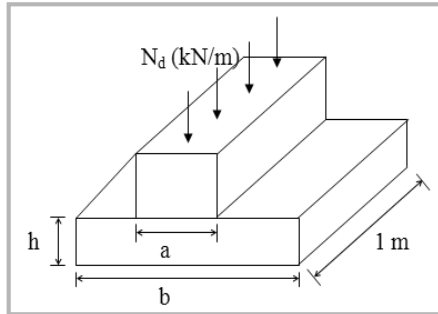
$$f_{zn} = f_{zu} - 18 h \quad f_{zu} = \sigma_{zem} * 1.5$$

Kolon veya perdelerden gelen yük etkilerinin (yük katsayıları ile çarpılmış) oluşturacağı en büyük zemin gerilmesi σ_z ile gösterilirse;

$$\sigma_z \leq f_{zn}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

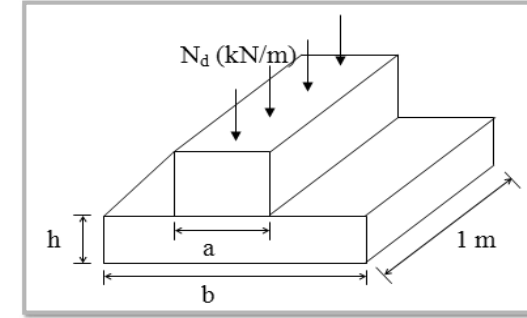
Genelde duvar eksenine dik yönde donatı bulundurulmadığından, zemin gerilmeleri altında birer konsol gibi çalışan temel çıkıntılarında oluşacak çekme gerilmelerinin, betonun eğilme çekme dayanımını aşmaması gerekir (f_{ctf}).



Bu tür temelerde eğilme yönünde etriye bulunmadığından, kesme kuvvetinin de eğik çatlama dayanımının altında kalmasına dikkat edilir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

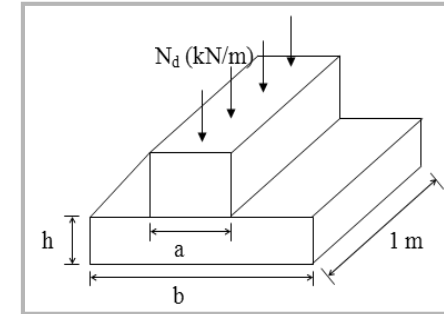
DUVAR ALTI TEMELLERİ



Duvar altı temelleri genelde yığma kâgir yapılarda taşıyıcı duvar altlarında kullanılır.

Boyutlandırma yapılırken, temel altında oluşan ve düzgün yayılı olduğu varsayılan zemin gerilmesinin “ net zemin dayanımını “ aşmaması gerekir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Duvar temelleri duvar boyunca devam ettiğinden ve uygulanan yük genelde uzunluk boyunca sabit olduğundan, hesaplar 1 m. lik boy esas alınarak yapılır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Hesap Adımları:

1) N_d hesaplanır.

2) Yaklaşık olarak temel genişliği hesaplanır. (Kalınlık henüz bilinmediğinden zemin dayanımı olarak f_{zu} kullanılır).

$$b \geq \frac{N_d}{f_{zu} (1.0)} \geq a + 10 \text{ cm}$$

Burada f_{zu} kullanıldığından temel genişliğinin hesaplanandan biraz büyük seçilmesi gerekir.

3) Seçilen (b) ye göre zemin gerilmesi hesaplanır.

$$\sigma_z = \frac{N_d}{b (1.0)}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

7) Betonun eğik çekme dayanımı hesaplanır ve (6) da hesaplanan hesap kesme kuvveti ile karşılaştırılır.

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} (1000) d, \quad d \leq 0.8 h$$

Eğer $V_d > V_{cr}$ ise temel kalınlığı arttırılmalıdır.

$$M_d = \sigma_z \left[\left(\frac{b-a}{2} \right) + \frac{a}{4} \right]^2 \frac{1}{2} = \frac{1}{32} (2b-a)^2 \sigma_z \text{ hesap momenti.}$$

Çatlama momenti:

$$M_{cr} = f_{ctf} \frac{I}{y} = 2 f_{ctd} \frac{I}{y}$$

$$\frac{I}{y} = \frac{1}{6} b h^2 = \frac{1}{6} (1000) h^2$$

$$M_{cr} = 333.3 f_{ctd} h^2 \text{ (mm)}$$

8) TS 500 e göre kritik moment duvar kalınlığının 1/4 ünde alınır. Kritik momentin duvar yüzünde alınmaması nedeni, duvar ve temelin ayrı malzemeden oluşu ve aradaki bağlantının monolitik olmamasıdır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

4) Bir temel kalınlığı seçilir. (TS 500'e göre kalınlık 20 cm'den az olamaz).

5) Net zemin dayanımı f_{zn} hesaplanır.

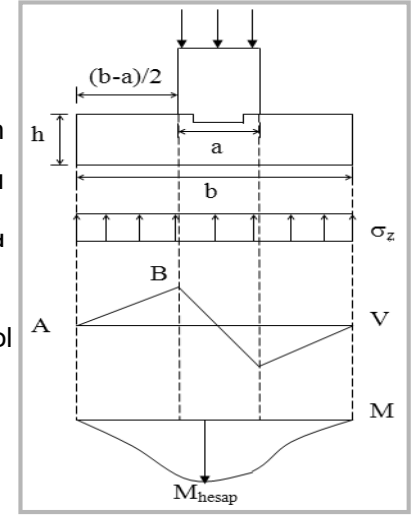
$$f_{zn} = f_{zu} - 18 h$$

$$\sigma_z \leq f_{zn}$$

6) Duvar yanlarında taşan parçaların konsol gibi çalıştığı varsayımı ile hesap kesme kuvveti V_d hesaplanır.

Kritik kesme kuvvetinin konsol yüzünde olduğu varsayılır.

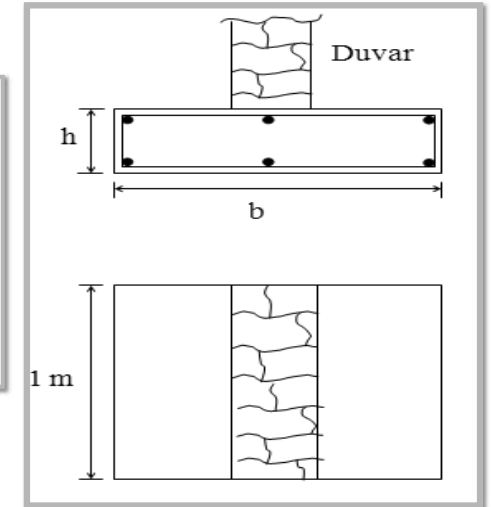
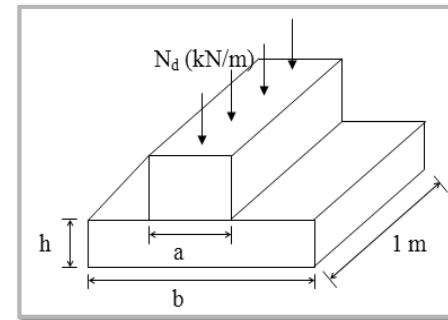
$$V_d = \sigma_z \frac{b-a}{2}$$



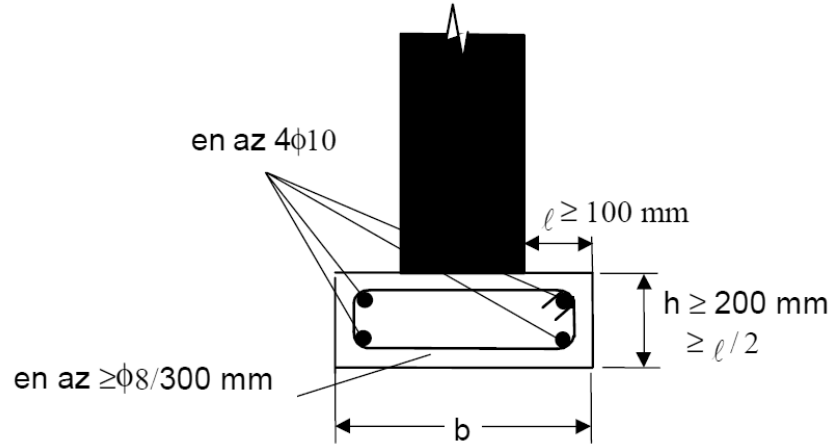
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Sağlanması gereken koşul:

$M_d \leq M_{cr}$ Bu koşul sağlanmazsa temel altına duvar eksenine dik yönde donatı yerleştirilmelidir. Ancak duvar temelleri için bu uygun çözüm değildir.



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



ŞEKİL 10.1 - Duvar Altı Temeli

$$\sigma_z < f_{zn}$$

$$f) V_d = \sigma_z \left(\frac{b-a}{2} \right) = 170 \left(\frac{0.8-0.5}{2} \right)$$

$$V_d = 25.5 \text{ kN/m}$$

$$g) V_{cr} = 0.65 f_{ctd} 1000 * 0.8 h \quad f_{ctd} = 0.9 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{cr} = 0.65 (0.9 * 10^{-3}) * 1000 * 0.8 * 300$$

$$V_{cr} = 140.4 \text{ kN/m}$$

$$V_d = 25.5 \text{ kN/m} < 140.4 \text{ kN/m}$$

$$h) M_d = \sigma_z \left[\left(\frac{b-a}{2} \right) + \frac{a}{4} \right]^2 0.5 = 170 \left[\frac{0.8-0.5}{2} + \frac{0.5}{4} \right]^2 0.5$$

$$M_d = 6.4 \text{ kNm/m}$$

$$M_{cr} = 333.3 * 0.9 * 300^2 * 10^{-6} = 27 \text{ kNm/m}$$

$$M_{cr} > M_d$$

Örnek:

Taşıyıcı duvarları (duvar kalınlığı=50 cm), temele aktarılan yük 135 kN/m, zemin emniyet gerilmesi 130 kN/m². Temelde C16 betonu ve S220 çeliği kullanılacaktır.

Çözüm:

$$a) N_d = 135 \text{ kN/m} \quad f_{zu} = 1.5 * 130 = 195 \text{ kN/m}^2$$

$$b) b \cong \frac{N_d}{f_{zu} * 1} = \frac{135}{195} = 0.69 \text{ m}$$

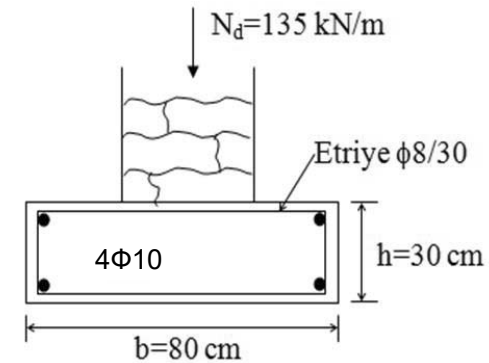
$$b = 80 \text{ cm seçildi. (duvar kalınlığı 50)}$$

$$c) \sigma_z = \frac{N_d}{b(1)} = \frac{135}{0.8 * 1} = 170 \text{ kN/m}^2$$

$$d) \text{TS 500 göre (h) en az 20 cm olmalıdır. Örnekte 30 cm seçilmiştir.}$$

$$e) f_{zn} = f_{zu} - 18 h = 195 - 18 * 0.3 = 189.6 \text{ kN/m}^2$$

Bu durumda seçilen temel boyutları uygundur. TS 500 için ön görülen min. donatı yerleştirilecektir. Paspayı=5 cm





Eksenel Yük Taşıyan Tekli Kolon Temelleri

Momentin küçük olduğu durumlarda moment ihmal edilerek tekli temeller salt eksenel yüke göre boyutlandırılıp detaylandırılabilir.

Temel altında oluşan yamuk gerilme dağılımının max. değeri ile $N_d/b_x b_y$ ile hesaplanan ortalama gerilme arasındaki fark %15 den az ise, moment ihmal edilebilir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Zımbalama daha önce anlatıldığı şekilde yapılır.

$$b_1 = a_x + d \quad b_2 = a_y + d$$

$$U_p = 2(b_1 + b_2) \quad A_p = b_1 b_2$$

$$V_{pd} = N_d - A_p \sigma_z$$

$$V_{pr} = \gamma f_{ctd} U_p d \quad (M_d/N_d \leq e_{\min} \text{ ise } \gamma = 1.0 \text{ alınır}).$$

Eğer $V_{pd} \leq V_{pr}$ ise kalınlık yeterlidir. Bu koşul sağlanmıyorsa, (b) ye gidilip temel kalınlığının artırılması gerekir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Hesapta İzlenecek Yol:

- Temel boyutları (b_x ve b_y) hesaplanır ($b_x b_y = N_d / f_{zu}$).
- Bulunan değerler sınır değerler olduğundan biraz büyütülür ve $\sigma_z = N_d / b_x b_y$ hesaplanır.
- Temel kalınlığı hakkında bir varsayım yapılır.
- Zımbalama kontrolü ile boyutlar kontrol edilir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



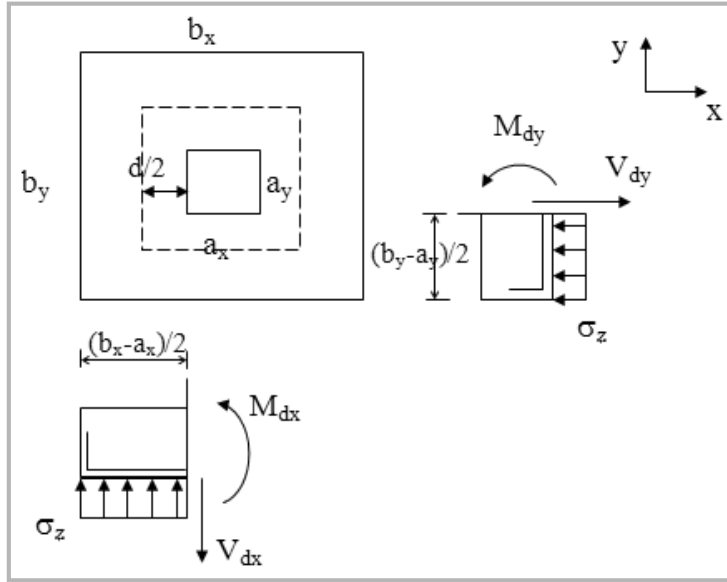
- Net zemin dayanımı hesaplayarak $\sigma_z \leq f_{zn}$ koşulunun sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilir.

$$f_{zn} = f_{zu} - 18h$$

- V_d kesme kuvveti hesaplanır ve V_{cr} ye göre kontrol edilir.

Moment ve kesme kuvvetinde kritik kesit, kolon yüzünde alınacak ve zımbalama çevresi $d/2$ mesafede olacaktır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



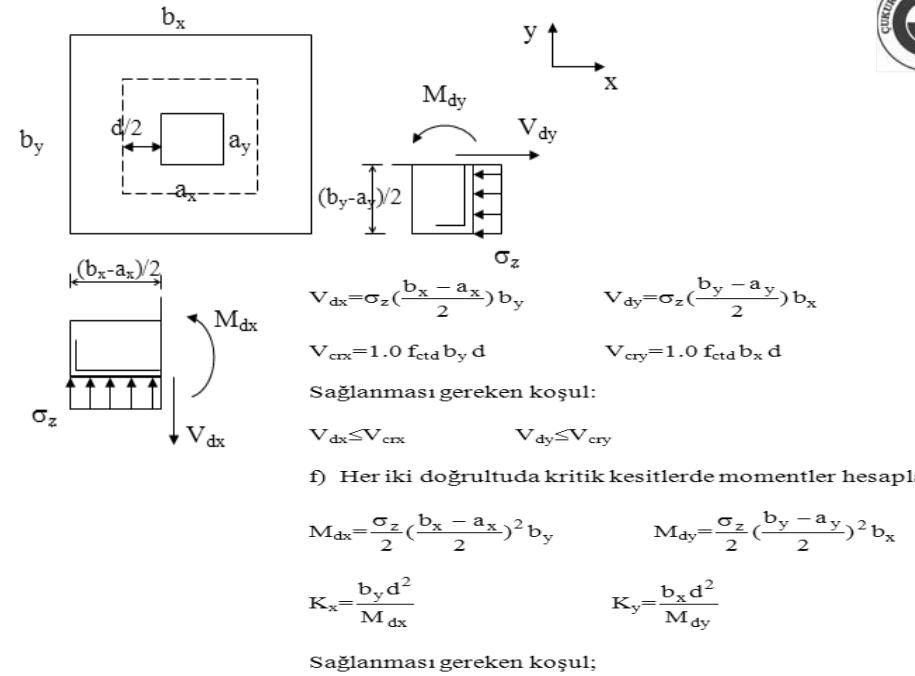
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$K_x \geq K_1 \quad K_y \geq K_1$$

Donatı hesabı yapılır;

$$A_{sx} = \frac{M_{dx}}{f_{yd} (0.86) d} \quad A_{sy} = \frac{M_{dy}}{f_{yd} (0.86) d}$$

$A_{sx}/b_y d \geq 0.002$, $A_{sy}/b_x d \geq 0.002$ olmalıdır.



$V_{dx} = \sigma_z \left(\frac{b_x - a_x}{2} \right) b_y$
 $V_{dy} = \sigma_z \left(\frac{b_y - a_y}{2} \right) b_x$

$V_{crx} = 1.0 f_{ctd} b_y d$
 $V_{cry} = 1.0 f_{ctd} b_x d$

Sağlanması gereken koşul:

$V_{dx} \leq V_{crx}$
 $V_{dy} \leq V_{cry}$

f) Her iki doğrultuda kritik kesitlerde momentler hesaplanır.

$M_{dx} = \frac{\sigma_z}{2} \left(\frac{b_x - a_x}{2} \right)^2 b_y$
 $M_{dy} = \frac{\sigma_z}{2} \left(\frac{b_y - a_y}{2} \right)^2 b_x$

$K_x = \frac{b_y d^2}{M_{dx}}$
 $K_y = \frac{b_x d^2}{M_{dy}}$

Sağlanması gereken koşul;

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Örnek:

Malzeme: BS16, BÇ-I, zemin emniyet gerilmesi=350 kN/m²,

Kolon kesit boyutları, 70*70, kolon yükleri $N_d=4500$ kN, $M_{dx}=315$ kNm, $M_{dy}=0$

($M_{dx}=0.1hN_d=315$ kNm minimum olarak verilmekte)

İstenen: Tekli kolon temelinin boyutları ve donatısı.



Çözüm:

$$f_{zu} = 1.5 \cdot \sigma_{zem} = 525 \text{ kN/m}^2$$

Kolon kare kesitli olduğundan temel de kare yapılacaktır.

$$b_x b_y = N_d / f_{zu} = 4500 / 525 = 8.57 \text{ m}^2$$

$$b_x = b_y = 3 \text{ m. seçilir.}$$

$$b_x b_y = 9 > 8.57 \text{ m}^2$$

Temel, planda bileşik eğilme altındaki bir kolon kesiti gibi düşünülürse, maksimum zemin gerilmesi tıpkı kolondaki gibi aksenal yük ve momentin fonksiyonu olarak yazılabilir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



%13 < %15 olduğundan moment ihmal edilebilir. Zemin gerilme dağılımı düzgün yayılı alınacaktır. $\sigma_z = 425 \text{ kN/m}^2$

- Temel kalınlığı 50 cm seçilir (d=45 cm)
- Zımbalama Kontrolü:

$$b_1 = b_2 = a + d = 70 + 45 = 115 \text{ cm}$$

$$U_p = 2(b_1 + b_2) = 460 \text{ cm}$$

$$A_p = b_1 b_2 = 1.3 \text{ m}^2$$

$$V_{pd} = N_d - A_p \sigma_z = 4500 - 1.3 \cdot 425 = 3950 \text{ kN}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



$$\sigma_{zmax} = \frac{N_d}{A} + \frac{M_{dx}(x)}{I_x} = \frac{N_d}{b_x b_y} + \frac{M_{dx}}{2} \frac{b_x}{12 b_y b_x^3}$$

$$\sigma_{zmax} = \frac{4500}{9} + \frac{315 \cdot 1.5}{\frac{1}{12} \cdot 3 \cdot 3^3} = 570 > 525 \text{ kN/m}^2$$

Temel boyutları yeterli değildir. Boyutlar 3.25*3.25 alınarak en büyük zemin gerilmesi yeniden hesaplanır.

$$\sigma_{zmax} = \frac{4500}{3.25 \cdot 3.25} + \frac{315 \cdot 1.625}{\frac{1}{12} \cdot 3.25 \cdot 3.25^3} = 480 < 525 \text{ kN/m}^2$$

Ortalama Gerilme, σ_{zo} :

$$\sigma_{zo} = N_d / b_x b_y = 4500 / (3.25)^2 = 425 \text{ kN/m}^2$$

$$(\sigma_{max} - \sigma_{zo}) / \sigma_{zo} = 0.13 \text{ veya } \%13$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



$$V_{pr} = 1.0 f_{ctd} U_p d = 1.0 \cdot 0.9 \cdot 10^{-3} \cdot 4600 \cdot 450 = 1863 \text{ kN}$$

$$1863 < 3950, V_{pr} < V_{pd} \text{ kalınlık yeterli değildir.}$$

$$h = 90 \text{ cm (d=85 cm) olsun,}$$

$$b_1 = b_2 = 70 + 85 = 155 \text{ cm}$$

$$U_p = 620 \text{ cm}$$

$$A_p = 1.55 \cdot 1.55 = 2.4 \text{ m}^2$$

$$V_{pd} = N_d - A_p \sigma_z = 4500 - 2.4 \cdot 425 = 3480 \text{ kN}$$

$$V_{pr} = 1.0 \cdot 0.9 \cdot 10^{-3} \cdot 6200 \cdot 850 = 4743 \text{ kN}$$

$$3480 < 4743 (V_{pd} < V_{pr}) \text{ boyutlar yeterlidir h=90 cm alınır.}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

d) Net zemin dayanımı

$$f_{zn} = f_{zu} - 18h = 525 - 18 \cdot 0.9 = 509 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{zmax} < f_{zn}$$

e) Kesme kuvveti

$$V_{dx} = V_{dy} = V_d \text{ (Temel ve kolon kare)}$$

$$V_d = \sigma_z b(b-a)/2 = 425 \cdot 3.25 \cdot (3.25 - 0.7)/2 = 1760 \text{ kN}$$

$$V_{cr} = 1.0 f_{ctd} b d = 1.0 \cdot 0.9 \cdot 10^{-3} \cdot 3250 \cdot 850 = 2486 \text{ kN}$$

$$V_d < V_{cr} \text{ uygun}$$

$$f) b_x = b_y = b$$

$$M_{dx} = M_{dy} = \frac{\sigma_z}{2} \left(\frac{b_x - a_x}{2} \right)^2 b_y = \frac{425}{2} \left(\frac{3.25 - 0.7}{2} \right)^2 3.25 = 1122 \text{ kN m}$$

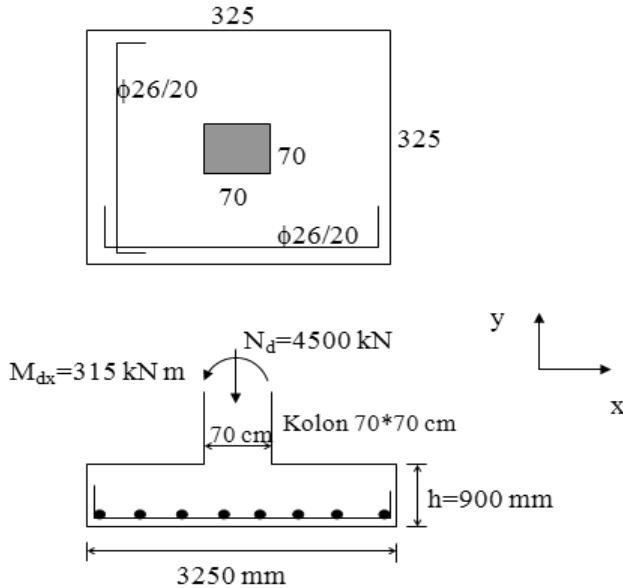
$$K_x = K_y = b d^2 / M_{dx} = 3250 \cdot 850^2 / 1122 \cdot 10^3 = 2092 > K_1 \text{ tek donatılı}$$

$$A_{sx} = A_{sy} = M_d / f_{yd} (0.86) d = 1122 \cdot 10^6 / (191 \cdot 0.86 \cdot 850) = 8036 \text{ mm}^2$$

$$\min A_{sx} = \min A_{sy} = 0.002 \cdot 3250 \cdot 850 = 5525 \text{ mm}^2$$

Seçilen donatı: 16- ϕ 26/20 cm (her bir doğrultuda)

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Eksenel Yüke Ek Olarak Momentle Zorlanan Temeller

Momentin ihmal edilemeyecek kadar büyük olduğu durumlarda ($\sigma_{zmax} > 1.15 \sigma_{zo}$) temel altındaki zemin gerilmesinin doğrusal değiştiği varsayılır (yamuk veya üçgen dağılım).

Bu durumda temel kare dahi olsa iki doğrultudaki moment ve kesme kuvveti değerleri farklı olacaktır.

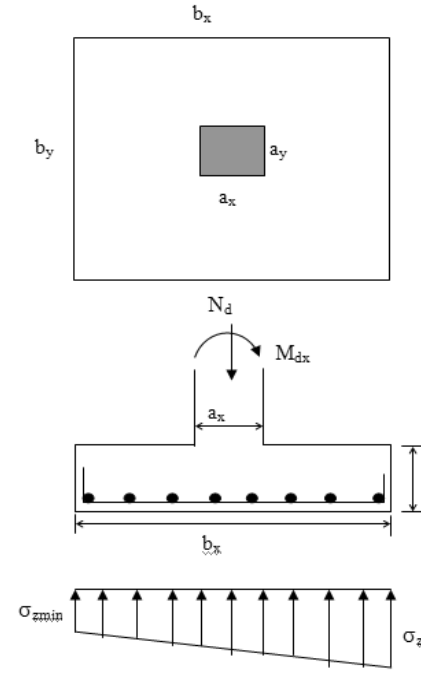
Moment ve kesme kuvvetinde kritik kesit kolon yüzünde alınacak ve zımbalama çevresi $d/2$ mesafede olacaktır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



x ve y yönünde oluşan dışmerkezliğin ($e=M_d/N_d$) temel o yöndeki boyutunun 1/6 sından küçük olduğu durumlarda zemin gerilme dağılımı yamuk, büyük olduğu durumlarda ise üçgen olacaktır.

Üçgen dağılım durumunda temel bir bölümünde zemin gerilmesi oluşmayacağından, genelde dışmerkezliğin o yöndeki boyutun 1/6 sından küçük tutulmasına özen gösterilir.



$$\sigma_{zmax} \text{ ve } \sigma_{zmin} = \frac{N_d}{b_x b_y} \mp \frac{N_d(e_x) b_x}{\frac{1}{12} b_y b_x^3}$$

Trapez gerilme dağılımı:

$$\sigma_{zmin} = \frac{N_d}{b_x b_y} - \frac{N_d(e_x) b_x}{\frac{1}{12} b_y b_x^3} \geq 0$$

$$\frac{N_d}{b_x b_y} \geq \frac{N_d(e_x) b_x}{\frac{1}{12} b_y b_x^3}$$

$$1 \geq \frac{6(e_x)}{b_x}$$

Bu durumda zeminde çekme gerilmesi oluşmamasını

sağlayacak dışmerkezlik;

$$e_x \leq \frac{b_x}{6} \text{ olmalıdır.}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Hesapta İzlenecek Yol:

a) Temel boyutları (b_x, b_y) yaklaşık olarak hesaplanır.

$$b_x b_y > N_d / f_{zu}$$

b) Dışmerkezlik ve kritik dışmerkezlik hesaplanır.

$e_x = M_{dx} / N_d$ ve $e_{krit} = b_x / 6$ (eğilme x yönünde kabul edilmiştir)

$e_x < e_{krit}$ ise uygundur.

c) Temelin altında oluşacak en büyük ve en küçük zemin gerilmeleri hesaplanır.

$$\sigma_{zmax} \text{ ve } \sigma_{zmin} = \frac{N_d}{b_x b_y} \mp \frac{M_{dx}(b_x/2)}{\frac{1}{12} b_y b_x^3} = \frac{N_d}{b_x b_y} \left(1 \mp \frac{6e_x}{b_x} \right)$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Ortalama zemin gerilmesi hesaplanır.

$$\sigma_{zo} = \frac{\sigma_{zmax} + \sigma_{zmin}}{2}$$

Kolon yüzündeki zemin gerilmesi hesaplanır.

$$\sigma_{zf} = \sigma_{zmax} \left[\frac{\sigma_{zmax} - \sigma_{zmin}}{b_x} \left(\frac{b_x - a_x}{2} \right) \right]$$



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

d) Kalınlık için bir varsayım yapılır ve net zemin dayanımı hesaplanır.

$$f_{zn} = f_{zu} - 1.8h$$

Eğer $\sigma_{zmax} \leq f_{zn}$ ise uygun, sağlanmıyorsa b_x değiştirilir.

e) Zımbalama kontrolü yapılır.

$$V_{pd} = N_d - A_p \sigma_{zo}$$

$$\gamma = \frac{1.0}{1.0 + 1.5 \frac{e_x + e_y}{\sqrt{b_1 b_2}}} \quad (0.4)$$

$$V_{pr} = \gamma f_{ctd} U_p d$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Kesme kuvveti x yönünde,

$$V_{dx} = \left(\frac{\sigma_{zmax} + \sigma_{zf}}{2} \right) \left(\frac{b_x - a_x}{2} \right) b_y$$

$$V_{crx} = 1.0 f_{ctd} b_y d \quad V_{cry} = 1.0 f_{ctd} b_x d$$

Eğer $V_{dx} \leq V_{crx}$ ise uygun, bu koşul sağlanmıyorsa h değiştirilir.

Diğer yönde kesme kuvveti için ortalama gerilme kullanılır.

$$V_{dy} = \sigma_{zo} \left(\frac{b_y - a_y}{2} \right) b_x$$

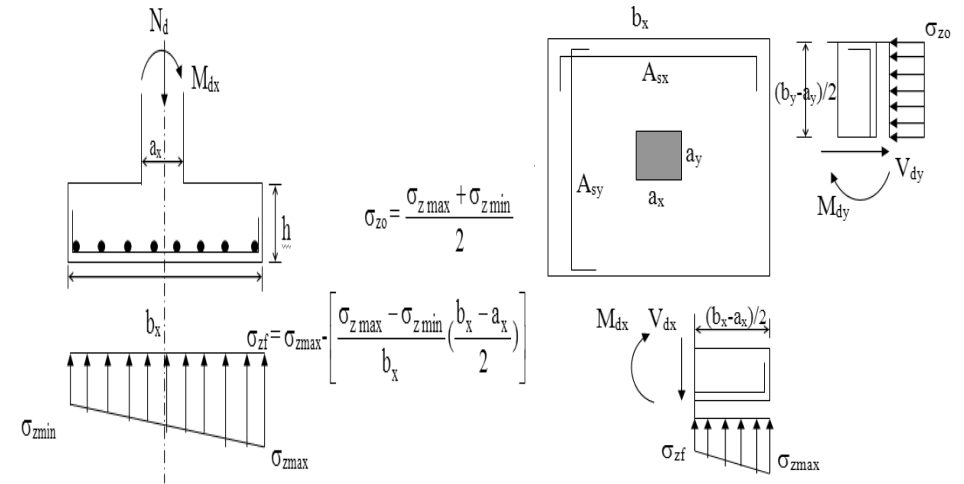
Eğer $V_{dy} \leq V_{cry}$ ise uygun, değilse temel kalınlığı artırılır.



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

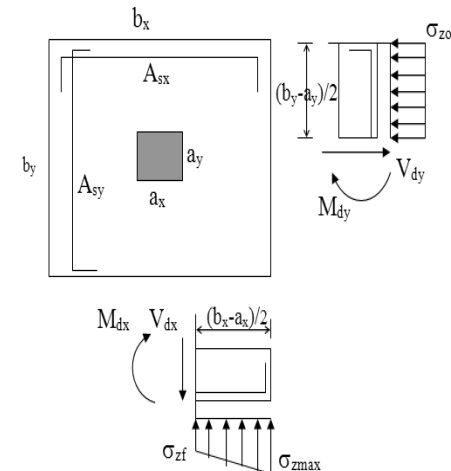
f) Kesme kontrolü yapılır

Kesme kuvveti hesaplanırken kolon yüzündeki değerler alınır.



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

g) x yönünde konsola etkiyen zemin gerilmesi yamuk biçiminde olduğundan moment hesabında bu yamuk bir üçgen ve bir dikdörtgene ayrılarak moment hesabı yapılabilir.



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



$$M_{dx1} = \sigma_{zf} \left(\frac{b_x - a_x}{2} \right)^2 b_y \frac{1}{2}$$

$$M_{dx2} = (\sigma_{zmax} - \sigma_{zf}) \left(\frac{b_x - a_x}{2} \right) b_y \frac{1}{2} \left(\frac{b_x - a_x}{2} \right)$$

$$M_{dx} = M_{dx1} + M_{dx2}$$

$$M_{dx} = \frac{(b_x - a_x)^2}{24} b_y (2\sigma_{zmax} + \sigma_{zf})$$

$$K = \frac{b_y d^2}{M_{dx}} \quad \text{Eğer } K \geq K_1 \text{ ise uygundur.}$$

$$A_{sx} = \frac{M_{dx}}{f_{yd} (0.86) d}$$

y yönünde

$$M_{dy} = \sigma_{zo} \left(\frac{b_y - a_y}{2} \right)^2 \frac{1}{2} b_x$$

$$A_{sy} = \frac{M_{dy}}{f_{yd} (0.86) d}$$

h) Donatı seçilir ve yerleştirilir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



c) Max. ve min. gerilme dağılımı;

$$\sigma_z = \frac{1500}{3 \cdot 3} \left(1 \mp \frac{6 \cdot 0.25}{3.0} \right)$$

$$\sigma_{zmax} = 250 \text{ kN/m}^2 \quad \sigma_{zmin} = 83.3 \text{ kN/m}^2$$

$\sigma_{zmax} > f_{zu}$ olduğundan temel boyutları büyütülmelidir.



Örnek:

Malzeme: C20, S220, zemin emniyet gerilmesi 150 kN/m^2 , kolon kesiti 55×55 , kolona etki eden yükler $N_d = 1500 \text{ kN}$, $M_{dx} = 370 \text{ kN m}$ ve $M_{dy} = 0$

İstenen: Tekli kolon temelinin boyutları ve donatı hesabı

Çözüm:

$$a) f_{zu} = 1.5 \sigma_{zem} = 1.5 \cdot 150 = 225 \text{ kN/m}^2$$

Temel boyutları:

$$b_x b_y = N_d / f_{zu} = 1500 / 225 = 6.7 \text{ m}^2$$

$$b_x = b_y = 3 \text{ m seçilir.}$$

$$b) e_x = M_{dx} / N_d = 370 / 1500 = 0.25 \text{ m} = 25 \text{ cm}$$

$$e_{krit} = b_x / 6 = 300 / 6 = 50 \text{ cm}$$

$e_x < e_{krit}$ gerilme dağılımı yamuktur.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$b_x = b_y = 3.25 \text{ m alınır.}$$

$$\sigma_z = \frac{1500}{3.25 \cdot 3.25} \left(1 \mp \frac{6 \cdot 0.25}{3.25} \right)$$

$$\sigma_{zmax} = 207 \text{ kN/m}^2 \quad \sigma_{zmin} = 76.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Momentsiz olsaydı } \sigma_{zo} = N_d / b_x b_y = 142 \text{ kN/m}^2$$

$$(\sigma_{zmax} - \sigma_{zo}) / \sigma_{zo} = (207 - 142) / 142 = 0.46 \text{ \%} > \text{\%}15 \text{ olduğundan}$$

moment dikkate alınmalıdır.

$$\sigma_{z0} = (207 + 76.5) / 2 = 142 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{z1} = 207 - \left(\frac{207 - 76.5}{3.25} \left(\frac{3.25 - 0.55}{2} \right) \right) = 153 \text{ kN/m}^2$$

d) Temel kalınlığı 50 cm kabul edilir (d=45)

$$f_{zn} = f_{zu} - 18h = 225 - 18 \cdot 0.5 = 216 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{zmax} < f_{zn} \text{ uygun}$$

e) Zımbalama kontrolü

$$b_1 = b_2 = a + d = 55 + 45 = 100 \text{ cm}$$

$$U_p = 2(b_1 + b_2) = 400 \text{ cm}$$

$$A_p = b_1 b_2 = 1.0 \text{ m}^2$$

$$\gamma = \frac{1.0}{1.0 + 1.5 \frac{0.4 \cdot 25}{100}} = 0.87$$

$$V_{pd} = N_d - A_p \sigma_{z0} = 1500 - 1.0 \cdot 142 = 1358 \text{ kN}$$

$$V_{pr} = \gamma f_{ctd} U_p d = 0.87 \cdot 1 \cdot 10^{-3} \cdot 4000 \cdot 450 = 1566 \text{ kN}$$

$V_{pr} > V_{pd}$ uygundur.

g) Kesme kontrolü

$$V_{dx} = \frac{207 + 153}{2} \left(\frac{3.25 - 0.55}{2} \right) 3.25 = 790 \text{ kN}$$

$$V_{cr} = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 10^{-3} \cdot 3250 \cdot 450 = 1462 \text{ kN}$$

$$V_{dx} < V_{cr}$$

$$V_{dy} = 142 \left(\frac{3.25 - 0.55}{2} \right) 3.25 = 623 \text{ kN}$$

$$V_{cr} = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 10^{-3} \cdot 3250 \cdot 450 = 1462 \text{ kN}$$

$$V_{dy} < V_{cr}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

h) Eğilme kontrolü ve donatı hesabı

x yönü

$$M_{dx} = \frac{(3.25 - 0.55)^2}{24} 3.25 (2 \cdot 207 + 153) = 560 \text{ kN m}$$

$$K = b_y d^2 / M_{dx} = 3250 \cdot 450^2 / 560 \cdot 10^3 = 1175 > K_1$$

$$A_{sx} = 560 \cdot 10^6 / (191 \cdot 0.86 \cdot 450) = 7576 \text{ mm}^2 = 75.76 \text{ cm}^2$$

y yönü

$$M_{dy} = 142 \left(\frac{3.25 - 0.55}{2} \right)^2 \frac{1}{2} 3.25 = 420 \text{ kNm}$$

$$A_{sy} = 420 \cdot 10^6 / (191 \cdot 0.86 \cdot 450) = 5682 \text{ mm}^2 = 56.8 \text{ cm}^2$$

i) Donatı seçimi

$$A_{sx} = 75.76 \text{ cm}^2 \quad 20 - \phi 22 / 16.5 < 25 \text{ cm}$$

$$A_{sy} = 56.8 \text{ cm}^2 \quad 19 - \phi 20 / 17.5 < 25 \text{ cm}$$

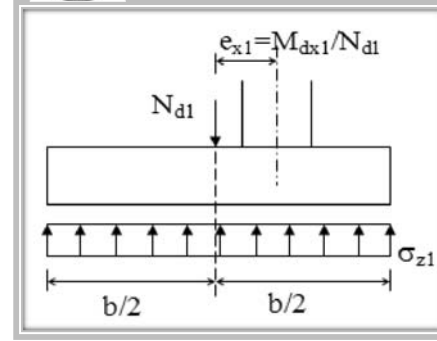
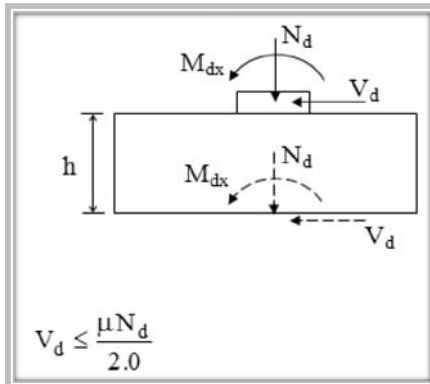
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

BETONARME TEMELLER

Prof. Dr. Cengiz DÜNDAR



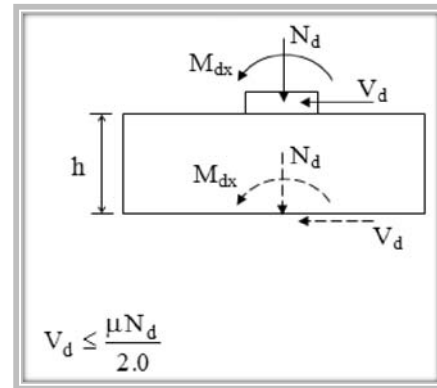
Kolon tabanında oluşan yatay kuvvet (kesme) de genelde temel tasarımında gözden kaçabilir. Önlem alınmadığı takdirde bu yatay kuvvet de zemine aktarılır. Aktarılan bu yatay kuvvetin temelle zemin arasında oluşan sürtünme kuvveti tarafından karşılanması gerekir.



Tabandan ankastre kabul edilen tek katlı, tek açıklıklı çerçevelerde özellikle açıklığın büyük olduğu durumlarda kolon momentleri, dolayısıyla dışmerkezlik büyük olur. Bu gibi durumlarda kolonun konumu, düşey yük etkisiyle oluşan moment ve

eksenel kuvvet altında zemin gerilmesini düzgün yayılı yapacak biçimde seçilebilir. Böylece ankastrelik daha iyi sağlanır ve temelin dönme olasılığı azaltılmış olur.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



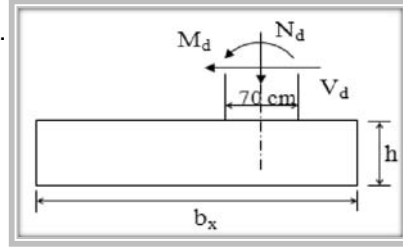
Denklemdaki μ sürtünme katsayısı, 2.0 ise güvenlik katsayısıdır. Birçok kez yukarıdaki koşul sağlanamadığından temeldeki yatay yer değiştirme önemli sorunlara hatta göçmelere neden olmaktadır. Bu nedenle yatay kuvvetin bir gergi elemanı ile alınması çok uygun bir çözümdür.

Örnek:

Bilinen: Tek katlı, tek açıklıklı (20 m) bir çerçeve temeli, malzeme C16, S220, zemin emniyet gerilmesi 150 kN/m², kolon kesiti 50*70. Temele aktarılan zorlamalar:

Yük Kombinasyonu	M _{dx} (kNm)	N _d (kN)	V _d (kN)
(1) 1.4G+1.6Q	300	600	40
(2) 1.0G+1.0Q+1.0E	337	450	200
(3) 0.9G+1.0E	240	410	150

İstenen: Temel boyutları ve donatısı.



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

b) $e_{x1}=0.50$ m (1) nolu düşey yük kombinasyonu için kolon ekseninden temelin simetri eksenine olan uzaklık 0.50 m alınacaktır. Bu durumda x-yönünde oluşan zemin gerilmesi, kesme ve moment diyagramları aşağıda gösterilmiştir.

Moment diyagramı çizilirken kolon momentinin kolon ekseninde etki ettiği varsayılmıştır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Çözüm:

Önce düşey yük kombinasyonuna (No:1) göre yapılacak, sonra deprem için kontrol edilecektir. İlk aşamada düşey yük etkisi altında temelin altında düzgün yayılı zemin gerilmesi oluşturulmasına çaba gösterilecektir.

Düşey yük altında $e_{x1}=M_{dx1}/N_{d1}=300/600=0.5$ m

a) Temel boyutları oranı b_x/b_y yaklaşık olarak kolon kesit boyutları oranında seçilir;

$$a_x/a_y=b_x/b_y=70/50=1.4, \quad b_x=1.4b_y$$

$$f_{zu}=\sigma_{zem} \cdot 1.5=225 \text{ kN/m}^2$$

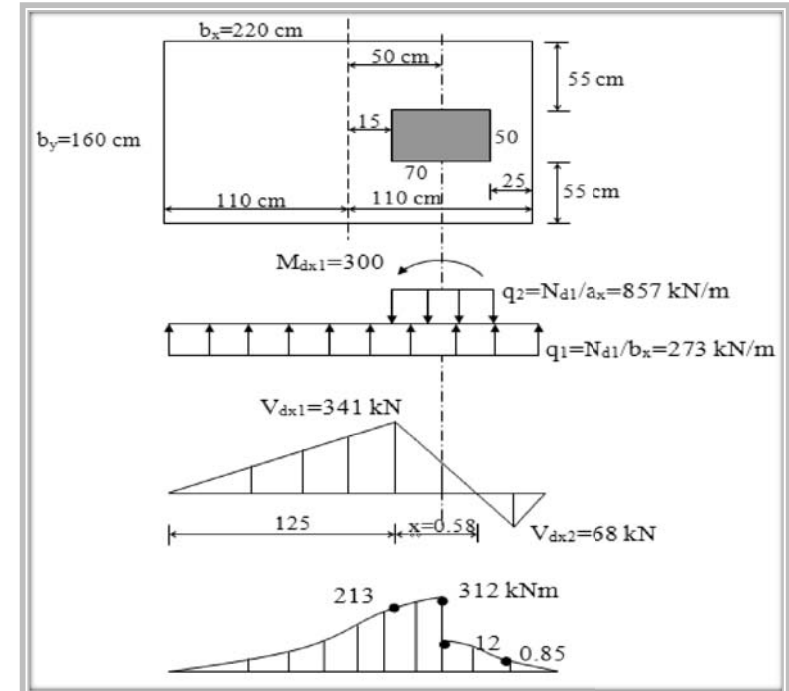
$$1.4 b_y (b_y)=N_d/f_{zu}$$

$$1.4b_y^2=600/225=2.67 \text{ m}^2 \quad b_y=1.4 \text{ m}, \quad b_x=1.9 \text{ m}$$

Momenti de dikkate alırsak;

$$b_x=2.2 \text{ m}, \quad b_y=1.6 \text{ m} \text{ alınacaktır.}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



c) (1) nolu yük kombinasyonu için hesap:

$$q_1 = N_{d1} / b_x = 600 / 2.2 = 273 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = N_{d1} / a_x = 600 / 0.7 = 857 \text{ kN/m}$$

Hesapta kullanılan kritik değerler;

$$V_{dx1} = q_1 * 1.25 = 1.25 * 273 = 341 \text{ kN}$$

$$M_{dx1} = V_{dx1} (1.25) / 2 = 213 \text{ kN m}$$

$$\sigma_{z1} = N_d / b_x b_y = 600 / 2.2 * 1.6 = 170 \text{ kN/m}^2$$

$h = 45 \text{ cm}$ seçilirse ($d = 40$);

$$f_{zn} = f_{zu} - 18h = 225 - 18 * 0.45 = 217 \text{ kN/m}^2$$

$\sigma_{z1} < f_{zn}$ uygun.

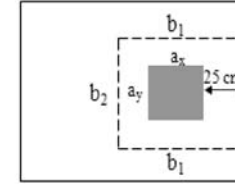
$$b_1 = 70 + 40 = 110 \text{ cm}$$

$$b_2 = 50 + 40 = 90 \text{ cm}$$

$$U_p = 2(b_1 + b_2) = 400 \text{ cm}$$

$$A_p = b_1 b_2 = 1.0 \text{ m}^2$$

Kolon temel kenarına çok yakın olduğundan bir kez de şekildeki zımbalama çevresi hesaplanmalıdır.



$$b_1 = 70 + d/2 + 25 = 115 \text{ cm}, b_2 = 50 + d = 90 \text{ cm}$$

$$U_p = 2b_1 + b_2 = 320 \text{ cm}, A_p = 1.15 * 0.9 = 1.03 \text{ m}^2$$

Görüldüğü gibi bu çevre daha kritiktir.

$$V_{pd1} = N_{d1} - A_p \sigma_z = 600 - 1.03 * 170 = 425 \text{ kN}$$

y-doğrultusunda

$$\text{Konsol açıklığı: } (b_y - a_y) / 2 = (1.6 - 0.5) / 2 = 0.55 \text{ m}$$

$$V_{dy1} = \sigma_{z1} * 0.55 * 2.2 = 170 * 0.55 * 2.2 = 205 \text{ kN}$$

$$M_{dy1} = \sigma_{z1} * 2.2 * (0.55)^2 * 0.5 = 170 * 2.2 * (0.55)^2 * 0.5 = 57 \text{ kN m}$$

Zımbalama için kritik kesit kolon yüzünden $d/2$ uzaklığında oluşur.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Zımbalama Kontrolü:

$$\gamma_x = \frac{1.0}{1.0 + 1.5 \frac{e_x (0.4)}{\sqrt{b_1 b_2}}} = \frac{1.0}{1.0 + 1.5 \frac{50 * 0.4}{(115 * 90)^{1/2}}} = 0.77$$

$$V_{pr} = \gamma f_{ctd} U_p d = 0.77 * 0.9 * 10^{-3} * 3200 * 400 = 887 \text{ kN}$$

$$V_{pd1} = 425 \text{ kN} \quad V_{pd1} < V_{pr} \text{ uygun.}$$

Kesme Kontrolü:

$$V_{dx1} > V_{dy1}, \quad V_{dx1} = 341 \text{ kN}$$

$$V_{crx} = 1.0 f_{ctd} b_x d = 1.0 * 0.9 * 10^{-3} * 1600 * 400 = 576 \text{ kN}$$

$$V_{dx1} < V_{crx} \text{ uygun}$$



Eğilme:

$$\max M = M_{dx1} = 213 \text{ kNm (kolon yüzünde)}$$

$$K = 1600 * 400^2 / 213 * 10^3 = 1200 > K_1$$

$$A_{sx1} = 213 * 10^6 / (191 * 0.86 * 400) = 3240 \text{ mm}^2 = 32.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{sy1} = 57 * 10^6 / (191 * 0.86 * 400) = 867 \text{ mm}^2 = 8.7 \text{ cm}^2$$

$$\min A_{sy} = 0.002 * 2200 * 400 = 1760 \text{ mm}^2$$

$$A_{sx1} = 32.4 \text{ cm}^2, \quad A_{sy1} = 17.6 \text{ cm}^2$$



d) (2) nolu Yük Kombinasyonu için Kontrol

Kolon yükünün dışmerkezliği $e_{x2} = M_{dx2}/N_{d2} = 337/450 = 0.75$ m

Temel simetri ekseninin kolon ekseninden uzaklığı, 50 cm.

Bu durumda temel üzerindeki gerçek dışmerkezlik, $e_{x1} = 75 - 50 = 25$

cm

$$\sigma_{zx} = \frac{N_{d2}}{b_x b_y} \left(1 \mp \frac{6e_{x2}}{b_x} \right) = \frac{450}{2.2 * 1.6} \left(1 \mp \frac{6 * 0.25}{2.2} \right)$$

$$\sigma_{zmax} = 215 \text{ kN/m}^2 < f_{zm} = 218 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{zmin} = 41 \text{ kN/m}^2$$

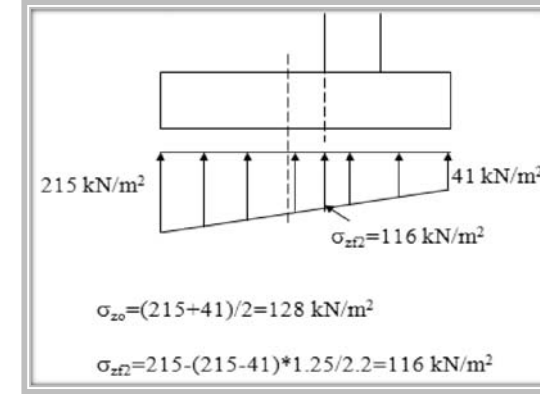
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Zımbalama Kontrolü:

Bu kontrole gerek yok çünkü düşey yük altında (1 nolu yüklenme) kolon aksenal yükü daha büyük, $600 \text{ kN} > 450 \text{ kN}$, moment farkı ise az.

x-doğrultusunda kesme ve eğilme:



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Bu durumda x-yönündeki kesme için (1) nolu yük kombinasyonu, moment için de (2) nolu yük kombinasyonu kritiktir.

y-doğrultusunda kesme ve eğilme:

y-doğrultusunda ortalama zemin gerilmesi $\sigma_{z02} = 128 \text{ kN/m}^2$ kullanılacaktır.

$$V_{dy2} = \sigma_{z02} (b_x) (b_y - b_x) / 2 = 128 * 2.2 * (1.6 - 0.5) / 2 = 155 \text{ kN}$$

$$M_{dy2} = \sigma_{z02} b_x \left(\frac{b_y - a_y}{2} \right)^2 \frac{1}{2} = 128 * 2.2 * (0.55)^2 / 2 = 43 \text{ kN m}$$

$$V_{dy2} < V_{dy1} \quad M_{dy2} < M_{dy1}$$



$$V_{dx2} = \frac{\sigma_{zf2} + \sigma_{zmax}}{2} * 1.25 * 1.6 = 331 \text{ kN} < V_{dx}$$

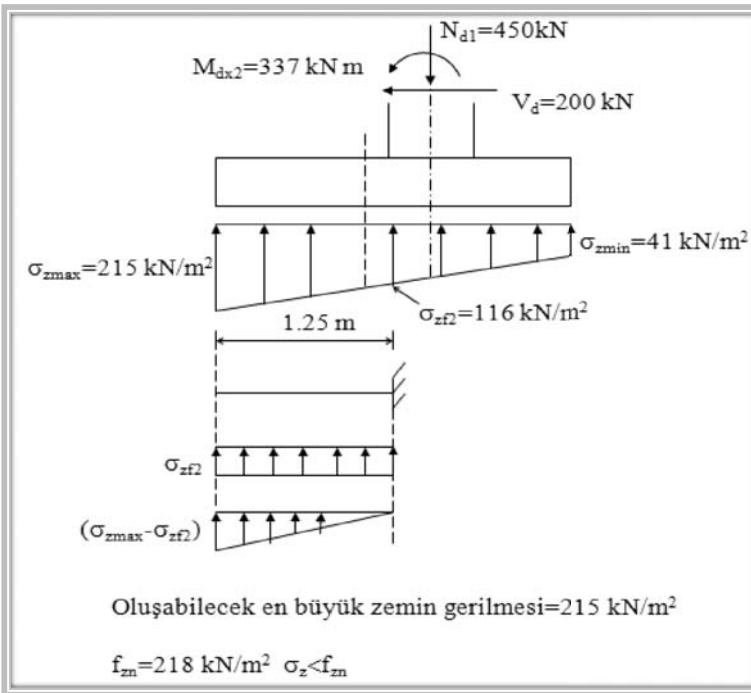
$$M_{dx2} = \left(\frac{\sigma_{zf2} (1.25)^2}{2} + \frac{(\sigma_{zmax} - \sigma_{zf2}) * 1.25 * \frac{2}{3} * 1.25}{2} \right) * 1.6$$

$$M_{dx2} = \left(\frac{116 * (1.25)^2}{2} + \frac{99 * 1.25 * \frac{2}{3} * 1.25}{2} \right) * 1.6 = 227 \text{ kN m}$$

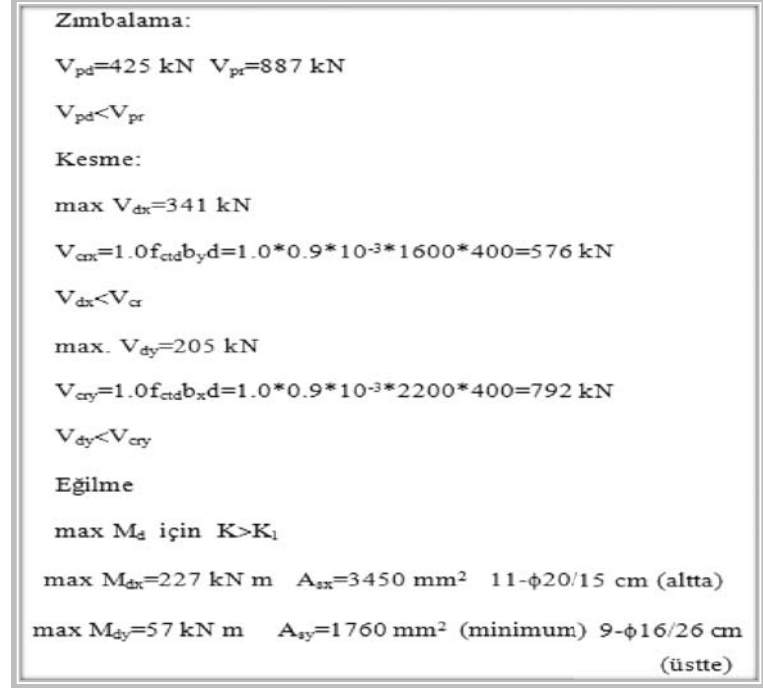
$$M_{dx2} > M_{dx1}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Birleşik Temeller:

İki kolonun birbirine yakın ve yüklerinin büyük olduğu durumlarda bu iki kolonun temeli çakıştırılarak bir birleşik temel tasarımı yapılabilir. Birleşik temel tasarımında boyutlar seçilirken, kolonlardan gelen zorlamaların bileşkesi ile temelin geometrik merkezi çakıştırılır ve böylelikle temelin altında düzgün yayılı bir zemin gerilmesi oluşturulabilir.

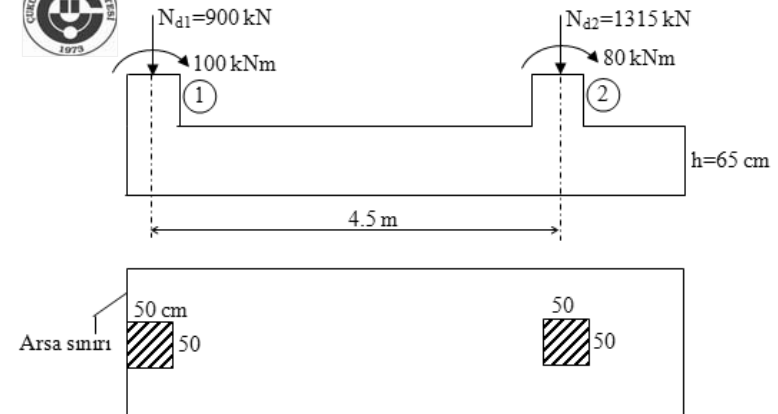
Temel boyutlandırıldıktan sonra, zemin gerilmesi ve kolon zorlamaları dikkate alınarak kesme ve moment diyagramları çizilir. Bulunan momentlere göre boyuna doğrultuda gerekli donatı hesaplanır ve detaylandırılır.

Kesme için $V_d \leq V_{cr}$ koşulu sağlanmalıdır.

Enine doğrultuda, kolonların altında birer kiriş varmış gibi hesap yapılarak donatı bulunur.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Örnek:

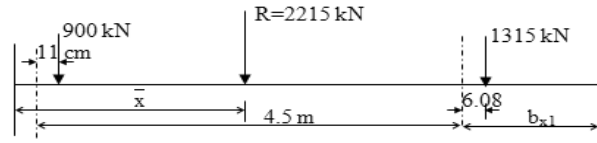


Şekilde verilen sürekli temeli boyutlandırıp, tasarımını yapınız. Malzeme C20, S220, $\sigma_{z,em}=200 \text{ kN/m}^2$ ve paspayı=5 cm.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Çözüm:

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{100}{900} = 0.11 \text{ m} = 11 \text{ cm}, \quad e_2 = 6.08 \text{ cm}$$



Arsa sınırı etrafında moment alınarak bileşke kuvvetin yeri bulunur;

$$900(36) + 1315(6.08 + 450 + 25) = 2215(\bar{x})$$

$$\bar{x} \approx 300 \text{ cm}, \quad b_x = 2(300) = 600 \text{ cm} \text{ olarak bulunur.}$$

$$b_{x1} = 6 - 4.5 - 0.25 = 1.25 \text{ m}$$

Zeminin hesap emniyet gerilmesi;

$$f_{zu} = \sigma_{z,em}(1.5) = 1.5(200) = 300 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{zu} = \frac{\sum N_d}{b_x b_y} \text{ ifadesinden temel boyutları belirlenmektedir.}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$b_y = \frac{2215}{300(6)} = 1.23 \text{ m}$$

Temel boyutlarını sınır değerden biraz daha büyük seçmekte fayda vardır;

$$\text{Seçilen boyutlar: } b_x = 6.0 \text{ m}, \quad b_y = 1.5 \text{ m}$$

Net zemin gerilmesi;

$$f_m = f_{zu} - 18(h) = 300 - 18(0.65) = 288.3 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_z = \frac{\sum N_d}{b_x b_y} = \frac{2215}{6(1.5)} = 246.1 \text{ kN/m}^2 < f_m, \text{ olduğundan boyutlar yeterlidir.}$$

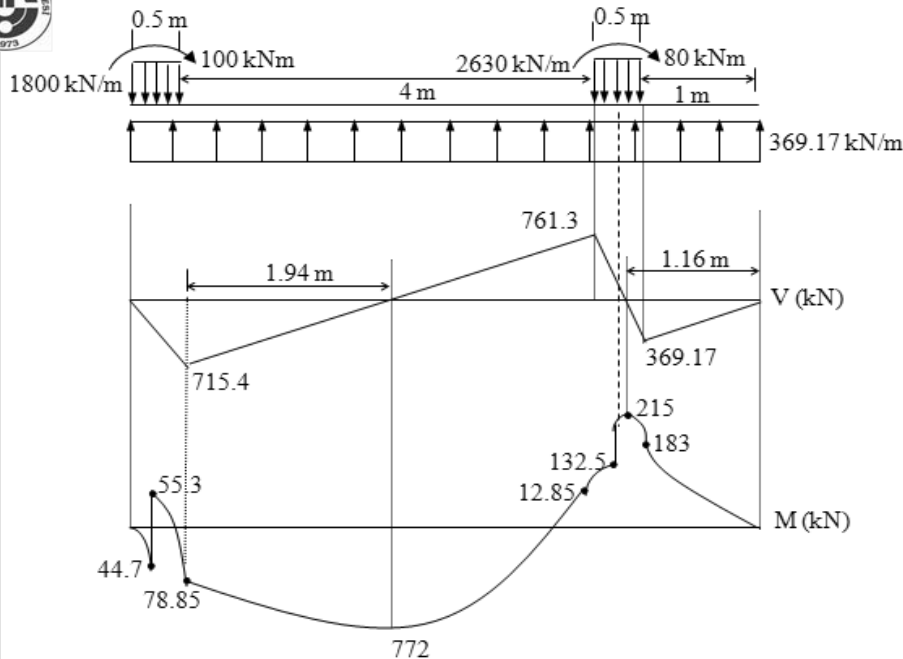
Kesin Tasarım:

$$\text{Temel altı: } q = 2215/6 = 369.17 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sol Kolon Altı: } q_{sol} = 900/0.5 = 1800 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sağ Kolon altı: } q_{sağ} = 1315/0.5 = 2630 \text{ kN/m}$$

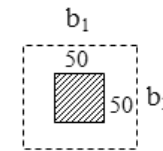
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Zımbalama Kontrolü:

② Nolu kolon:



$$b_1 = b_2 = 50 + d = 50 + 60 = 110 \text{ cm}$$

$$U_p = 2(b_1 + b_2) = 440 \text{ cm}$$

$$A_p = b_1(b_2) = 1.21 \text{ m}^2$$

$$V_{pd} = N_d - A_p(\sigma_z) = 1315 - 1.21(246.1) = 1017.2 \text{ kN}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{80}{1315} = 0.06 \text{ m} = 6 \text{ cm}$$

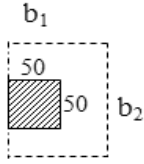
$$\gamma = \frac{1.0}{1.0 + 1.5 \frac{e(0.4)}{\sqrt{b_1 b_2}}} = \frac{1.0}{1.0 + 1.5 \frac{6(0.4)}{\sqrt{110(110)}}} = 0.968$$

$$V_{pr} = \gamma(f_{ctd}) U_p(d) = 0.968(1 \times 10^{-3}) 4400(600) = 2555.5 \text{ kN}$$

$$V_{pd} < V_{pr} \quad \text{Zımbalamaya göre güvenlidir.}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Diğer kolonda da zımbalama kritik olmamaktadır.



$$\begin{aligned} b_1 &= 50 + 30 = 80 \text{ cm} \\ b_2 &= 110 \text{ cm} \\ U_p &= 270 \text{ cm} \\ A_p &= b_1 (b_2) = 0.88 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$V_{pd} = N_d - A_p (\sigma_z) = 900 - 0.88 (246.1) = 683.4 \text{ kN}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{100}{900} = 0.11 \text{ m} = 11 \text{ cm}$$

$$\gamma = \frac{1.0}{1.0 + 1.5 \frac{e (0.4)}{\sqrt{b_1 b_2}}} = \frac{1.0}{1.0 + 1.5 \frac{11 (0.4)}{\sqrt{80 (110)}}} = 0.93$$

$$V_{pr} = \gamma (f_{ctd}) U_p (d) = 0.93 (1 \times 10^{-3}) 2700 (600) = 1506.6 \text{ kN}$$

$$V_{pd} < V_{pr} \quad \text{Zımbalamaya göre güvenlidir.}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Mesnet:

$$A_s = \frac{183 \times 10^6}{191 (0.86) 600} = 1856.8 \text{ mm}^2$$

Mevcut donatı = $3\phi 26$ pilye + $4\phi 16$ montaj = $2396 \text{ mm}^2 > A_s$ olduğundan ek donatı gerekmez.

Enine doğrultuda (Gizli Kiriş):

- ① $a+h=50+65=115 \text{ cm}$ gizli kiriş genişliği ve $d=600-20=580 \text{ mm}$.

$$\text{Yük} = \frac{N_d}{b_y} = \frac{900}{1.5} = 600 \text{ kN/m}$$

$$l_y = \frac{(b_y - a_y)}{2} = \frac{1.5 - 0.5}{2} = 0.5 \text{ m}$$

$$M_{dy1} = q_{y1} \frac{l_y^2}{2} = 600 \frac{0.5^2}{2} = 75 \text{ kNm}$$

$$A_{sy1} = \frac{M_{dy1}}{f_{yd} j d} = \frac{75 \times 10^6}{191 (0.86) 580} = 787.2 \text{ mm}^2 (4\phi 16)$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Kesmeye göre:

$$V_d = 761.3 \text{ kN}$$

$$V_{cr} = \gamma (f_{ctd}) b_y (d) = 1 (1 \times 10^{-3}) 1500 (600) = 900 \text{ kN}$$

$$V_d < V_{cr} \quad \text{Etriye gerekmez.}$$

Donatı Hesabı:

$$\text{Açıklık momenti: } M_{dx} = 772 \text{ kNm}$$

$$\text{Mesnet momenti: } M_{dx} = 183 \text{ kNm (Kritik değer kolon yüzündedir).}$$

Açıklık:

$$K = \frac{b_y (d)^2}{M_d} = \frac{1500 (600)^2}{772 \times 10^3} = 699.5 \text{ mm}^2/\text{kN}, \quad K_I = \frac{4.95}{f_{cd}} = 380 \text{ mm}^2/\text{kN}$$

($K > K_I$)

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} j d} = \frac{772 \times 10^6}{191 (0.86) 600} = 7833.1 \text{ mm}^2 \text{ elde edilir.}$$

$$A_{s \min} = \rho_{\min} b_y d = 0.002 (1500) 600 = 1800 \text{ mm}^2$$

$$\text{Seçilen donatı: } 15\phi 26/10 \text{ cm (12}\phi 26 \text{ düz+3}\phi 26 \text{ pilye)}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

- ② $a+2h=210 \text{ cm}$

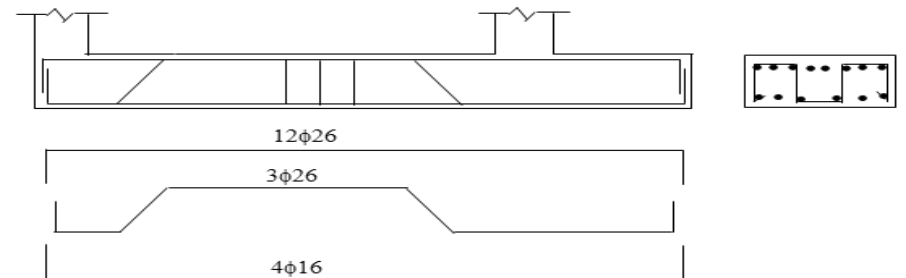
$$\text{Yük} = \frac{N_d}{b} = \frac{1315}{1.5} = 876.67 \text{ kN/m}$$

$$l_y = \frac{(b_y - a_y)}{2} = 0.5 \text{ m}$$

$$M_{dy2} = q_{y2} \frac{l_y^2}{2} = 876.67 \frac{0.5^2}{2} = 109.6 \text{ kNm}$$

$$A_{sy2} = \frac{M_{dy2}}{f_{yd} j d} = \frac{109.6 \times 10^6}{191 (0.86) 580} = 1150.4 \text{ mm}^2 (6\phi 16)$$

Donatı Detaylandırması:



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

BETONARME TEMELLER

SÜREKLİ KOLON TEMELLERİ

Prof. Dr. Cengiz DÜNDAR



Daha basit bir çözüm temeli tam rijit varsayarak yapılan çözümdür. Bu varsayımda temel deformasyonu, zemininkine oranla küçük olduğundan ihmal edilebilir.

Bu tür çözümlemede önce bileşik temelde yapıldığı gibi, kolonlardan gelen zorlamaların bileşkesinin etkidiği nokta ile temelin geometrik merkezi çakıştırılmaya çalışılmalıdır. Zemin gerilmesi düzgün yayılı olabilir. Bu yapılmadığı takdirde zemin dağılımının doğrusal değiştiği varsayılır. (Yamuk Dağılım)

SÜREKLİ KOLON TEMELLERİ



Kolon yüklerinin büyük ve/veya kolonların sık olduğu ve/veya zeminin zayıf olduğu durumlarda kolonların temeli çakışabilir. Bu gibi durumlarda bir sıradaki kolonlar birleştirilerek şerit şeklinde bir sürekli temel oluşturulabilir. Sürekli temel değişik nitelik gösteren zeminlerde farklı oturmayı engellemek için de iyi bir çözümdür.

Temel deformasyonu zeminden gelen yüklere, zemin gerilmeleri de temelin deformasyonuna bağlı olduğundan, çözümün basit olmayacağı açıktır.

Temeli elastik zemine oturan bir kiriş gibi çözmek mümkündür. Ancak çözümün doğruluğu zemin yatak katsayısının doğruluğuna bağlıdır. Ayrıca zeminin doğrusal elastik yaylar ile temsili tam olarak doğru değildir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



ACI 436 Komitesi Önerisi

İki komşu açıklığın ortalaması $\bar{\ell}$ ile gösterilirse;
 $\bar{\ell} < 1.75/\lambda$ olduğu durumlarda temelin rijit varsayılabileceği belirtilmektedir.

Ancak komşu açıklıklar arasındaki farkın %20'den fazla olmaması gerekir.

$$\lambda = \left(\frac{kb}{4E_c I} \right)^{0.25}$$

I: Temelin eylemsizlik momenti

b: Temel genişliği

E_c: Betonun elastisite modülü

k: Zeminle ilgili bir katsayı (t/m³), **k=K₀ S**

K₀: Zemin yatak katsayısı

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Kumlu zeminde;

$$s = \left(\frac{b+1}{2b} \right)^2$$

Killi zeminde;

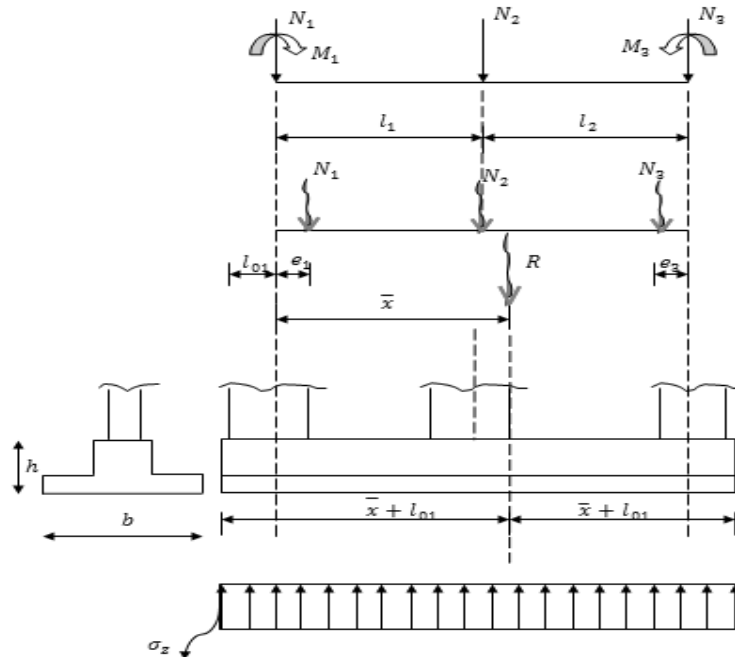
$$s = \left(\frac{n+0.5}{1.5n} \right)$$

n: Temel boyutlarının oranı $n > 1.0$

Uzun temellerde; ($n \rightarrow \infty$) $s = 0.67$ alınır.

ÇEŞİTLİ ZEMİN TÜRLERİ İÇİN YAKLAŞIK K_0 DEĞERLERİ

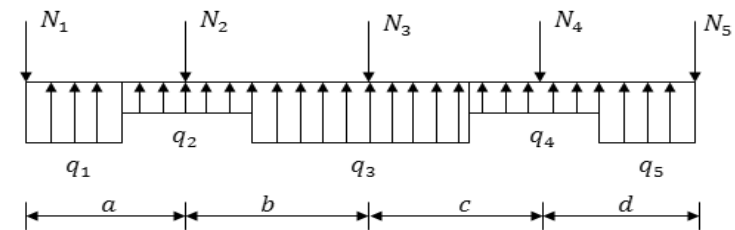
ZEMİN TÜRÜ	K_0 (t/m ³)
Balçık, Turba	<200
Kil, plastik	500-1000
Kil, yarı sert	1000-1500
Kil, sert	1500-3000
Dolma toprak	1000-2000
Kum, gevşek	1000-2000
Kum, orta sıkı	2000-5000
Kum, sıkı	5000-10000
Kum-çakıl, sıkı	10000-15000
Sağlam şist	>50000
Kaya	>200000



$\bar{l} < 1.75/\lambda$ koşulu sağlanamadığı durumlarda temel esnek kabul edilerek çözüm yapılmalıdır. Elastik zemine oturan kiriş teorisi bu gibi durumlar için uygundur.

BASİT YÖNTEM (YAKLAŞIK)

Her kolon altında ayrı düzgün yayılı zemin gerilmesi hesaplanarak yapılabilir.



$$q_1 = \frac{N_1}{a/2}$$

$$q_2 = \frac{N_2}{(a+b)/2}$$

$$q_3 = \frac{N_3}{(b+c)/2}$$

$$q_4 = \frac{N_4}{(c+d)/2}$$

$$q_5 = \frac{N_5}{d/2}$$

Bu yükler esas alınarak momentler bulunur. Daha sonra yük ve momentlerden de kesme kuvvetleri bulunur.

$V_d < V_{cr}$ olmalıdır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DUNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Bir engel yoksa kenar açıklıklarda temel en dıştaki kolonun dışına taşırılmalıdır. Böylece oluşan konsol kenar açıklıklardaki açıklık momentini azaltacaktır.

Konsol boyu $\ell/4$ veya $\ell/5$ alınabilir.

Bilinen: C16 S220

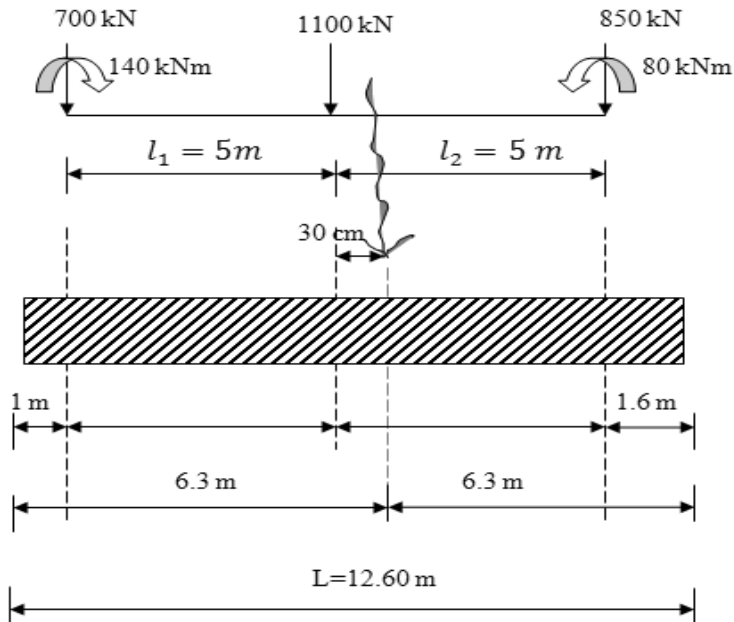
$$\sigma_{zem} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Zemin: yarı sert kil

Kolonlar: 30x40 (temel eksenine yönünde 40 cm)

İstenen: Sürekli temel boyutları ve donatısı

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DUNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DUNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

ÖN TASARIM

$$f_{zu} = 1.5 * \sigma_{zem} = 1.5 * 200 = 300 \text{ kN/m}^2$$

$$R = 700 + 1100 + 850 = 2650 \text{ kN}$$

A kolonu etrafında moment alınırsa;

$$\bar{x} = \frac{140 + 1100 * 5 + 850 * 10 - 80}{2650}$$

$$\bar{x} = 5.3 \text{ m}$$

A kolonunun eksenine göre $\ell/5 = 5/5 = 1.0 \text{ m}$ konsol çıkılırsa temelin yarı uzunluğu

$$5.3 + 1.0 = 6.3 \text{ m olur.}$$

Temel boyu;

$$L = 2 * 6.3 = 12.6 \text{ m olur.}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DUNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Temel genişliği;

$$b > \frac{\sum N}{L * f_{zu}} = \frac{2650}{12.6 * 300} = 0.7 \text{ m}$$

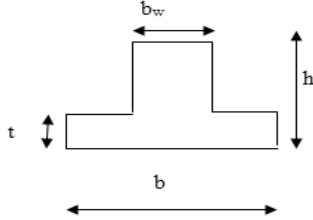
Seçilen; b=80 cm

Temel giriş genişliği;

b_w=50 cm ve

Tabla kalınlığı;

t=20 cm varsayılacaktır.



Zemin gerilmesi;

$$\sigma_z = \frac{\sum N_d}{12.6 * 0.8} = 263 \text{ kN/m}^2$$

Temel giriş derinliği;

h=100 cm varsayılırsa d=95 cm

$$f_{zn} = f_{zu} - 18 h = 300 - 18 * 1.0 = 282 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_z < f_{zn}$$

KESİN TASARIM

Elde edilen temel boyutlarından temelin rijit olduğu açıktır. Ancak izlenecek yolu göstermek amacıyla kontrol yapılacaktır. Zemin yarı sert kil olduğu için K₀=1500 t/m³ (Çizelge)

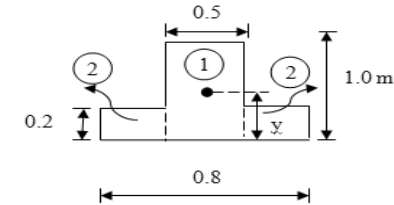
Temel boyutları oranı;

$$n = \frac{12.6}{0.8} = 15.8$$

$$S = \left(\frac{n + 0.5}{1.5n} \right) = 0.69$$

$$k = S K_0 = 0.69 * 1500 = 1035 \frac{t}{m^3} = 10350 \text{ kN/m}^3$$

Temel ters T olduğundan ağırlık merkezinin tabandan uzaklığı



$$y = \frac{1.0 * 0.5 * 0.5 + 0.3 * 0.2 * 0.1}{0.5 + 0.06} = 0.46 \text{ m}$$

Ağırlık merkezi etrafında eylemsizlik momenti

$$I = 0.5 \frac{(1.0)^3}{12} + 0.5 (0.04)^2 + 0.3 \frac{(0.2)^3}{12} + 0.06(0.36)^2 = 0.0506 \text{ m}^4$$

$$E_c = 27000 \text{ N/mm}^2 = 2.7 * 10^7 \text{ kN/m}^2$$

$$k = 10350 \text{ kN/m}^3$$

$$\lambda = \left(\frac{kb}{4E_c I} \right)^{0.25} = \left(\frac{10350 * 0.8}{4 * 2.7 * 10^7 * 5060 * 10^{-6}} \right)^{0.25}$$

$$= (1.515 * 10^{-3})^{0.25} = 0.197/m$$

$$1.75/\lambda = \frac{1.75}{0.197} = 8.9 \text{ m}$$

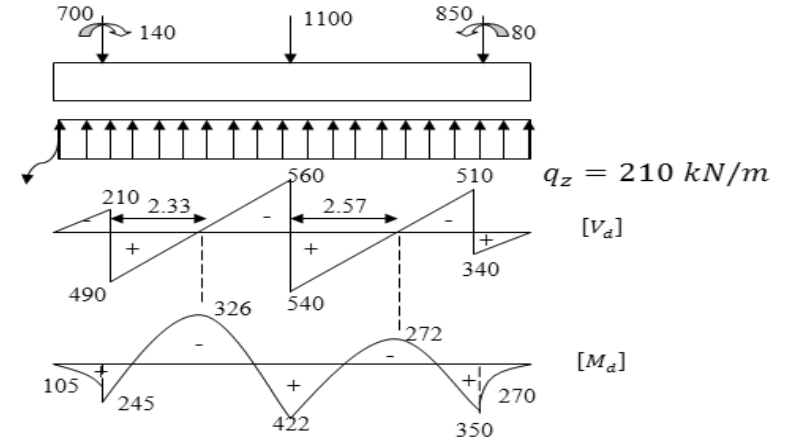
$$\bar{l} = \frac{5+5}{2} = 5 \text{ m}$$

$$\bar{l} < 1.75/\lambda$$

Temel rijittir.

1 m boya düşen zemin gerilmesi;

$$q_z = \frac{\sum N_d}{L} = \frac{2650}{12.6} = 210 \text{ kN/m}$$



KESME

max $V_d = 560 \text{ kN}$

Kolon yüzünden d uzaklığında

$$V_d = V_d - q_z \left(\frac{a}{2} + d \right) = 560 - 210(0.20 + 0.95) = 318 \text{ kN}$$

$$V_{cr} = 0.65 * f_{ctd} * b_w * d = 0.65 * 0.9 * 10^{-3} * 950 * 500 = 278 \text{ kN}$$

$V_d > V_{cr}$ aradaki fark fazla olmadığından temel kesit boyutlarını değiştirmeye gerek yoktur.

min etriye

$$\frac{A_{sw}}{s} = 0.3 \frac{b_w f_{ctd}}{f_{ywd}} = 0.7 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_d - 0.8V_{cr}}{f_{ywd} d} = \frac{318 - 222}{191 * 950} = 0.53 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

min etriye kullanılır.

$$\emptyset 10 \quad s = \frac{2 * 79}{0.7} = 225 \text{ mm}$$

Etriye $\emptyset 10/22 \text{ cm}$



EĞİLME HESABI

Açıklıkta tabla basınç bölgesinde kaldığından kesit tablalı olacak, mesnetlerde ise tabla çekme bölgesinde olduğundan kesit dikdörtgen varsayılacaktır.

max mesnet momenti= 422 kNm

$$K = \frac{500 * (950)^2}{422 * 10^3} = 1070 \text{ mm}^2 / \text{kN} > 450$$

kolon yüzünden ($M_d - V_a/3$)

$$M'_{dA} = 245 - \left(\frac{490 * 0.4}{3} \right) = 180 \text{ kNm}$$

$$M'_{dB} = 422 - \left(\frac{560 * 0.4}{3} \right) = 350 \text{ kNm}$$

$$M'_{dC} = 350 - \left(\frac{510 * 0.4}{3} \right) = 282 \text{ kNm}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DUNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Sol Açıklık

$$\min A_s = 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} b_w d = 0.8 * \frac{0.9}{191} * 500 * 950$$

$$\min A_s = 1790.6 \text{ mm}^2$$

$$-M_d = 326 \text{ kNm}$$

$$A_s = \frac{326 * 10^6}{191 * 0.9 * 950} = 1996.3 \text{ mm}^2$$

Tablalı kesit $j = 0.9$

$$4\emptyset 16 (\text{düz}) + 6\emptyset 16 (\text{pilye}) \quad (2011 \text{ mm}^2)$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DUNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Sağ Açıklık

$$-M_d = 272 \text{ kNm} < 326 \text{ kNm}$$

Aynı donatı kullanılacak

$$4\emptyset 16 (\text{düz}) + 6\emptyset 16 (\text{pilye}) \quad (2011 \text{ mm}^2)$$

Mesnet A

$$+M_d = 180 \text{ kNm} (\min A_s = 2238 \text{ mm}^2)$$

Mevcut 6 \emptyset 16 pilye	1206
-------------------------------	------

4 \emptyset 12 düz + montaj	452
-------------------------------	-----

Ek 3 \emptyset 16 düz	603
-------------------------	-----

$$2261 \text{ mm}^2$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DUNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Mesnet B

$$+M_d = 350 \text{ kNm} (\min A_s = 2238 \text{ mm}^2)$$

Mevcut 12 \emptyset 16 pilye	2413
--------------------------------	------

4 \emptyset 12 montaj	452
-------------------------	-----

$$2865 \text{ mm}^2$$

Mesnet C

$$+M_d = 282 \text{ kNm} (\min A_s = 2238 \text{ mm}^2)$$

$$+A_s = \frac{282 * 10^6}{191 * 0.86 * 950} = 1807 \text{ mm}^2$$

Mevcut 6 \emptyset 16 pilye	1206
-------------------------------	------

4 \emptyset 12 montaj	452
-------------------------	-----

$$1658 \text{ mm}^2$$

Ek 3 \emptyset 16 düz	603
-------------------------	-----

$$1658 + 603 = 2261 \text{ mm}^2$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DUNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Pabucun alttaki tablasının dışa taşan parçaları bir konsol gibi çalışacaktır.

$$b_w = 100 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm} \quad d = 15 \text{ cm}$$

$$\sigma_z = 210 \text{ kN/m}^2$$

1 m konsol genişliği için $q_z = 210 \text{ kN/m}$

konsol açıklığı $0.8 - 0.5/2 = 0.15 \text{ m}$

$$M_d = \frac{210(0.15)^2}{2} = 2.36 \text{ kNm}$$

$$M_{cr} = \frac{f_{ct} l}{y} = \frac{2 f_{ct} d l}{y}$$

$$I = \frac{100 * (20)^3}{12} = 66666 \text{ cm}^4 \quad y = 10 \text{ cm}$$

$$M_{cr} = (2 * 0.9 * 66666 * 10^4 / 100) 10^{-6} = 12 \text{ kNm}$$

$M_d < M_{cr}$ donatı gerekmez.

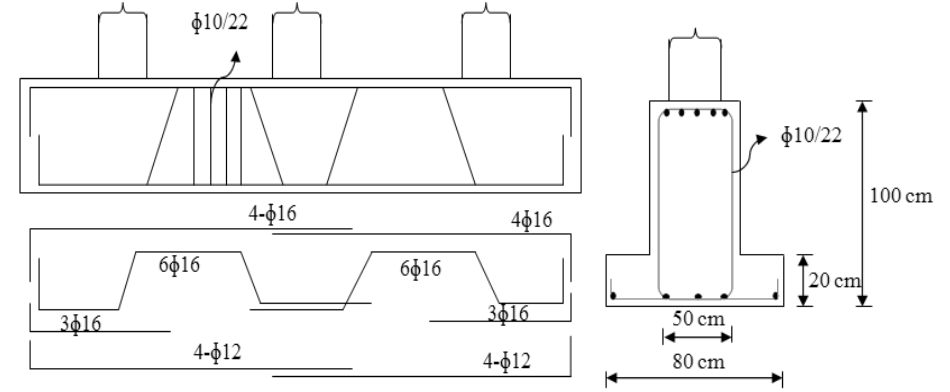
Ø 10/22cm etriye kolları tablaya doğru uzatılır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DUNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$V_d = 210 * 0.15 = 31.5 \text{ kN/m}$$

$$V_{cr} = (0.65 * 0.9 * 1000 * 150) * 10^{-3} = 88 \text{ kN}$$

$$V_{cr} > V_d$$



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DUNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

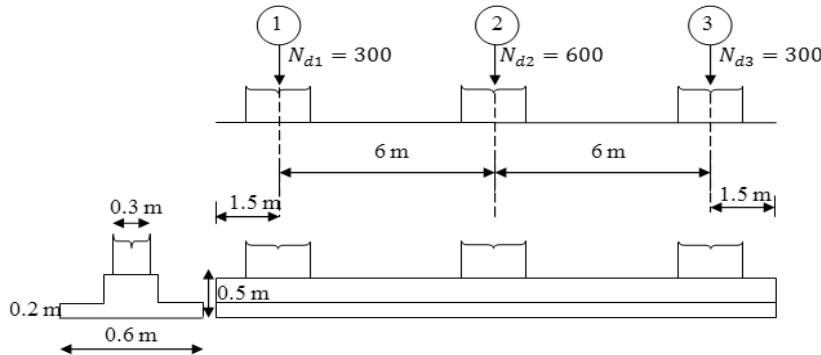
Bilinen: Şekilde gösterilen tüç kolon (kolon yükleri hesap değerleridir.)

C16 S220

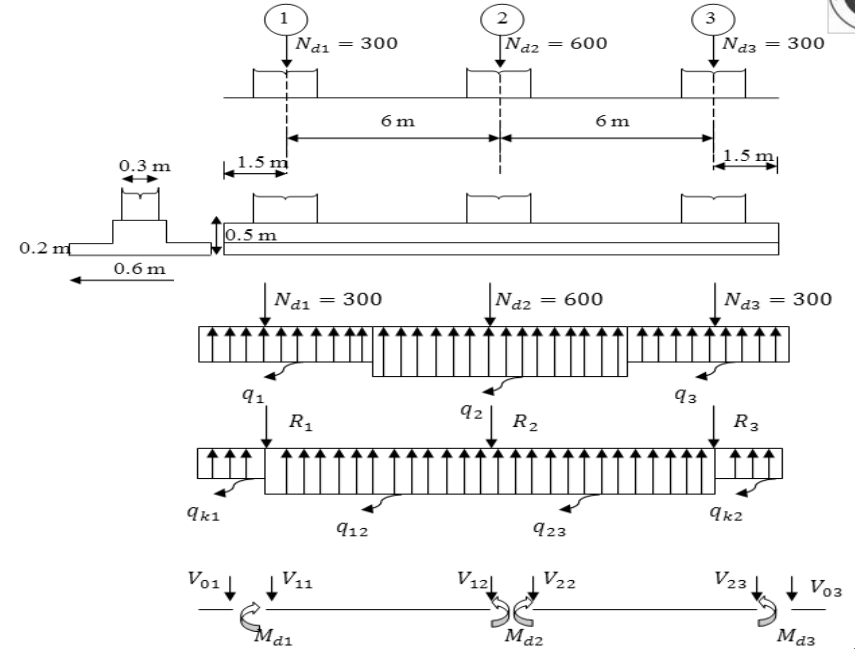
$$\sigma_{zem} = 150 \text{ kN/m}^2$$

Kolonlar: 30x30 cm

İstenen: Sürekli temel boyutları ve donatısı



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DUNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DUNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

ÖN TASARIM

$$f_{zu} = 1.5 * \sigma_{zem} = 1.5 * 150 = 225 \text{ kN/m}^2$$

Açıklık momentlerini azaltmak için temelin sağında ve solunda bir konsol bırakmak uygun olur.

$$\text{Konsol uzunluğu; } \ell/4=600/4=150 \text{ cm}$$

Bu durumda temel boyu; $L=15 \text{ m}$ olur.

Temel genişliği;

$$b > \frac{\max N_d}{f_{zu} \left(\frac{l_i + l_{i+1}}{2} \right)} = \frac{600}{225 * \frac{15}{2}} = 0.36 \text{ m}$$

Seçilen; $b=60 \text{ cm}$

$$h=50 \text{ cm (d=45 cm)}$$

Temel giriş genişliği;

$$b_w=30 \text{ cm ve}$$

Tabla kalınlığı;

$t=20 \text{ cm}$ varsayılacaktır.

KESİN TASARIM

$$K_0=1000 \text{ t/m}^3 \text{ (Çizelge-Sert kil)}$$

Temel boyutları oranı;

$$n = \frac{15}{0.6} = 25$$

$$S = \left(\frac{n + 0.5}{1.5n} \right) = \frac{25 + 0.5}{1.5 * 25} = 0.68$$

$$k = S K_0 = 0.68 * 1000 = 680 \text{ t/m}^3 = 6800 \text{ kN/m}^3$$

Kesitin ağırlık merkezi; (tabanda)

$$y = \frac{50 * 30 * 25 + 30 * 20 * 10}{1500 + 600} = 20.7 \text{ cm}$$

Ağırlık merkezi etrafında eylemsizlik momenti

$$I = 30 \frac{(50)^3}{12} + 1500 (4.3)^2 + 30 \frac{(20)^3}{12} + 600(10.7)^2$$

$$= 4.29 * 10^5 \text{ cm}^4$$

$$E_c = 27000 \text{ N/mm}^2 = 2.7 * 10^7 \text{ kN/m}^2$$

$$k = 6800 \text{ kN/m}^3$$

$$\lambda = \left(\frac{kb}{4E_c I} \right)^{0.25} = \left(\frac{6800 * 0.6}{4 * 2.7 * 10^7 * 4290 * 10^{-4}} \right)^{0.25} = 0.30 / \text{m}$$

$$1.75 / \lambda = \frac{1.75}{0.30} = 5.83 \text{ m}$$

$$\bar{l} = \frac{6+6}{2} = 6 \text{ m}$$

$$\bar{\ell} > 1.75 / \lambda$$

Temel esnektir.

$$q_1 = \frac{300}{1.5 + \frac{6}{2}} = 67 \text{ kN/m} = q_3$$

$$q_2 = \frac{600}{(6+6)/2} = 100 \text{ kN/m}$$

Açıklıklarda düzgün yayılı yük elde etmek için;

$$q_{12} = q_{23} = \frac{q_1 + q_2}{2} = \frac{67 + 100}{2} = 83.5 \text{ kN/m}$$

$$q_{k1} = q_{k2} = q_1 = 67 \text{ kN/m}$$

KESME HESABI

$$\max V_d = 294.3 \text{ kN}$$

Kolon yüzünden d uzaklığında

$$V_d' = V_d - q_z \left(\frac{a}{2} + d \right) = 294.3 - 83.5(0.15 + 0.45) = 244.2 \text{ kN}$$

$$V_{cr} = 0.65 * f_{ctd} * b_w * d = 0.65 * 0.9 * 10^{-3} * 300 * 450 = 79 \text{ kN}$$

min etriye

$$\frac{A_{sw}}{s} = 0.3 \frac{300 * 0.9}{191} = 0.42 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_d' - 0.8V_{cr}}{f_{ywd}d} = \frac{244 - 0.8 * 79}{191 * 450 * 10^{-3}} = 2.10 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

min etriye kullanılır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DUNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

EĞİLME HESABI

Kolon yüzündeki mesnet momentleri;

kolon yüzünden ($M_d - V_a/3$)

$$M_d' = M_d - \left(\frac{V_d * a}{3} \right)$$

$$M_{d1}' = M_{d2}' = 75.38 - \left(\frac{100.5 * 0.3}{3} \right) = 65.3 \text{ kNm}$$

$$M_{d2}' = 338 - \left(\frac{294.3 * 0.3}{3} \right) = 308.6 \text{ kNm}$$

Açıklıklar;

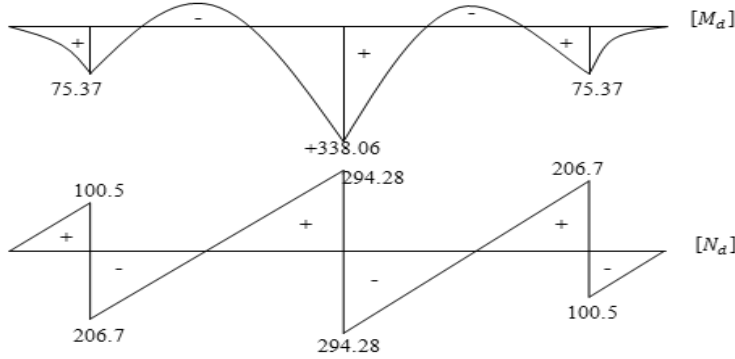
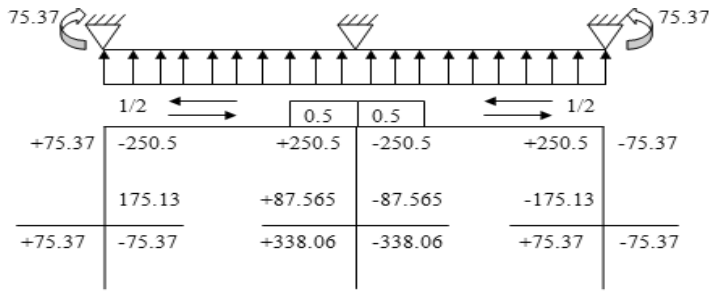
$$-M_A = -M_B = 180.5 \text{ kNm}$$

$$\min A_s = 300 * 450 * \frac{0.9}{191} = 636 \quad (\text{tablalı kesit } j = 0.9)$$

$$-A_{SA} = -A_{SB} = 2333.4 \text{ mm}^2 > \min A_s$$

$$2\emptyset 26 \text{ düz (üstte)} + 3\emptyset 26 \text{ pilye (üstte)} = 2650 \text{ mm}^2$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DUNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DUNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$\emptyset 10 \text{ (2 kollu)} \quad s = \frac{2 * (2 * 79)}{2.10} = 150.4 \text{ mm}$$

$$\text{Etriye } \emptyset 10/15 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad 2 - \emptyset 10/15$$

Konsollarda;

$$V_d' = V_d - q_z \left(\frac{a}{2} + d \right) = 67 * 1.5 - 67 * (0.15 + 0.45) = 60 \text{ kN}$$

$V_d' < V_{cr}$ minimum donatı yeterlidir.

$$\min \frac{A_{sw}}{s} = 0.42 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \emptyset 10 \quad \rightarrow \quad s = \frac{158}{0.42} = 395 \text{ mm}$$

$$\emptyset 10/22 \text{ cm} \quad \max s = \frac{d}{2}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DUNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Mesnetler;

$$+M_{d_1} = M_{d_3} = 65.3 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{300 * (450)^2}{65.3 * 10^3} = 935 \text{ mm}^2/\text{kN} > 449 = K_l$$

$$+A_{s1} = +A_{s3} = \frac{M_d}{f_{yd} j d} = \frac{65.3 * 10^6}{191 * 0.86 * 450} = 883 \text{ mm}^2$$

Mevcut 3Ø26 pilye	1590
4Ø12 montaj	450
	<hr/>
	2040 mm ²

$$+M_{d_2} = 308.6 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{300 * (450)^2}{308.6 * 10^3} = 197 \text{ mm}^2/\text{kN} > 449 = K_l$$

Basınç donatısı gerekir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DUNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$M_1 = \frac{b_w d^2}{K_l} = \frac{300 * (450)^2 * 10^{-3}}{449} = 135.3 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 308.6 - 135.3 = 173.3 \text{ kNm}$$

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd} j d} = \frac{135.3 * 10^6}{191 * 0.86 * 450} = 1830 \text{ mm}^2$$

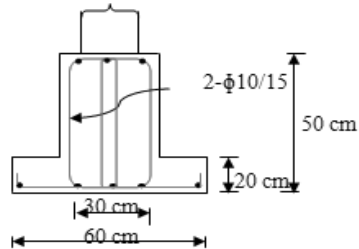
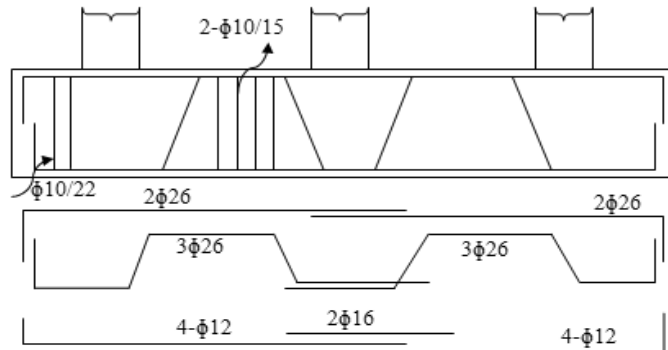
$$A_{s2} = A_{s'} = \frac{M_2}{f_{yd} (d - d')} = \frac{173.3 * 10^6}{191 * (450 - 50)} = 2268.3 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1830 + 2268.3 = 4098 \text{ mm}^2$$

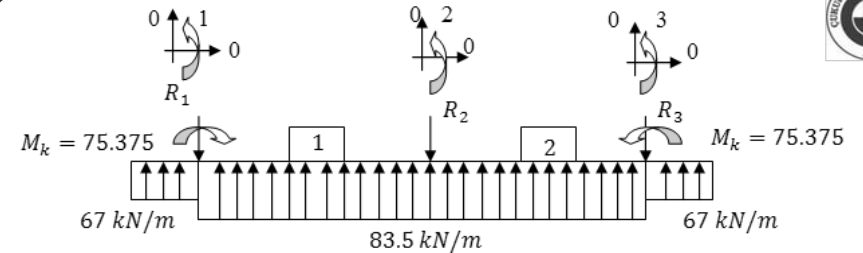
Mevcut 6Ø26 pilye	3180
4Ø12 montaj	450
	<hr/>
	3630 mm ²
Ek 2Ø16 düz (altta)	400
	<hr/>
	4030 mm ²

Pabuçtaki konsolda donatı gerekmeyeceği açıktır. Etriye kolunun pabuca uzatılması yeterli olacaktır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DUNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DUNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



$$R_1 = 206.72 + 67 * 1.5 = 307.2 \text{ kN} (N_{d1} = N_{d3} = 300 \text{ kN})$$

$$R_2 = 294.28 + 294.28 = 588.6 \text{ kN} (N_{d2} = 600 \text{ kN})$$

$$R_3 = 206.72 + 67 * 1.5 = 307.2 \text{ kN} (N_{d3} = 300 \text{ kN})$$

Görüldüğü gibi bulunan mesnet kuvvetleri kolon aksel yüklerinden %2 mertebesinde farklıdır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DUNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

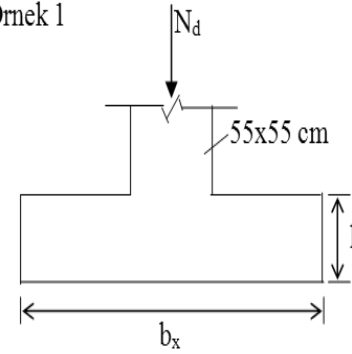
BETONARME TEMELLER

ÖRNEK PROBLEM ÇÖZÜMLERİ

Prof. Dr. Cengiz DÜNDAR



Örnek 1



Şekil 7.3'te verilen tekil temele $G=1225$ kN, $Q=875$ kN eksenel kuvvet etki etmektedir. Zemin emniyet gerilmesi $\sigma_{z,em}=250$ kN/m² olduğuna göre temeli boyutlandırıp tasarımı yapınız. Malzeme C20, S420 ve paspayı=50 mm.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Çözüm:



Tasarım yükleri:

$$N_d=1.4(G)+1.6(Q)=1.4 \times 1225+1.6 \times 875=3115 \text{ kN}$$

Tasarım zemin emniyeti;

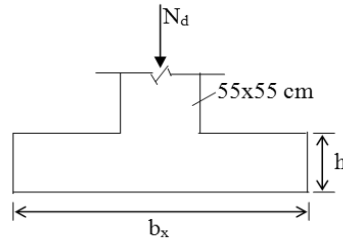
$$f_{zu}=1.5(\sigma_{z,em})=1.5 \times 250=375 \text{ kN/m}^2$$

Temel boyutları:

$$\frac{N_d}{b_x b_y} \leq f_{zu} \quad b_x b_y = \frac{N_d}{f_{zu}} = \frac{3115}{375} = 8.3 \text{ m}^2$$

Kolon kare kesitli olduğundan sömeli de kare olarak boyutlandırmak uygun olacaktır;

$b_x=b_y=3$ m olarak seçilir. $b_x b_y=9 \text{ m}^2 > 8.3 \text{ m}^2$ boyutlar uygundur.

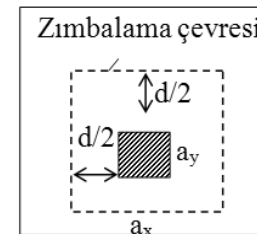


Sömel altındaki gerilme;

$$\sigma_z = \frac{N_d}{b_x b_y} = \frac{3115}{3 \times 3} = 346.1 \text{ kN/m}^2 < f_{zu} \text{ uygun.}$$

Sömel yüksekliği, $h=70$ cm olarak seçelim;

Zımbalama kontrolü:



$$b_1=b_2=a+d=55+65=120 \text{ cm}$$

$$U_p=2(b_1+b_2)=480 \text{ cm}$$

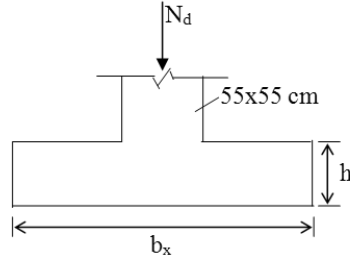
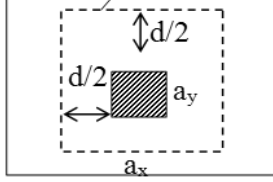
$$A_p=b_1(b_2)=1.44 \text{ m}^2$$



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Zımbalama çevresi



$$V_{pd} = N_d - A_p(\sigma_z) = 3115 - 1.44 \times 346.1 = 2616.6 \text{ kN}$$

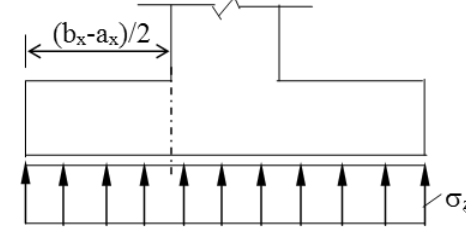
$$V_{pr} = \gamma (f_{ctd}) U_p (d) = 1 \times 1 \times 10^{-3} \times 4800 \times 650 = 3120 \text{ kN}$$

$$V_{pd} < V_{pr} \quad \text{Zımbalamaya karşı güvenlidir.}$$

Net zemin gerilmesi;

$$f_{z,net} = f_{zu} - 18 (h) = 375 - 18 \times 0.7 = 362.4 \text{ kN/m}^2 > \sigma_z \quad \text{uygun.}$$

Kesit tesirleri hesabı:



Kritik tesirler kolon yüzünde oluşmaktadır;

$$V_{dx} = \sigma_z \left(\frac{b_x - a_x}{2} \right) b_y = 346.1 \times \left(\frac{3 - 0.55}{2} \right) \times 3 = 1271.92 \text{ kN}$$

$$M_{dx} = \sigma_z \left(\frac{b_x - a_x}{2} \right)^2 \frac{1}{2} (b_y) = 346.1 \times \left(\frac{3 - 0.55}{2} \right)^2 \times \frac{1}{2} \times 3 = 779.05 \text{ kNm}$$

Sömel kare olduğundan aynı gerilme dağılımı diğer yönde de mevcut bulunmaktadır;

$$V_{dx} = V_{dy}, \quad M_{dx} = M_{dy}$$

$$V_{crx} = \gamma (f_{ctd}) b_y (d) = 1 \times 1 \times 10^{-3} \times 3000 \times 650 = 1950 \text{ kN} > V_d \quad \text{uygun.}$$

Donatı hesabı:

$$M_{dx} = M_{dy} = 779.05 \text{ kNm}$$

$$K_x = K_y = \frac{b (d)^2}{M_d} = \frac{3000 \times 650^2}{779.05 \times 10^3} = 1627 \text{ mm}^2/\text{kN}, \quad K_i = \frac{4.95}{f_{cd}} = 380 \text{ mm}^2/\text{kN} \quad (K > K_i)$$

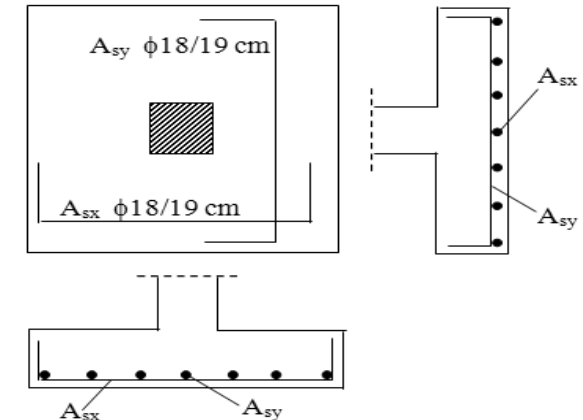
$$A_{sx} = A_{sy} = \frac{M_d}{f_{yd} (J) d} = \frac{779.05 \times 10^6}{365 \times 0.86 \times 650} = 3818.2 \text{ mm}^2 < A_{s,min}$$

$A_{s,min} = \rho_{min} b_y d = 0.002 \times 3000 \times 650 = 3900 \text{ mm}^2$, Bu durumda min. Donatı sağlanmalıdır.

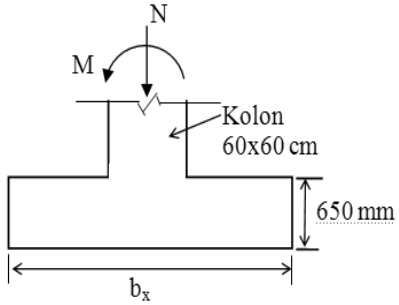
$$A_{sx} = A_{sy} = A_{s,min} = 3900 \text{ mm}^2$$

Seçilen donatı: 16φ18/19 cm.

Donatı şeması:



Örnek 2



Şekilde verilen temelin tasarımını yapınız. $\sigma_{z,em}=200 \text{ kN/m}^2$, malzeme C16, S220 ve paspayı=5 cm.

Tesirler	g (kN/m)	q (kN/m)
M (kNm)	84.8	72.3
N (kN)	521	483

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Çözüm:

Tasarım yükleri:

$$N_d = 1.4 \times 521 + 1.6 \times 483 = 1502.2 \text{ kN}$$

$$M_d = 1.4 \times 84.8 + 1.6 \times 72.3 = 234.4 \text{ kNm}$$

$$\text{Tasarım zemin emniyeti; } f_{zu} = 1.5 (\sigma_{z,em}) = 1.5 \times 200 = 300 \text{ kN/m}^2$$

Temel boyutları seçiminde;

$$\frac{N_d}{b_x b_y} \leq f_{zu} \text{ kriterinden faydalanılır; Kolon kare olduğundan sömel de kare}$$

düşünülmektedir, $b_x = b_y$ esas alınacaktır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$\frac{1502.2}{(b_x)^2} = 300 \text{ buradan } b_x = 2.24 \text{ m elde edilir. Emniyet açısından } b_x \text{ bir miktar}$$

arttırılarak;

$$b_x = b_y = 2.7 \text{ m kabul edilmiştir.}$$

$$e_x = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{234.4}{1502.2} = 0.156 \text{ m} = 15.6 \text{ cm.}$$

$$e_{kr} = \frac{b_x}{6} = \frac{2.7}{6} = 0.45 \text{ m } e_x < e_{kr} \text{ olduğundan sömel altında trapez gerilme dağılımı}$$

olur.



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Gerilme değerleri:

$$\sigma_{z, \max, \min} = \frac{N_d}{b_x b_y} \left(1 \pm \frac{6 e_x}{b_x} \right)$$

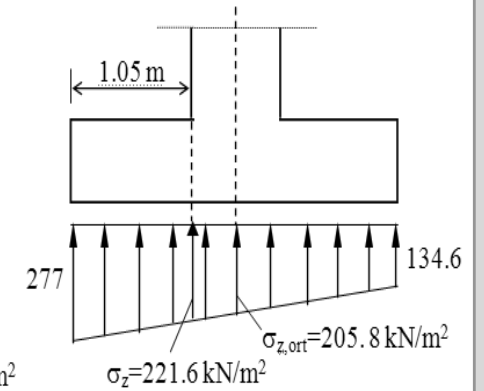
$$\sigma_{z, \max, \min} = \frac{1502.2}{2.7^2} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.156}{2.7} \right)$$

$$\sigma_{z, \max} = 277 \text{ kN/m}^2 < f_{zu}$$

$$\sigma_{z, \min} = 134.63 \text{ kN/m}^2$$

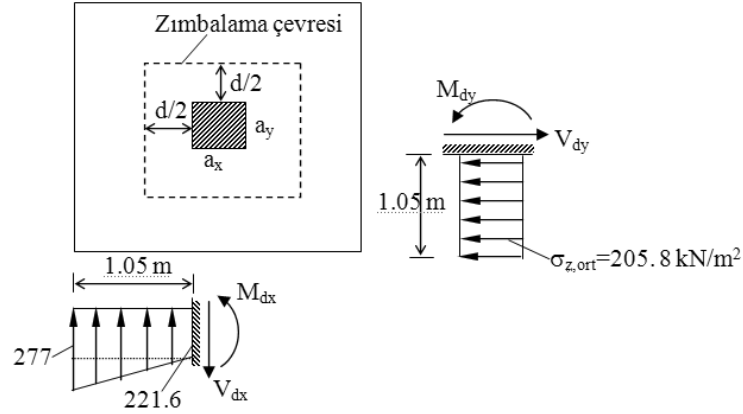
Net zemin gerilmesi;

$$f_{z, \text{net}} = f_{zu} - 18 (h) = 300 - 18 \times 0.65 = 288.3 \text{ kN/m}^2$$



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Kritik kesit tesirleri kolon yüzündeki değerlerdir; Trapez gerilme dağılımında benzer üçgenler kullanılarak kolon yüzündeki gerime değeri 221.6 kN/m^2 olarak elde edilmektedir.



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Kesit tesirleri:

Kolon yüzündeki kesme kuvveti:

$$V_{dx} = \left\{ 221.6 \times 1.05 + (277 - 221.6) \times \frac{1.05}{2} \right\} \times 2.7 = 706.75 \text{ kN}$$

Kolon yüzündeki moment:

$$M_{dx} = \left\{ 221.6 \times \left(\frac{1.05^2}{2} \right) + (277 - 221.6) \times \frac{1.05}{2} \times 1.05 \times \frac{2}{3} \right\} \times 2.7 = 384.75 \text{ kNm}$$

$$V_{crx} = \gamma (f_{ctd}) b_y (d) = 1 \times 1 \times 10^{-3} \times 2700 \times 600 = 1620 \text{ kN} > V_d \text{ uygun.}$$

$$V_{dy} = 205.8 \times 1.05 \times 2.7 = 583 \text{ kN}$$

$$M_{dy} = 205.8 \times \left(\frac{1.05^2}{2} \right) \times 2.7 = 306.3 \text{ kNm}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Zımbalama kontrolü:

$$b_1 = b_2 = a + d = 60 + 60 = 120 \text{ cm}$$

$$U_p = 2 (b_1 + b_2) = 480 \text{ cm}$$

$$A_p = (b_1) (b_2) = 1.44 \text{ m}^2$$

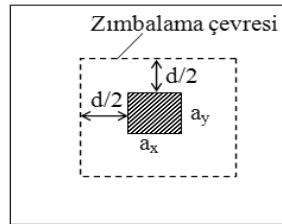
$$V_{pd} = N_d - A_p (\sigma_z) = 1502.2 - 1.44 \times 205.8 = 1205.8 \text{ kN}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{80}{1315} = 0.06 \text{ m} = 6 \text{ cm}$$

$$\gamma = \frac{1.0}{1.0 + 1.5 \frac{e (0.4)}{\sqrt{b_1 b_2}}} = \frac{1.0}{1.0 + 1.5 \times \frac{15.6 \times 0.4}{\sqrt{120 \times 120}}} = 0.93$$

$$V_{pr} = \gamma (f_{ctd}) U_p (d) = 0.93 \times 1 \times 10^{-3} \times 4800 \times 600 = 2678.4 \text{ kN}$$

$$V_{pd} < V_{pr} \quad \text{Zımbalamaya göre güvenlidir.}$$



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Donatı hesabı:

$$M_{dx} = 384.75 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b_y (d)^2}{M_d} = \frac{2700 \times 600^2}{384.75 \times 10^3} = 2526 \text{ mm}^2/\text{kN}, \quad K_i = \frac{4.95}{f_{cd}} = 450 \text{ mm}^2/\text{kN} \quad (K > K_i)$$

$$A_{sx} = \frac{M_{dx}}{f_{yd} (J) d} = \frac{384.75 \times 10^6}{191 \times 0.86 \times 600} = 3904 \text{ mm}^2 \text{ elde edilir.}$$

$$A_{s \min} = \rho_{\min} b_y d = 0.002 \times 2700 \times 600 = 3240 \text{ mm}^2$$

Seçilen donatı: $16\phi 18/17 \text{ cm.}$

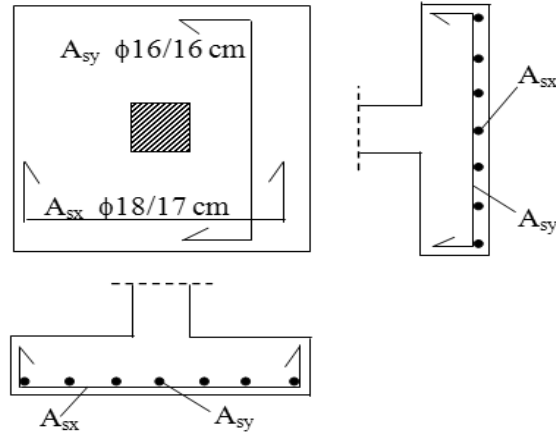
$$A_{sy} = \frac{M_{dy}}{f_{yd} (J) d} = \frac{306.3 \times 10^6}{191 \times 0.86 \times 600} = 3107.9 \text{ mm}^2 < A_{s \min}$$

$$A_{sy} = A_{s \min} = 3240 \text{ mm}^2 \text{ temel alınır.}$$

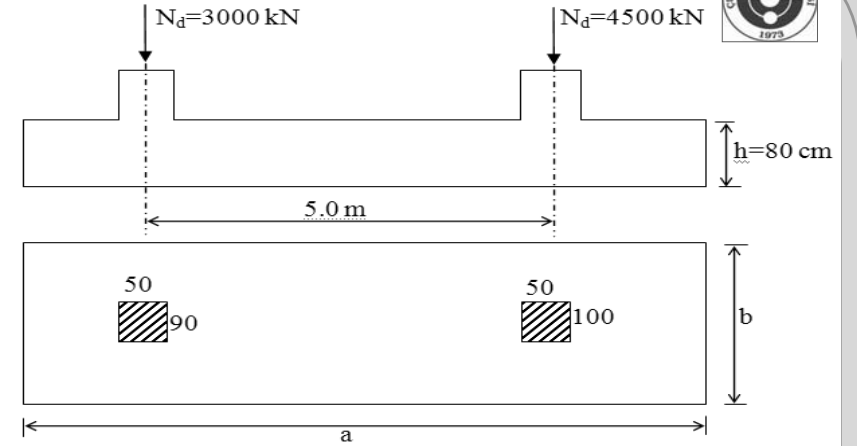
Seçilen donatı: $17\phi 16/16 \text{ cm.}$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Donatı detayı:



Örnek 3



Şekilde verilen birleşik kolon sömelinin tasarımı yapılacaktır. $\sigma_{z,em}=200 \text{ kN/m}^2$

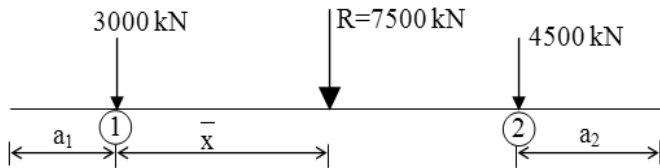
- Sömel plağını üniform zemin gerilmesi oluşacak biçimde boyutlandırınız.
- Sömel boyutları $a=9 \text{ m}$, $b=3.4 \text{ m}$ kabul ederek birleşik sömelin boyutlarını kontrol ederek donatı hesabını yapınız. Malzeme C20, S420, paspayı=6 cm.

Çözüm:

a)

$$f_{zu} = 1.5 (\sigma_{z,em}) = 1.5 \times 200 = 300 \text{ kN/m}^2$$

① noktasına göre moment denge denkleminde



$$\sum M_1 = 0 \quad 4500 \times 5 = 7500 \times (\bar{x}) \quad \text{buradan } \bar{x} = 3 \text{ m olarak bulunur. Bu durumda;}$$

$a_1 = 1.5 \text{ m}$, $a_2 = 2.5 \text{ m}$ ve $a = 9 \text{ m}$ olarak belirlenir.

$$\sigma = \frac{\sum N_d}{a \cdot b} \quad b = \frac{7500}{9 \times 300} \quad b = 2.78 \text{ m olarak bulunur. Seçilen } b = 3 \text{ m.}$$

b) ($a=9 \text{ m}$, $b=3.4 \text{ m}$)

Sürekli temelin altında üniform gerilme dağılımı oluşturulmaktadır;

$$f_{zn} = f_{zu} - \gamma(h)$$

$$f_{zn} = 300 - 18 \times 0.8 = 285.6 \text{ kN/m}^2$$

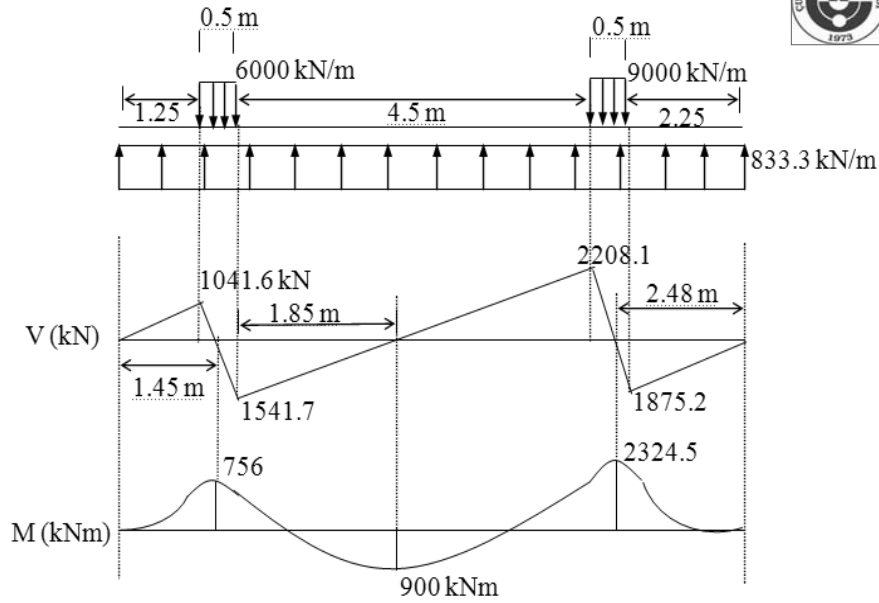
$$\sigma = \frac{\sum N_d}{a \cdot b} = \frac{7500}{9 \times 3.4} = 245.1 \text{ kN/m}^2 < f_{zn}, \quad \text{olduğundan boyutlar yeterlidir.}$$

Kesin tasarım:

$$\text{Temel altı: } q = 7500/9 = 833.3 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sol kolon altı: } q_{sol} = 3000/0.5 = 6000 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sağ kolon altı: } q_{sağ} = 4500/0.5 = 9000 \text{ kN/m}$$

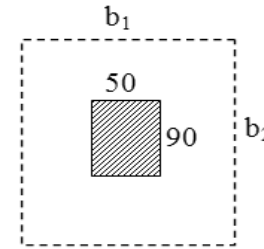


İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Zımbalama kontrolü:

$$\gamma=1 \quad (M=0)$$

① Nolu kolon:



$$b_1=50+d=50+74=124 \text{ cm}$$

$$b_2=90+d=90+74=164 \text{ cm}$$

$$U_p=2(b_1+b_2)=576 \text{ cm}$$

$$A_p=(b_1)(b_2)=2.03 \text{ m}^2$$

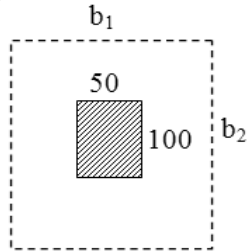
$$V_{pd}=N_d-A_p(\sigma_z)=3000-2.03 \times 245.1=2502.4 \text{ kN}$$

$$V_{pr}=\gamma(f_{ctd}) U_p(d)=1 \times 1 \times 10^{-3} \times 5760 \times 740=4262.4 \text{ kN}$$

$$V_{pd} < V_{pr} \quad \text{Zımbalamaya göre güvenlidir.}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

② Nolu kolon:



$$b_1=50+74=124 \text{ cm}$$

$$b_2=100+74=174 \text{ cm}$$

$$U_p=2(b_1+b_2)=596 \text{ cm}$$

$$A_p=(b_1)(b_2)=2.16 \text{ m}^2$$

$$V_{pd}=N_d-A_p(\sigma_z)=4500-2.16 \times 245.1=3970.6 \text{ kN}$$

$$V_{pr}=\gamma(f_{ctd}) U_p(d)=1 \times 1 \times 10^{-3} \times 5960 \times 740=4410 \text{ kN}$$

$$V_{pd} < V_{pr} \quad \text{Zımbalamaya göre güvenlidir.}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Hesap kesme dayanımı:

Kritik değerler kolon yüzündeki değerlerdir;

$$V_d=2208.1 \text{ kN} \quad (\text{Sürekli temelin kolon yüzündeki en büyük kesme kuvveti})$$

$$V_{cr}=\gamma(f_{ctd}) b(d)=1 \times 1 \times 10^{-3} \times 3400 \times 740=2516 \text{ kN}$$

$$V_d < V_{cr} \quad \text{Etriye gerekmez.}$$

Kolon yüzündeki moment (hesap momenti):

$$M_d=833.3 \times 2.25^2 \times \frac{1}{2}=2109.4 \text{ kNm}$$

$$K=\frac{b d^2}{M_d}=\frac{3400 \times 740^2}{2109.4 \times 10^3}=882 \text{ mm}^2/\text{kN}, \quad K_1=\frac{4.95}{f_{cd}}=380 \text{ mm}^2/\text{kN} \quad (K > K_1)$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} J d} = \frac{900 \times 10^6}{365 \times 0.86 \times 740} = 3874 \text{ mm}^2 \text{ elde edilir.}$$

$$A_{s \min} = \rho_{\min} b d = 0.002 \times 3400 \times 740 = 5032 \text{ mm}^2 > 3874 \text{ mm}^2 \text{ min de\u011fer temel alınmalıdır.}$$

Se\u00e7ilen donatı: $\phi 20/20 \text{ cm}$ ($17\phi 20=12\phi 20 \text{ d\u00fcz}+5\phi 20 \text{ pilye}$)

Mesnet:

$$A_s = \frac{2109.4 \times 10^6}{365 \times 0.86 \times 740} = 9081 \text{ mm}^2$$

$$\text{Mevcut donatı} = 5\phi 20 \text{ pilye} + 4\phi 16 \text{ montaj} = 2375 \text{ mm}^2$$

$$\text{Ek: } 9081 - 2375 = 6706 \text{ mm}^2 \quad 13\phi 26$$

Enine do\u011frultuda (Gizli kiriş):

$$\textcircled{1} \quad a+2h=50+2 \times 80=210 \text{ cm}$$

$$\text{Y\u00fc}k = \frac{N_d}{b} = \frac{3000}{3.4} = 882.3 \text{ kN/m}$$

$$l_y = \frac{(b_y - a_y)}{2} = \frac{3.4 - 0.9}{2} = 1.25 \text{ m}$$

$$M_{dy1} = q_{y1} \frac{l_y^2}{2} = 882.3 \times \frac{1.25^2}{2} = 689.3 \text{ kNm}$$

$$A_{sy1} = \frac{M_{dy1}}{f_{yd} j d} = \frac{689.3 \times 10^6}{365 \times 0.86 \times 740} = 2967 \text{ mm}^2 \quad (10\phi 20)$$

$$\textcircled{2} \quad a+2h=210 \text{ cm}$$

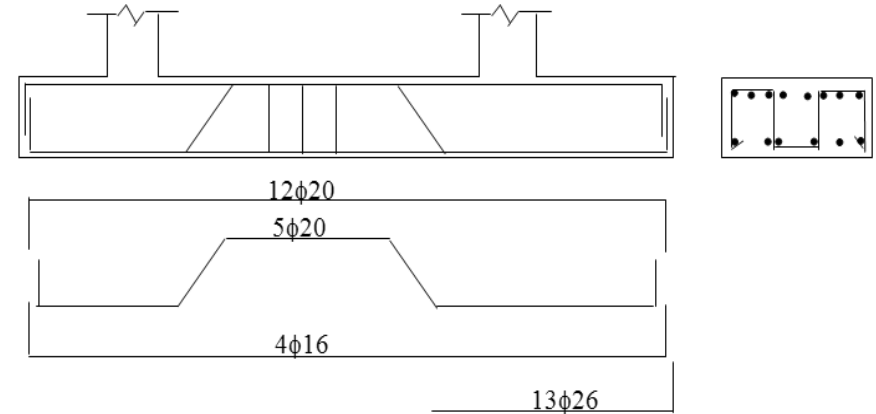
$$\text{Y\u00fc}k = \frac{N_d}{b} = \frac{4500}{3.4} = 1323.5 \text{ kN/m}$$

$$l_y = \frac{(b_y - a_y)}{2} = \frac{3.4 - 1}{2} = 1.2 \text{ m}$$

$$M_{dy1} = q_{y2} \frac{l_y^2}{2} = 1323.5 \times \frac{1.2^2}{2} = 953 \text{ kNm}$$

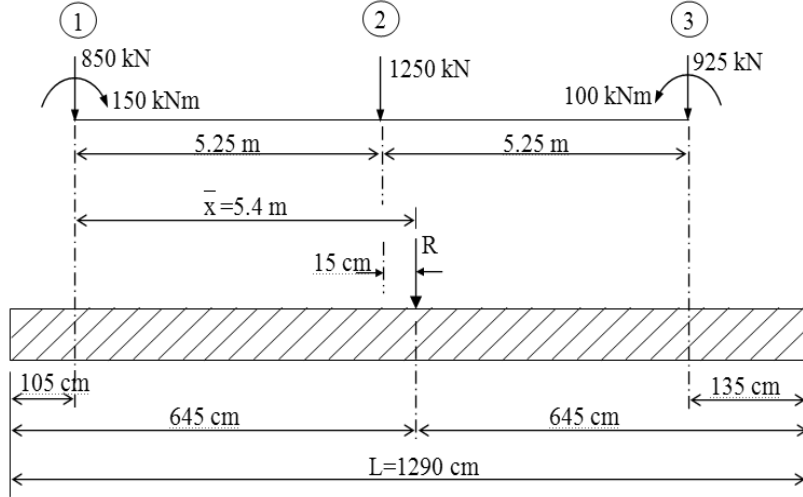
$$A_{sy1} = \frac{M_{dy2}}{f_{yd} j d} = \frac{953 \times 10^6}{365 \times 0.86 \times 740} = 4103 \text{ mm}^2 \quad (11\phi 22)$$

Donatı detayı:



Örnek 4

Şekilde verilen sürekli temeli boyutlandırarak donatı hesabını yapınız. Malzeme C16, S220, zemin emniyet gerilmesi, $\sigma_{z, em}=225 \text{ kN/m}^2$, paspayı=5 cm ve kolon boyutları 40x40 cm.



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Ön tasarım:

$$f_{zu} = 1.5 (\sigma_{z, em}) = 1.5 \times 225 = 337.5 \text{ kN/m}^2, \quad R = 850 + 1250 + 925 = 3025 \text{ kN}$$

① Noktası etrafında moment alınarak;

$$150 + 1250 \times 5.25 + 925 \times 10.5 - 100 = 3025 \times (\bar{x})$$

$$\bar{x} = 5.4 \text{ m} \text{ olarak bileşke kuvvetin etkiye noktası bulunur.}$$

$$l/5 = 525/5 = 105 \text{ cm, temelin yarı uzunluğu} = 540 + 105 = 645 \text{ cm.}$$

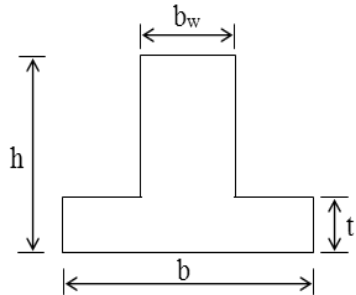
$$\text{Temel boyu, } L = 642 \times 2 = 1290 \text{ cm.}$$

$$\text{Temel genişliği, } b = \frac{\sum N_d}{L f_{zu}} = \frac{3025}{12.9 \times 337.5} = 0.694 \text{ m.}$$

Emniyetli yönde kalmak için temel genişliği bir miktar artırılmalıdır. Bu durumda; $b=80 \text{ cm}$ kabul etmek uygun olacaktır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Temel kiriş genişliği, $b_w=50 \text{ cm}$ ve tabla kalınlığı, $t=20 \text{ cm}$ kabul edilirse;



Zemin gerilmesi:

$$\sigma_z = \frac{\sum N_d}{L (b)} = \frac{3025}{12.9 \times 0.8} = 293.1 \text{ kN/m}^2$$

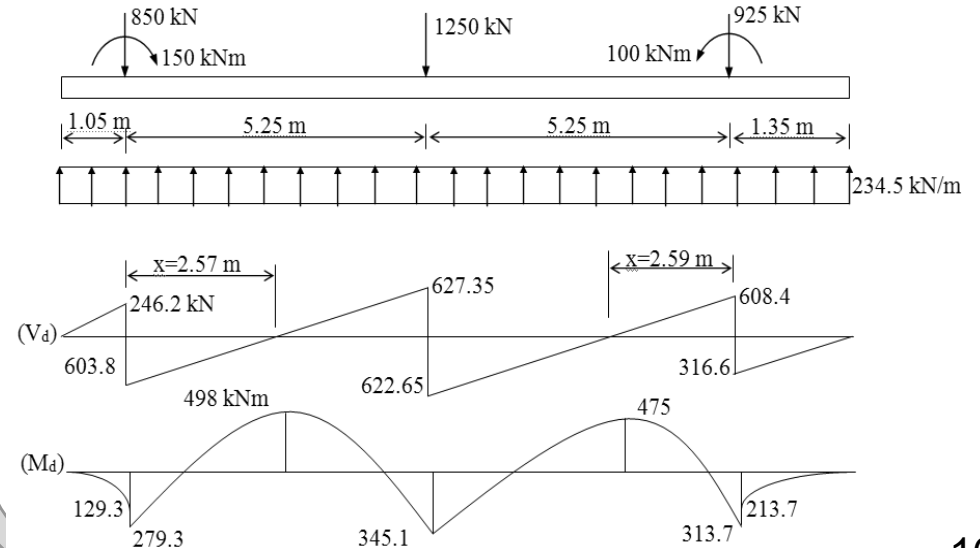
$h=100 \text{ cm}$ kabul edilirse ($d=95 \text{ cm}$)

$$f_{zn} = f_{zu} - 18 h = 337.5 - 18 \times 1.0 = 319.5 \text{ kN/m}^2 > \sigma_z \text{ Boyutlar uygun bulunmaktadır.}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Kesin tasarım:

$$1.0 \text{ metre boya karşılık gelen zemin gerilmesi: } q_z = \frac{\sum N_d}{L} = \frac{3025}{12.9} = 234.5 \text{ kN/m}$$



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Kesme hesabı:

$$\max V=627.35 \text{ kN}, \quad V_d=V-q_2(d+\frac{a}{2}), \quad V_d=627.35-234.5 \times (0.95+\frac{0.4}{2})=357.67 \text{ kN}$$

$$V_{cr}=\gamma(f_{ctd}) b (d)=0.65 \times 0.9 \times 10^{-3} \times 500 \times 950=277.9 \text{ kN}$$

$V_d > V_{cr}$ olduğundan kiriş genişliği bir miktar artırılmalıdır. $b_w=60$ cm seçilir, bu durumda $V_{cr}=333.5$ kN olur. Bu değer V_d değerine oldukça yakın olduğundan boyutlar kesme için yeterli kabul edilebilir.

$$V_c=0.8 V_{cr}=266.8 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_d - V_c}{f_{ywd} (d)}, \quad \frac{A_{sw}}{s} = \frac{(357.67 - 266.8) \times 10^3}{191 \times 950} = 0.5 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\min \frac{A_{sw}}{s} = 0.3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w, \quad \min \frac{A_{sw}}{s} = 0.3 \times \frac{0.9}{191} \times 600 = 0.85 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\phi 10 \text{ seçilirse; } A_{sw}=157.08 \text{ mm}^2, \quad \frac{157.08}{s} = 0.85 \text{ buradan } s=184.8 \text{ mm } (\phi 10/18 \text{ cm}) \text{ etriye}$$

Eğilme hesabı:

Açıklıkta tabla basınç bölgesinde, mesnetlerde ise çekme bölgesinde kalacaktır.

(1)-(2) aksı arası açıklık momenti, $M_d=498$ kNm

$$K = \frac{b_w d^2}{M_d}, \quad K = \frac{600 \times 950^2}{498 \times 10^3} = 1087 \text{ mm}^2/\text{kN} > K_1 = \frac{4.95}{f_{cd}} = 450 \text{ mm}^2/\text{kN}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} (j) d}, \quad A_s = \frac{498 \times 10^6}{191 \times 0.9 \times 950} = 3049.5 \text{ mm}^2 \text{ olarak donatı hesaplanır.}$$

Seçilen donatı: $4\phi 20$ düz + $6\phi 20$ pilye = $3140 \text{ mm}^2 > \min A_s$

$$\min A_s = 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} b_w d = 2149 \text{ mm}^2$$

$$(2)-(3) \text{ arası açıklık momenti, } M_d=475 \text{ kNm}, \quad A_s = \frac{475 \times 10^6}{191 \times 0.9 \times 950} = 2908.6 \text{ mm}^2 > \min A_s$$

Seçilen donatı: $4\phi 20$ düz + $6\phi 20$ pilye = $3140 \text{ mm}^2 > \min A_s$

$$(1) \text{ Nolu mesnet: } M_d = M - V \frac{a}{3}, \quad M_d = 279.3 - 246.2 \times \frac{0.4}{3} = 246.5 \text{ kNm}$$

$$A_s = \frac{246.5 \times 10^6}{191 \times 0.86 \times 950} = 1580 \text{ mm}^2 < \min A_s = 2149 \text{ mm}^2 \text{ bu durumda } \min A_s \text{ geçerlidir.}$$

Mevcut donatı: $6\phi 20$ pilye + $4\phi 12$ montaj = $2336 \text{ mm}^2 > 2149 \text{ mm}^2$ Ek donatı gerekmez!

$$(2) \text{ Nolu mesnet: } M_d = 345.1 - 622.65 \times \frac{0.4}{3} = 262.1 \text{ kN m}$$

$$A_s = \frac{262.1 \times 10^6}{191 \times 0.86 \times 950} = 1679.6 \text{ mm}^2 < \min A_s = 2149 \text{ mm}^2$$

Mevcut donatı: $6\phi 20$ pilye + $6\phi 20$ pilye + $4\phi 12$ montaj = $4220 \text{ mm}^2 > 2149 \text{ mm}^2$ Ek donatı gerekmez!

$$(3) \text{ Nolu mesnet: } M_d = 313.7 - 316.6 \times \frac{0.4}{3} = 271.5 \text{ kNm}$$

$$A_s < \min A_s = 2149 \text{ mm}^2$$

Mevcut donatı: $6\phi 20$ pilye + $4\phi 12$ montaj = $2336 \text{ mm}^2 > 2149 \text{ mm}^2$ Ek donatı gerekmez!

Pabucun alt tablasının dışa taşan parçaları bir konsol gibi çalışacağından kontrol edilmesi gerekmektedir. ($b_w=1$ m, $h=20$ cm, $d=15$ cm).

$$\sigma_z = 234.5 \text{ kN/m}^2$$

$$1 \text{ m konsol genişliği için } q_{z2} = 234.5 \text{ kN/m}$$

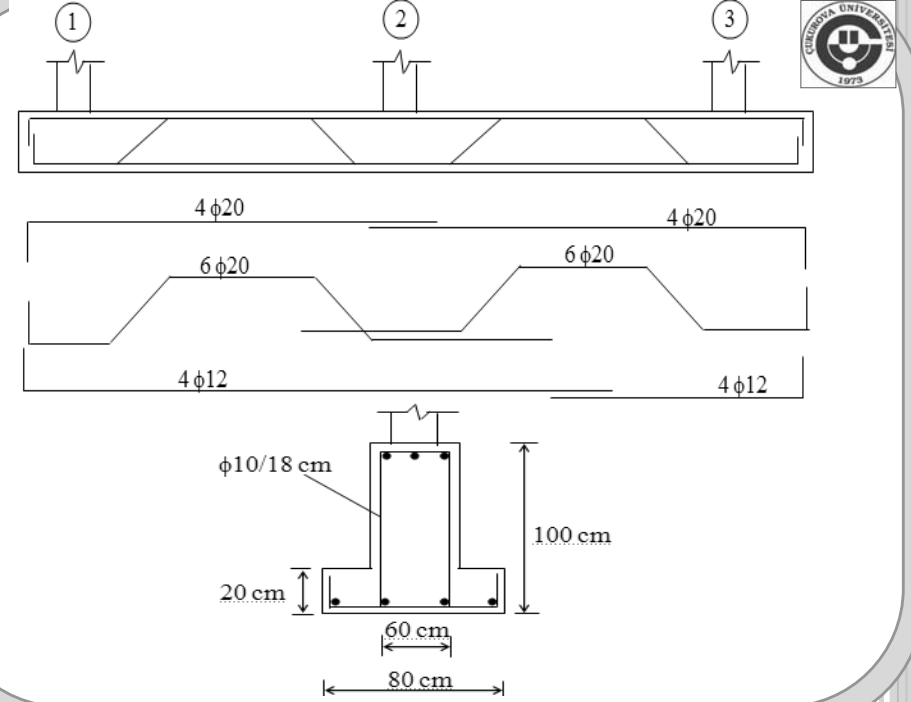
Konsol açıklığı=(0.8-0.6)/2=0.1 m

$$M_d=234.5 \times (0.1)^2 / 2 = 1.17 \text{ kNm}$$

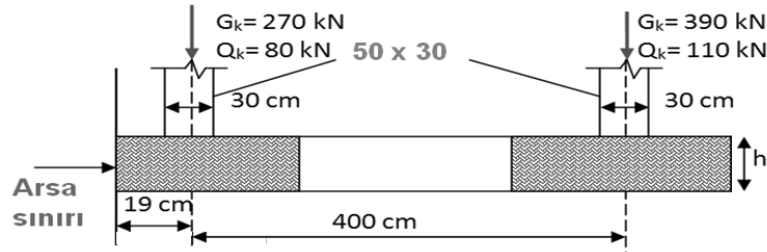
$$M_{cr} = f_{ctf} \frac{I}{y}, \quad (f_{ctf} = 2 f_{ctd}), \quad I = 1000 \times \frac{200^3}{12} = 666.66 \times 10^6, \quad y = 100 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = 2 \times 0.9 \times \frac{666.66 \times 10^6}{100} \times 10^{-6} = 12 \text{ kNm}$$

$M_d < M_{cr}$ olduğundan donatı gerekmez $\phi 10/18$ cm etriye kolları tablaya doğru uzatılır.



Örnek 5:



Malzeme C20, S420 ($f_{cd} = 13 \text{ N/mm}^2$, $f_{yd} = 365 \text{ N/mm}^2$)

($f_{ctd} = 1.1 \text{ N/mm}^2$)

Zemin emniyet gerilmesi: 200 kN/m^2

Kolonların altındaki tekil sömeller birbirlerine bağ kirişi ile bağlanacaktır.

1 Nolu Sömel

$$\text{Tasarım yükü} = 270 \times 1.4 + 80 \times 1.6 = 506 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{1y}}{A_{1x}} = \frac{50}{30} \quad A_{1y} = \frac{5}{3} A_{1x}$$

$$A_{1x} \cdot A_{1y} = \frac{N}{q_{net}} \quad \frac{5}{3} A_{1x}^2 = \frac{N}{q_{net}} = \frac{506}{275.3} \quad A_{1x} = 1.05 \text{ m}$$

$A_{1x} = 1.10 \text{ m}$ seçilirse $A_{1y} = 1.83 \text{ m}$ olur.

Müsaade edilen zemin gerilmesi= 200 kN/m²

Temel ağırlığı (h=40 cm seç)= 24*0.4=9.6 kN/m²

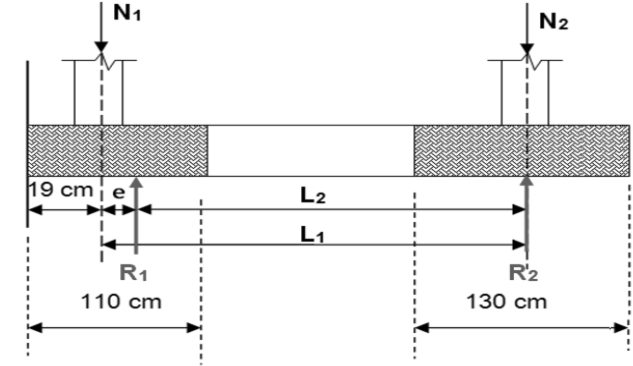
$$q_{net} = 190.4 \text{ kN/m}^2 \text{ (servis)}$$

Eş değer zemin gerilmesi (taşıma gücü)=

$$190.4 * 506 / (270 + 80) = 275.3 \text{ kN/m}^2$$

- 1 nolu sömelin boyutları 110*190 cm seçilir.

1 nolu kolonun altına sömel simetrik olarak yerleştirilmediğinden (arsa sınırından dolayı) seçilen sömelin boyutlarının eksantrik konum için yeterli olup olmadığı araştırılmalıdır.



$$e = 1.10/2 - (0.19) = 0.55 - 0.19 = 0.36 \text{ m}$$

2 nolu sömelin simetri eksenine kolon aksı ile çakıştığından eksantrisite yoktur.

$$N_1 L_1 - R_1 L_2 = 0$$

$$R_1 = \frac{N_1 L_1}{L_2} = \frac{506 * 4}{4 - 0.36} = 556 \text{ kN}$$

Sömel boyutlarının R₁= 556 kN'lık bir kuvveti, zemin taşıma gücü aşılmadan taşıyıp taşımadığı kontrol edilmelidir.

$$q_{net} = \frac{556}{1.1 * 1.9} = 266 \text{ kN/m}^2 < 275.3 \text{ kN/m}^2$$

O halde seçilen sömel boyutları yeterlidir.

2 Nolu Sömel

Düşey kuvvetlerin dengesi sağlanacak şekilde 2 nolu sömelde oluşan toplam reaksiyon bulunur.

$$R_2 = N_1 + N_2 - R_1 = 506 + (390 * 1.4 + 110 * 1.6) - 556 = 672 \text{ kN}$$

$$\frac{5}{3} A_{2X}^2 = \frac{N}{q_{net}} = \frac{672}{275.3} \quad A_{2X} = 1.21 \text{ m} \quad A_{1Y} = \frac{5}{3} A_{1X}$$

$$A_{2X} = 1.30 \text{ m} \quad \text{Seçilirse} \quad A_{2Y} = 2.17 \text{ m} \quad \text{olur.}$$

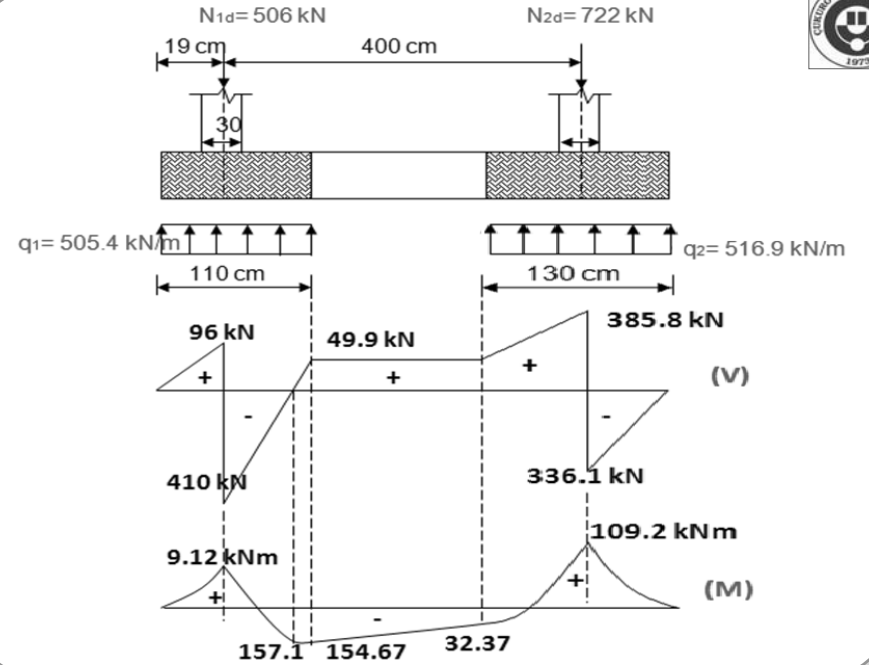
- 2 nolu sömelin boyutları 130*220 cm seçilir.

Bundan sonra sömelin altındaki eşit yaylı zemin gerilmeleri hesaplanır. Smeleri birbirine bağlayan kirişin altındaki zemin gerilmeleri ihmal edilecektir. Dikkat edilirse; eksantrisiteden dolayı oluşan moment, kirişi zeminden ayırmaya alıacağından bu gerilmeler ya çekme olacaktır (ki bu durumda hesaba alınmamaları gerekir) ya da çok kek olacağından ihmal edilebilecektir.

$$q_{sp1} = \frac{556}{1.10} = 505.4 \text{ kN/m} \quad \text{net zemin gerilmesi} = \frac{505.4}{1.9} = 266 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{sp2} = \frac{672}{1.30} = 516.9 \text{ kN/m} \quad \text{net zemin gerilmesi} = \frac{516.9}{2.20} = 234.9 \text{ kN/m}^2$$

Net zemin gerilmeleri < 275.3 kN/m² ✓



SMELLERİN KESİN TASARIMI

1 Nolu Sömel

$h = 40 \text{ cm}$ seçildi. ($d = 36 \text{ cm}$)

$$V'_d = 410 \text{ kN}$$

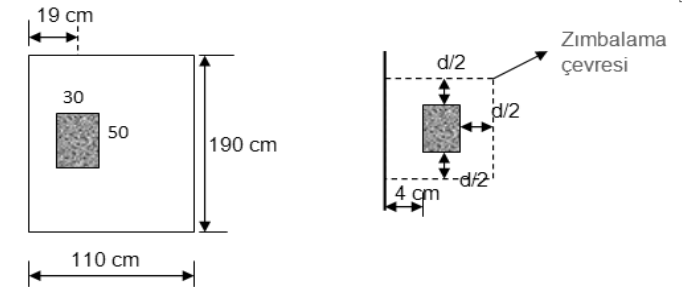
Kayma için kritik kesit kolon yüzünden d kadar uzaklıkta;

$$V_d = 410 - 505.4 \left(\frac{0.30}{2} + 0.36 \right) = 152.2 \text{ kN}$$

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d = 0.65 * 0.0011 * 1900 * 360 = 489.1 \text{ kN}$$

$$V_{cr} > V_d$$

Zımbalama kontrolü (1 NOLU SMEL)



$$U_p = (50 + 36) + 2 \left(30 + \frac{36}{2} + 4 \right) = 190 \text{ cm}$$

$$\gamma = \frac{1}{1 + 1.5 \frac{e}{\sqrt{b_1 b_2}}} = \frac{1}{1 + 1.5 \frac{0.36}{\sqrt{0.52 * 0.86}}} = 0.55$$

$$V_{pr} = \gamma f_{ctd} U_p d = 0.55 * 0.0011 * 1900 * 360 = 413.8 \text{ kN}$$

Zımbalama Yüğü

$$V_{pd} = F_d - F_a$$

$$F_d = F_1 = 506 \text{ kN}$$

$$F_a = (50 + 36) * 10^{-2} * \left(30 + \frac{36}{2} + 4\right) * 10^{-2} * q_{sp} = 0.4472 * 266 \\ = 118.95 \text{ kN}$$

$$V_{pd} = 506 - 118.95 = 387 \text{ kN} < V_{pr} \quad \checkmark$$

Boyuna donatı hesabı (x yönünde)

-M= 157.1 kNm (donatı yukarıda d= 40-4=36 cm)

$$K = \frac{b_w d^2}{M} = \frac{1900 * 360^2}{157100} = 1567.4 \text{ mm}^2/\text{kN}$$

$$K_1 = \frac{4.95}{13 * 10^{-3}} = 380 \text{ mm}^2/\text{kN} < K \quad (\text{BOYUT YETERLİ!})$$



$$A_s = \frac{M}{f_{yd} j_l d} = \frac{157.1 * 10^6}{365 * 0.86 * 360} = 1390 \text{ mm}^2 \quad (6\emptyset 18 \text{ üstte})$$

$$+M = 9.2 \text{ kNm} \quad d = 34 \text{ cm altta ikinci sıra}$$

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} j_l d} = \frac{9.2 * 10^6}{365 * 0.86 * 340} = 86 \text{ mm}^2$$

$$\min A_s = 0.0015 * b * d = 0.0015 * 1900 * 340 = 969 \text{ mm}^2$$

(7\emptyset 14 altta ikinci sıra)



Boyuna donatı hesabı (y yönünde)

$$+M_y = \frac{N_{1d}}{8} (A_y - a_y) = \frac{506}{8} (1.9 - 0.5) = 88.55 \text{ kNm}$$

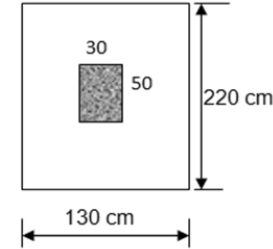
$$K = \frac{b_w d^2}{M} = \frac{1100 * 360^2}{88.55 * 10^3} = 1609.9 \text{ mm}^2/\text{kN} > K_1$$

$$+A_s = \frac{M}{f_{yd} j_l d} = \frac{88.55 * 10^6}{365 * 0.86 * 360} = 784 \text{ mm}^2$$

(4\emptyset 16 altta birinci sıra)



Zımbalama kontrolü (2 NOLU SÖMEL)



Bağ kirişi olduğundan sömel derinliklerinin aynı olması gerekir. (h= 40 cm)

Kayma Hesabı

- y yönünde (d kadar uzaklıkta)

$$V_{max} = 234.9 * 1.3 \left(\frac{2.2}{2} - \frac{0.5}{2} - 0.34 \right) = 155.7 \text{ kN}$$

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d = 0.65 * 0.0011 * 1300 * 340 = 316 \text{ kN} > V_{max} \quad \checkmark$$



Donatılandırma

x yönünde (d= 34 cm altta ikinci sıra)

$$-M = 109.2 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b_w d^2}{M} = \frac{2200 * 340^2}{109200} = 2328.9 \text{ mm}^2/\text{kN} > K_1$$

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} j_l d} = \frac{109.2 * 10^6}{365 * 0.86 * 340} = 1023 \text{ mm}^2$$

(8Ø14 altta ikinci sıra)

y yönünde (d= 36 cm altta birinci sıra)

$$+M_y = \frac{N_{2d}}{8} (A_y - a_y) = \frac{722}{8} (2.2 - 0.5) = 153.4 \text{ kNm}$$

$$+A_s = \frac{M}{f_{yd} j_l d} = \frac{153.4 * 10^6}{365 * 0.86 * 360} = 1358 \text{ mm}^2$$

(6Ø18 altta birinci sıra)

Bağ kirişinin kesin tasarımı (b= 100 cm)

d= 36 cm -M= 157.1 kNm

$$K = \frac{b_w d^2}{M} = \frac{1000 * 360^2}{157100} = 824.9 \text{ mm}^2/\text{kN} > K_1$$

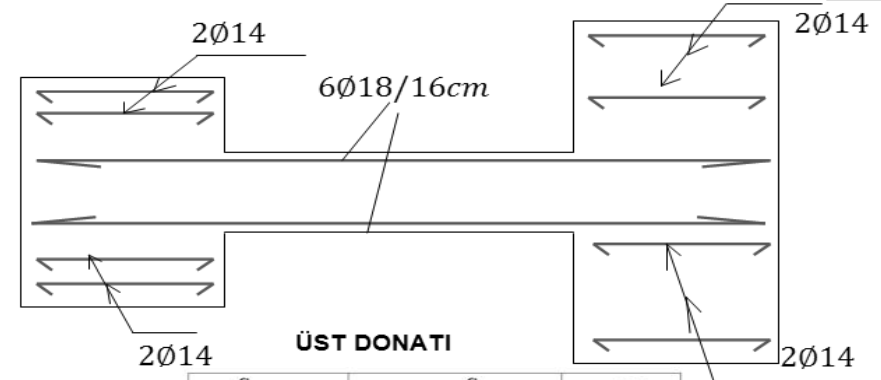
$$-A_s = \frac{M}{f_{yd} j_l d} = \frac{157.1 * 10^6}{365 * 0.86 * 360} = 1390 \text{ mm}^2$$

(6Ø18 üstte)

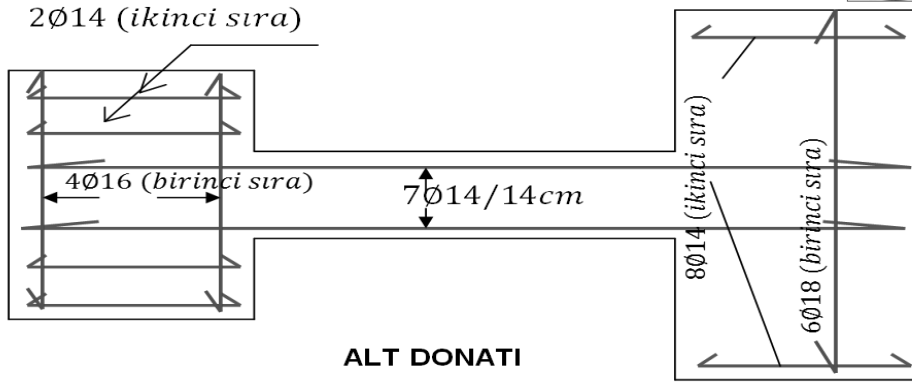
$$+A_s = \min A_s = 0.0025 * b * d = 0.0025 * 1000 * 360 = 900 \text{ mm}^2$$

(7Ø14 altta)

	S ₁		S ₂		Bağ Kirişi
	x yönü	y yönü	x yönü	y yönü	
ÜSTTE	6Ø18	-	6Ø18	-	6Ø18
	4Ø14		4Ø14		
ALTTA	7Ø14	4Ø16	8Ø14	6Ø18	7Ø14
	(2.sıra)	(1.sıra)	(2.sıra)	(1.sıra)	



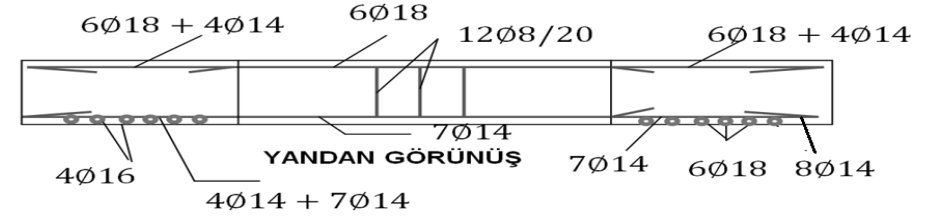
	S ₁		S ₂		Bağ Kirişi
	x yönü	y yönü	x yönü	y yönü	
ÜSTTE	6Ø18	-	6Ø18	-	6Ø18
	4Ø14		4Ø14		
ALTTA	7Ø14	4Ø16	8Ø14	6Ø18	7Ø14
	(2.sıra)	(1.sıra)	(2.sıra)	(1.sıra)	



ALT DONATI

	S ₁		S ₂		Bağ Kirişi
	x yönü	y yönü	x yönü	y yönü	
ÜSTTE	6Ø18	-	6Ø18	-	6Ø18
	4Ø14		4Ø14		
ALTA	7Ø14	4Ø16	8Ø14	6Ø18	7Ø14
	(2.sıra)	(1.sıra)	(2.sıra)	(1.sıra)	

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



	S ₁		S ₂		Bağ Kirişi
	x yönü	y yönü	x yönü	y yönü	
ÜSTTE	6Ø18	-	6Ø18	-	6Ø18
	4Ø14		4Ø14		
ALTA	7Ø14	4Ø16	8Ø14	6Ø18	7Ø14
	(2.sıra)	(1.sıra)	(2.sıra)	(1.sıra)	

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Çukurova Üniversitesi

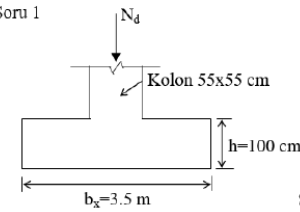
BETONARME 2

TEKİL TEMEL ÇALIŞMA SORULARI

Prof. Dr. Cengiz DÜNDAR

Arş. Gör. Yük. Müh. Sedat KARAAHMETLİ

Soru 1



Şekil 7.22'de verilen tekil temele;
 $G=2225$ kN
 $Q=2286$ kN yük etki etmektedir,
 $b_x=b_y=3.5$ m , $\sigma_{z,em}=385$ kN/m², malzeme C20,
 S420 ve paspayı=5 cm olduğuna göre temelin tasarımını yapınız.

Şekil 7.22

1) Temel Boyutlarının Kontrolü

$$f_{zu} = 1.5 * \sigma_{z,em} = 577.5 \text{ kN/m}^2$$

$$b_x * b_y > \frac{N_d}{f_{zu}}$$

$$3.5 * 3.5 > \frac{1.4G + 1.6Q}{f_{zu}}$$

$$12.25 > \frac{1.4 * 2225 + 1.6 * 2286}{577.5}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$12.25 > 11.73 \text{ m}^2 \quad \text{Uygun}$$

2) Maksimum Gerilme Kontrolü

$$\sigma_{z:\max} = \frac{N_d}{b_x b_y} + \frac{M_{dx}}{2} \leq f_{tn}$$

$$\sigma_{z:\max} = \frac{6772.6}{3.5 \cdot 3.5} + 0 \leq 577.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{z:\max} = 552.9 \leq 577.5 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Uygun}$$

3) Temel Kalınlığı h hakkında varsayım ve Net Zemin Dayanımı Kontrolü

$h = 1 \text{ m}$ kabul edildi.

$$d = h - d' = 1 - 0.05 = 0.95 \text{ m}$$

$$f_{zn} = f_{zn} - 18h = 577.5 - 18 \cdot 1 = 559.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{z:\max} < f_{zn} \quad \text{olduğundan uygun}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

4) Zımbalama kontrolü

$$b_x = a_x + d$$

$$b_x = 0.55 + 0.95$$

$$b_x = 1.5 \text{ m}$$

$$b_y = a_y + d$$

$$b_y = 0.55 + 0.95$$

$$b_y = 1.5 \text{ m}$$

$$U_p = 2(b_x + b_y) = 2(1.5 + 1.5) = 6 \text{ m}$$

$$A_p = b_x \cdot b_y = 1.5 \cdot 1.5 = 2.5 \text{ m}^2$$

$$V_{pd} = N_d - A_p \sigma_{zo} = 6772.6 - 2.5 \cdot 552.9 = 5528.7 \text{ kN}$$

$$V_{pr} = \gamma f_{ctd} U_p d = 1 \cdot 1 \cdot 6000 \cdot 950 \cdot 10^{-3} = 5700 \text{ kN}$$

$V_{pr} > V_{pd}$ olduğundan kalınlık yeterlidir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

5) Her iki doğrultuda kolon yüzündeki kesme kuvvetinin hesaplanması ve kontrolü

X Doğrultusu

$$V_{dx} = \sigma_{zo} \left(\frac{b_x - a_x}{2} \right) b_y = 552.9 \left(\frac{3.5 - 0.55}{2} \right) 3.5 = 2854.2 \text{ kN}$$

$$V_{crx} = 1.0 \cdot f_{ctd} \cdot b_y \cdot d = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 3500 \cdot 950 \cdot 10^{-3} = 3325 \text{ kN}$$

$V_{crx} > V_{dx}$ olduğundan boyutlar yeterlidir.

Y Doğrultusu

$$V_{dy} = \sigma_{zo} \left(\frac{b_y - a_y}{2} \right) b_x = 552.9 \left(\frac{3.5 - 0.55}{2} \right) 3.5 = 2854.2 \text{ kN}$$

$$V_{cry} = 1.0 \cdot f_{ctd} \cdot b_x \cdot d = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 3500 \cdot 950 \cdot 10^{-3} = 3325 \text{ kN}$$

$V_{cry} > V_{dy}$ olduğundan boyutlar yeterlidir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

6) Her iki doğrultuda kolon yüzündeki momentin hesaplanması ve donatı hesabı

X Doğrultusu

$$M_{dx} = \frac{\sigma_{zo}}{2} \left(\frac{b_x - a_x}{2} \right)^2 b_y = \frac{552.9}{2} \left(\frac{3.5 - 0.55}{2} \right)^2 3.5 = 2104.9 \text{ kNm}$$

$$K_x = \frac{b_y d^2}{M_{dx}} = \frac{3500 \cdot 950}{2104.9} = 1501 \text{ mm}^2 / \text{kN}$$

$$K_1 = \frac{4.95}{f_{ctd}} = 380 \text{ mm}^2 / \text{kN}$$

$K_x > K_1$ olduğundan boyutlar yeterlidir.

$$A_{sx} = \frac{M_{dx}}{f_{yd} \cdot 0.86 \cdot d} = \frac{2104.9 \cdot 10^6}{365 \cdot 0.86 \cdot 950} = 7059 \text{ mm}^2$$

$$A_{s:\min} \geq 0.002 \cdot b_y \cdot d = 0.002 \cdot 3500 \cdot 950 = 6650 \text{ mm}^2$$

$$A_{sx} > A_{s:\min}$$

Seçilen Donatı

26 $\phi 14 / 24 \text{ cm}$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Y Doğrultusu

$$M_{dy} = \frac{\sigma_{20}}{2} \left(\frac{b_y - a_y}{2} \right)^2 b_x = \frac{552.9}{2} \left(\frac{3.5 - 0.55}{2} \right)^2 3.5 = 2104.9 \text{ kNm}$$

$$K_y = \frac{b_x d^2}{M_{dy}} = \frac{3500 * 950}{2104.9} = 1501 \text{ mm}^2 / \text{kN}$$

$$K_i = \frac{4.95}{f_{cd}} = 380 \text{ mm}^2 / \text{kN}$$

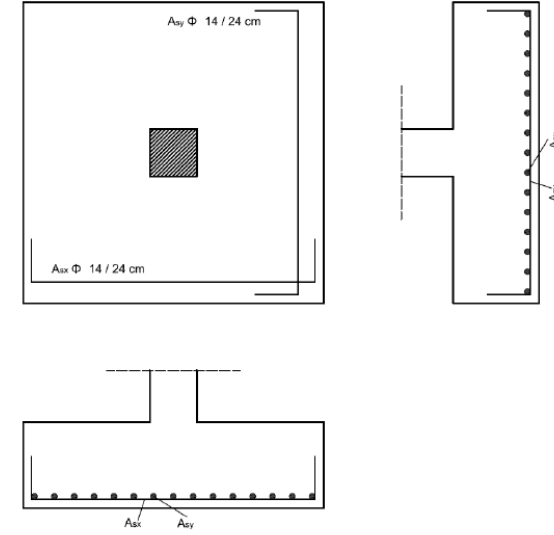
$K_y > K_i$ olduğundan boyutlar yeterlidir.

$$A_{dy} = \frac{M_{dy}}{f_{yd} * 0.86 * d} = \frac{2104.9 * 10^6}{365 * 0.86 * 950} = 7059 \text{ mm}^2$$

$$A_{dy \min} \geq 0.002 * b_x * d = 0.002 * 3500 * 950 = 6650 \text{ mm}^2$$

$$A_{dy} > A_{dy \min}$$

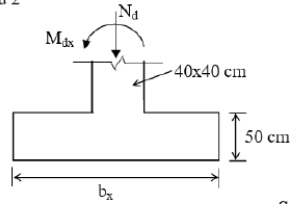
Seçilen Donatı
26 $\phi 14 / 24 \text{ cm}$



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Soru 2



Şekil 7.23'te verilen temelde $N_d=1400 \text{ kN}$, $M_{dx}=225 \text{ kNm}$, ve $M_{dy}=0$ olduğuna göre $b_x=b_y=2.8 \text{ m}$ kabul ederek tekli kolon temelini tasarımı yapınız. Malzeme C20, S420, $\sigma_{z,cm}=180 \text{ kN/m}^2$, paspayı=50 mm.

Şekil 7.23

1) Temel Boyutlarının Kontrolü

$$f_{zu} = 1.5 * \sigma_{z,cm} = 270 \text{ kN/m}^2$$

$$b_x * b_y > \frac{N_d}{f_{zu}}$$

$$2.8 * 2.8 > \frac{1400}{270}$$

$$7.84 > 5.19 \text{ m}^2 \quad \text{Uygun}$$

2) Maksimum Gerilme Kontrolü

$$e_x = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{225}{1400} = 0.16$$

$$e_x < e_{br} = \frac{b_x}{6} = \frac{2.8}{6} = 0.47 \quad \text{olduğundan gerilme yamuktur.}$$

$$\sigma_{z, \max, \min} = \frac{N_d}{b_x b_y} \left(1 \pm \frac{6e_x}{b_x} \right) \leq f_{zu}$$

$$\sigma_{z, \max} = \frac{1400}{2.8 * 2.8} \left(1 + \frac{6 * 0.16}{2.8} \right) \leq 270 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{z, \max} = 240.1 \leq 270 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Uygun}$$

3) Momentin ihmal olup olmadığının kontrolü

$$\sigma_{z0} = \frac{\sigma_{z, \max} + \sigma_{z, \min}}{2} = \frac{240.1 + 117.1}{2} = 178.6 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{\sigma_{z, \max} - \sigma_{z0}}{\sigma_{z0}} = \frac{240.1 - 178.6}{178.6} = 0.34 > 0.15 \quad \text{olduğundan moment dikkate alınır.}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

4) Kolon yüzündeki zemin gerilmesinin hesabı

$$\sigma_{zf} = \sigma_{z\max} - \left[\frac{\sigma_{z\max} - \sigma_{z\min}}{b_x} \left(\frac{b_x - a_x}{2} \right) \right]$$

$$\sigma_{zf} = 240.1 - \left[\frac{240.1 - 117.1}{2.8} \left(\frac{2.8 - 0.4}{2} \right) \right] = 187.4 \text{ kN/m}^2$$

5) Temel Kalınlığı h hakkında varsayım ve Net Zemin Dayanımı Kontrolü

$h = 0.5 \text{ m}$ kabul edildi.

$$d = h - d' = 1 - 0.05 = 0.45 \text{ m}$$

$$f_{zn} = f_{zu} - 18h = 270 - 18 * 0.5 = 261 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{z\max} = 240 < f_{zn} \text{ olduğundan uygun}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

6) Zımbalama kontrolü

$$b_1 = a_x + d$$

$$b_1 = 0.40 + 0.45$$

$$b_1 = 0.85 \text{ m}$$

$$b_2 = a_y + d$$

$$b_2 = 0.40 + 0.45$$

$$b_2 = 0.85 \text{ m}$$

$$U_p = 2(b_1 + b_2) = 2(0.85 + 0.85) = 3.40 \text{ m}$$

$$A_p = b_1 * b_2 = 0.85 * 0.85 = 0.72 \text{ m}^2$$

$$V_{pd} = N_d - A_p \sigma_{zo} = 1400 - 0.72 * 178.6 = 1271 \text{ kN}$$

$$\gamma = \frac{1}{1 + 1.5 \frac{e_x + e_y}{\sqrt{b_1 * b_2}} (0.4)} = \frac{1}{1 + 1.5 \frac{0.16 + 0}{\sqrt{0.85 * 0.85}} (0.4)} = 0.9$$

$$V_{pr} = \gamma f_{cd} U_p d = 0.9 * 1 * 3400 * 450 * 10^{-3} = 1374.1 \text{ kN}$$

$V_{pr} > V_{pd}$ olduğundan kalınlık yeterlidir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

7) Her iki doğrultuda kolon yüzündeki kesme kuvvetinin hesaplanması ve kontrolü

X Doğrultusu

$$V_{dx} = \left(\frac{\sigma_{z\max} - \sigma_{zf}}{2} \right) \left(\frac{b_x - a_x}{2} \right) b_y = \left(\frac{240 - 187.4}{2} \right) \left(\frac{2.8 - 0.4}{2} \right) 2.8 = 718.1 \text{ kN}$$

$$V_{cx} = 1.0 * f_{cd} * b_y * d = 1.0 * 1.0 * 2800 * 450 * 10^{-3} = 1260 \text{ kN}$$

$V_{cx} > V_{dx}$ olduğundan boyutlar yeterlidir.

Y Doğrultusu

$$V_{dy} = \sigma_{zo} \left(\frac{b_y - a_y}{2} \right) b_x = 178.6 \left(\frac{2.8 - 0.4}{2} \right) 2.8 = 600 \text{ kN}$$

$$V_{cy} = 1.0 * f_{cd} * b_x * d = 1.0 * 1.0 * 2800 * 450 * 10^{-3} = 1260 \text{ kN}$$

$V_{cy} > V_{dy}$ olduğundan boyutlar yeterlidir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

8) Her iki doğrultuda kolon yüzündeki momentin hesaplanması ve donatı hesabı

X Doğrultusu

$$M_{dx} = (2\sigma_{z\max} + \sigma_{zf}) \frac{(b_x - a_x)^2}{24} b_y$$

$$M_{dx} = (2 * 240 + 187.4) \frac{(2.8 - 0.4)^2}{24} 2.8 = 448.6 \text{ kNm}$$

$$K_x = \frac{b_y d^2}{M_{dx}} = \frac{2800 * 450}{448.6} = 1264 \text{ mm}^2 / \text{kN}$$

$$K_1 = \frac{4.95}{f_{cd}} = 380 \text{ mm}^2 / \text{kN}$$

$K_x > K_1$ olduğundan boyutlar yeterlidir.

$$A_{sx} = \frac{M_{dx}}{f_{yd} * 0.86 * d} = \frac{448.6 * 10^6}{365 * 0.86 * 450} = 3176 \text{ mm}^2$$

$$A_{sx\min} \geq 0.002 * b_y * d = 0.002 * 2800 * 450 = 2520 \text{ mm}^2$$

$$A_{sx} > A_{sx\min}$$

Seçilen Donatı

11 $\phi 20 / 24.5 \text{ cm}$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Y Doğrultusu

$$M_{dy} = \frac{\sigma_{zo}}{2} \left(\frac{b_y - a_y}{2} \right)^2 b_x = \frac{178,6}{2} \left(\frac{2,8 - 0,4}{2} \right)^2 2,8 = 360 \text{ kNm}$$

$$K_y = \frac{b_x d^2}{M_{dy}} = \frac{2800 * 450}{360} = 1575 \text{ mm}^2 / \text{kN}$$

$$K_1 = \frac{4,95}{f_{cd}} = 380 \text{ mm}^2 / \text{kN}$$

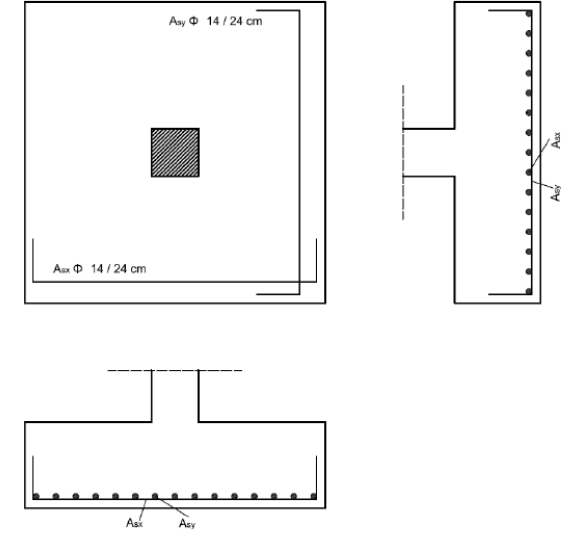
$K_y > K_1$ olduğundan boyutlar yeterlidir.

$$A_{sy} = \frac{M_{dy}}{f_{yd} * 0,86 * d} = \frac{360 * 10^6}{365 * 0,86 * 450} = 2549 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy \text{ min}} \geq 0,002 * b_x * d = 0,002 * 2800 * 450 = 2520 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy} > A_{sy \text{ min}}$$

Seçilen Donatı
11 $\phi 18 / 24,5 \text{ cm}$





DÖŞEMELER

Kaynak: Uğur ERSOY Betonarme - 2 Döşeme ve Temeller

Döşemeler, yapılardaki alanları kapatarak etkiyen düşey yükleri kenardaki duvar, kiriş veya kolona aktaran düzlemsel elemanlardır.

Döşemeler düşey yükleri taşımanın yanı sıra, deprem etkisi gibi yatay yükleri bir düşey elemandan diğerine aktarma görevini de yüklenirler. (DİYA FRAM ETKİSİ)

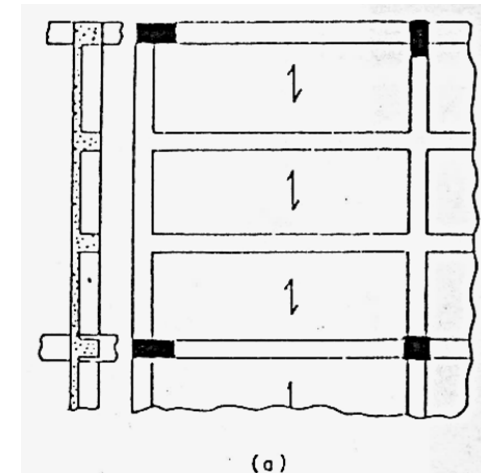
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

BETONARME DÖŞEMELER



1/ Plak veya dolu gövdeli döşemeler

a) Tek doğrultuda çalışan plak döşemeler

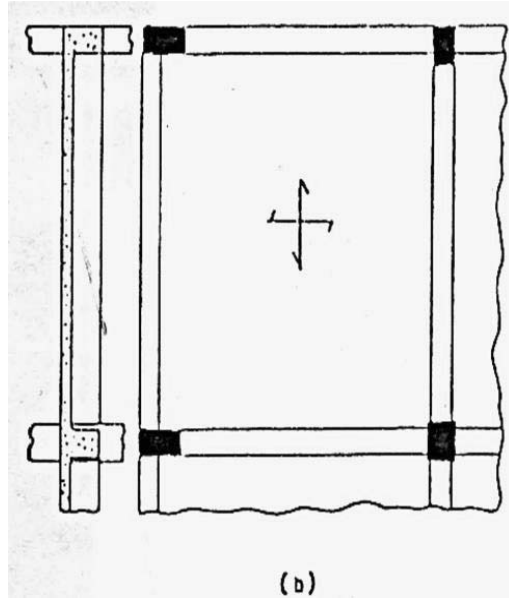


- b) İki doğrultuda çalışan plak döşemeler
- c) Başlıksız kirişsiz plak döşeme
- d) Başlıklı kirişsiz plak döşeme

2/ Dişli döşemeler

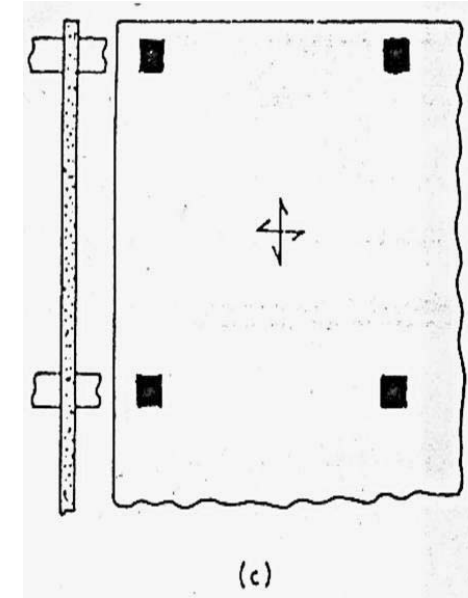
- e) Tek doğrultuda dişli döşemeler
(dolgu bloklulu veya dolgusuz)
- f) İki doğrultuda dişli döşemeler
(kaset döşemeler)

b) İki doğrultuda çalışan plak döşemeler



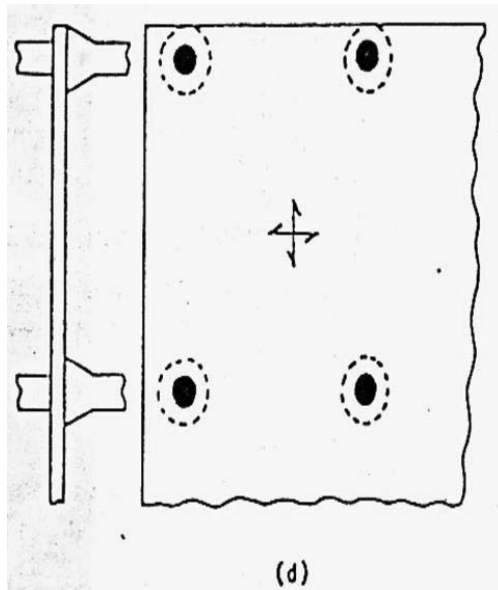
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

c) Başlıksız kirişsiz plak döşeme



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

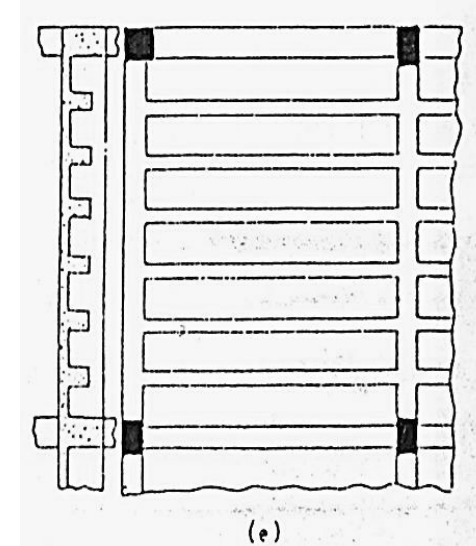
d) Başlıklı kirişsiz plak döşeme



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

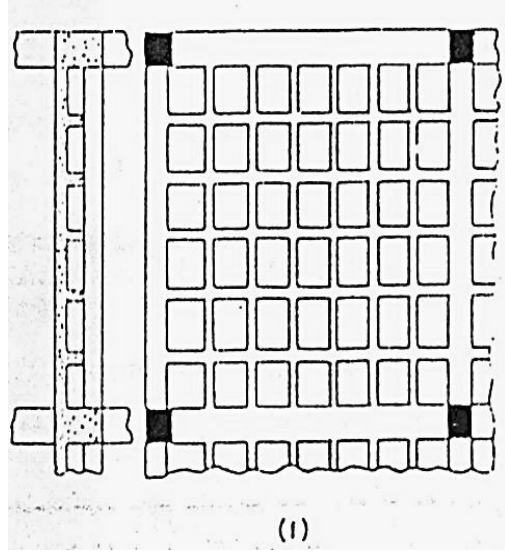
2/ Dişli döşemeler

e) Tek doğrultuda dişli döşemeler (dolgu bloklı veya dolgusuz)

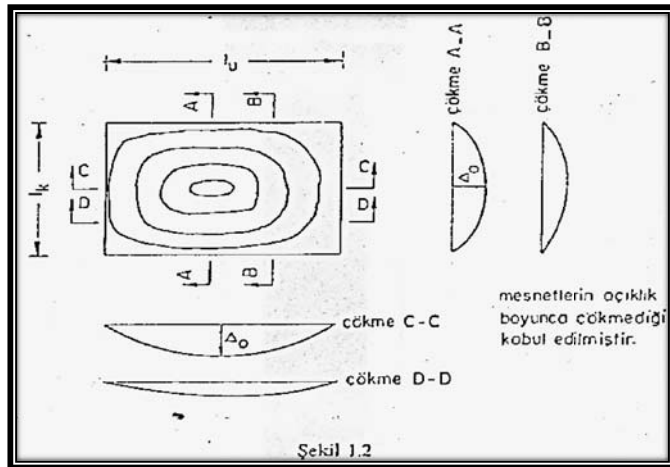


İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

f) İki doğrultuda dişli döşemeler
(kaset döşemeler)



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



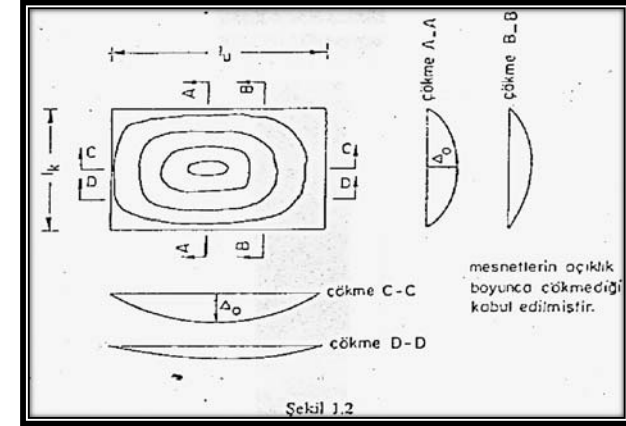
Plağa dik yönde yer değiştirmeler oluşur. Plağın üzerinde her bir eğri belirli bir çökmeyi göstermektedir. Plak elemanlarında iki asal yönde eğilme oluşur

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

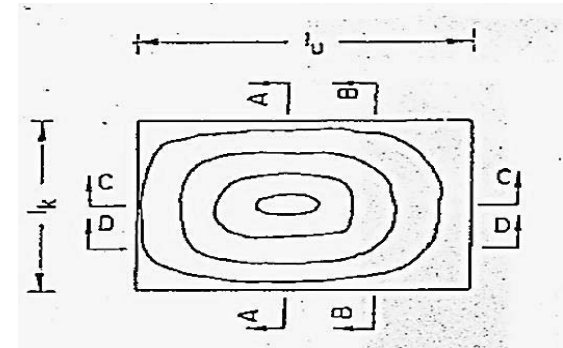
PLAK DÖŞEMELERİN ELASTİK DAVRANIŞI



Dört kenarından basit mesnetli kare veya dikdörtgen bir plak, düzlemine dik yönde uygulanan bir yük altında çanak şeklinde deforme olur.



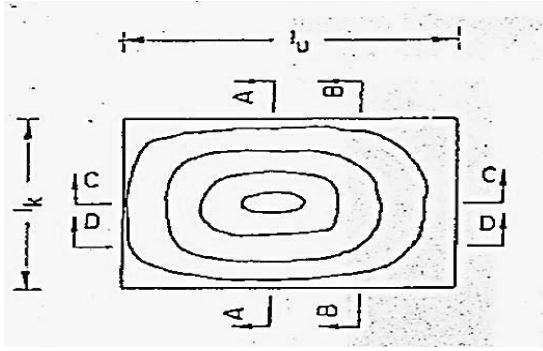
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Şekil 1.2'de şu gözlemler yapılabilir:

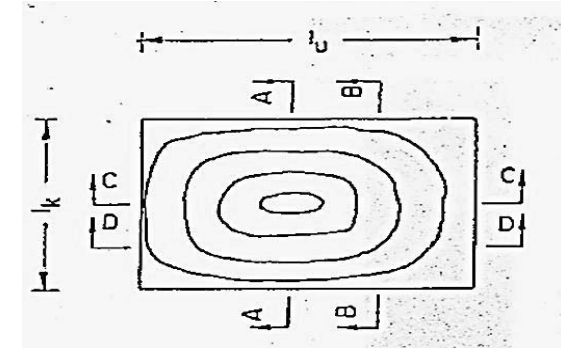
- Uygunluk koşulu nedeniyle, A-A ve C-C kesitlerinden elde edilen en büyük çökmeler (yer değiştirmeler) aynı olmalıdır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



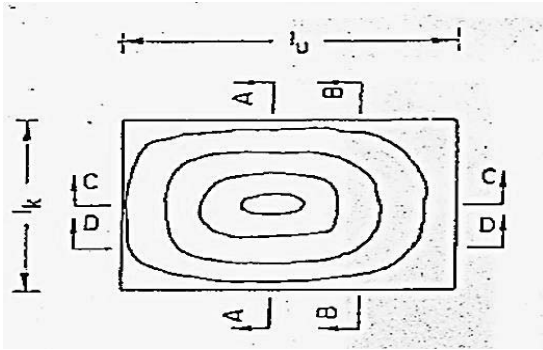
- C-C kesitinin kapsadığı açıklık l_u A-A kesitinin kapsadığı açıklık olan l_k dan daha büyük olduğundan ve maksimum çökmenin her ikisi içinde aynı olması gerektiğinden, A-A kesitindeki eğriliğin ($K=1/\rho=d^2z/dx^2$), C-C kesitine oranla daha büyük olması gerekir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



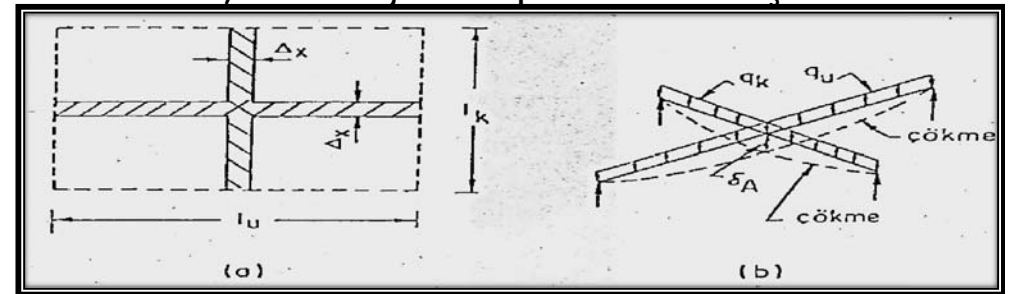
- Eğrilik, eğilme momenti ile orantılı olduğundan, bu gözleme göre kısa açıklık yönünde oluşan eğilme momentinin (A-A kesiti), uzun açıklık yönündekilere (C-C kesiti) oranla daha büyük olacağı açıktır.

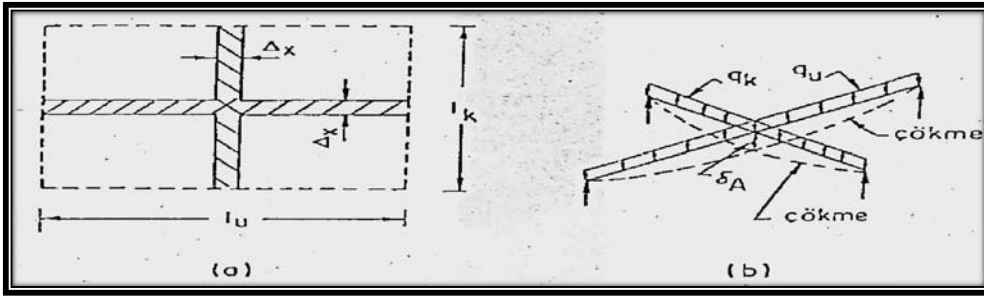
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



- Eğilme momentleri plak ortasından mesnete doğru azalmaktadır.

Bu gözlemlerin ışığında, plağa uygulanan eşit yayılı bir yükün iki doğrultuda nasıl taşındığını incelemek için dört kenardan basit mesnetli, dikdörtgen bir plak ele alınmıştır.





Bu plakta birbirine dik iki şerit şekil üzerinde taranarak gösterilmiştir. Şerit genişliği her iki doğrultuda aynıdır. $\Delta x = \Delta y$. Şekil(b) de gösterildiği gibi plağa uygulanan düzgün yayılı q yükü bu iki şerit tarafından q_u ve q_k olarak paylaşılacaktır. Şeritler alınırken, şeritlerin kesilen yüzlerinde oluşacak iç kuvvetler ihmal edilmiştir. (burulma momentleri, kesme kuvvetleri...) Bu nedenle burada yapılacak irdeleme tam olarak doğru değildir. Ancak amaç basit bir modelle davranışla ilgili önemli bazı kavramları vurgulamaktır.

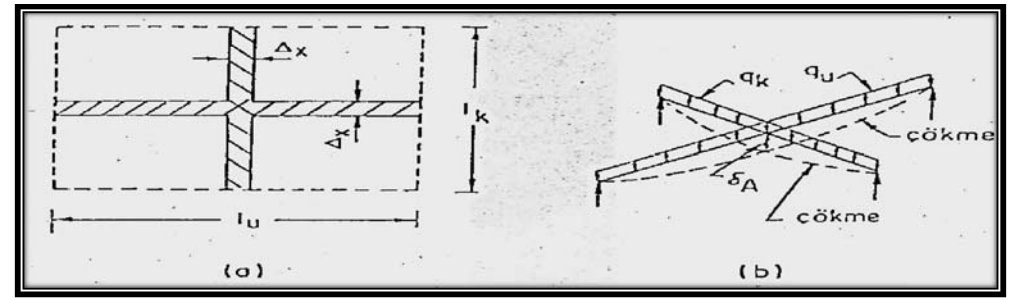
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$\frac{q_u}{q} = \frac{1}{\left(\frac{l_u}{l_k}\right)^4 + 1}$$

$$\frac{q_k}{q} = 1 - \frac{1}{\left(\frac{l_u}{l_k}\right)^4 + 1}$$



$m = l_u / l_k$	q_k / q	q_u / q
1.0	0.500	0.500
1.2	0.625	0.325
1.4	0.794	0.206
1.6	0.868	0.132
1.8	0.913	0.087
2.0	0.941	0.059
2.5	0.975	0.025
3.0	0.988	0.012



Uygunluk koşulu nedeniyle, iki şeridin kesiştiği noktadaki çökmeler her iki doğrultudaki şerit için aynı olmalıdır. Kısa doğrultudaki açıklık l_k , taşınan düzgün yayılı yük q_k ve uzun doğrultudaki açıklık l_u ve taşınan yük de q_u olarak gösterilirse, iki şeridin kesiştiği noktadaki çökmeler aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$\delta_u = \delta_k$$

$$\frac{q_k}{q_u} = \frac{l_u^4}{l_k^4}$$

$$\frac{5}{384} \frac{q_u l_u^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{q_k l_k^4}{EI}$$

$$q = q_u + q_k$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Çizelgenin oluşturulmasında temel alınan, iki kesişen şeridin komşu şeritlerden bağımsız olduğu varsayımı tam olarak doğru değildir. Gerçek plak davranışı, iki komşu şerit yüzeyleri arasında oluşan iç kuvvetler nedeni ile tanımlanan davranıştan çok daha karmaşıktır.

Alınan şeridin her iki yüzünde açıklık boyunca oluşan burulma momentlerinin etkisi mesnete yakın şeritlerde daha da önem kazanmaktadır.

Burulma momentlerinin var olması nedeni ile plaklarda oluşan gerçek eğilme momentleri, burulma ihmal edilerek hesaplananlara oranla daha küçüktür.

Dört kenarına çökmeyen basit mesnetlere oturan kare bir plakta burulma ihmal edilerek ve dikkate alınarak hesaplanan en büyük eğilme momentleri aşağıda verilmiştir.

$$M_{max} = 0.0625 q l^2 \quad \text{Burulma ihmal edildiğinde}$$

$$M_{max} = 0.0480 q l^2 \quad \text{Burulma dikkate alındığında}$$

Görüldüğü gibi, burulma ihmal edildiğinde elde edilen en büyük eğilme momenti, gerçek momentten %30 daha büyüktür.

Kirişte poisson etkisi ile ortaya çıkan yanıl deformasyonlar serbestçe oluşabilirken, plaklarda komşu şeritlerin varlığı nedeniyle bu deformasyon engellenmektedir.

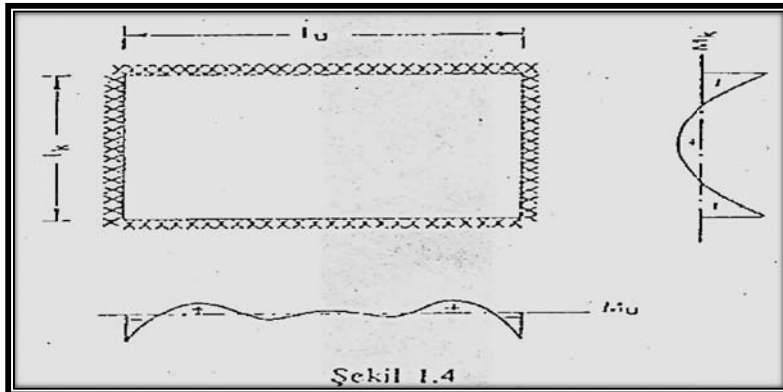
Tüm bu nedenlerle, plak davranışını birbirine dik ve komşu şeritlerden bağımsız iki şeritle göstermek doğru sonuçlar vermeyecektir. Ancak, amaç döşeme davranışını kavramsal olarak anlatmaktır. Bu amaç için verilmiş olan basit model yeterlidir.

Döşemeler genelde mesnetlere serbestçe oturan tek plaktan oluşmazlar. Yapılarda çok sayıda döşeme vardır ve döşemeler arasındaki süreklilik dolayısıyla mesnetlerde negatif momentler oluşur. Bu durumda momentlerin hesabında sınır koşulları büyük önem taşır.

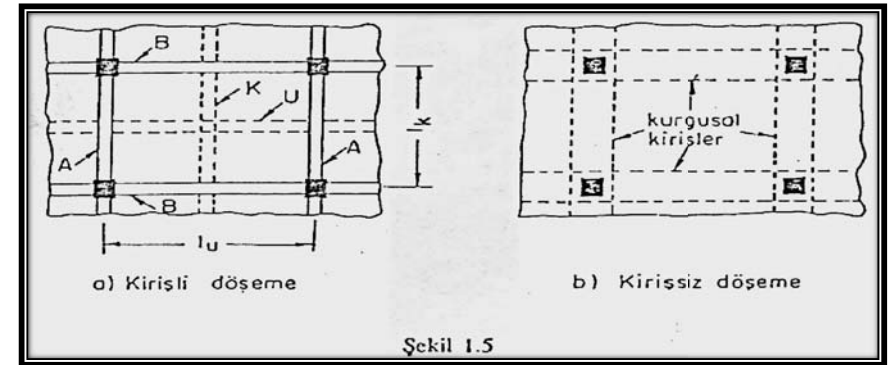


Şekil (1.4)'te dört kenarı boyunca sürekli bir dikdörtgen döşemede, kısa ve uzun kenar boyunca oluşan momentler gösterilmiştir.

Uzun kenar için gösterilen moment dağılımı ilginçtir. Yapılan deneylere göre, uzun açıklık boyunca oluşan momentler, uzun kenar açıklığından bağımsızdır. Bu nedenle bazı hesap yöntemlerinde uzun açıklık doğrultusundaki momentler, kısa açıklığın bir fonksiyonu olarak ifade edilir.

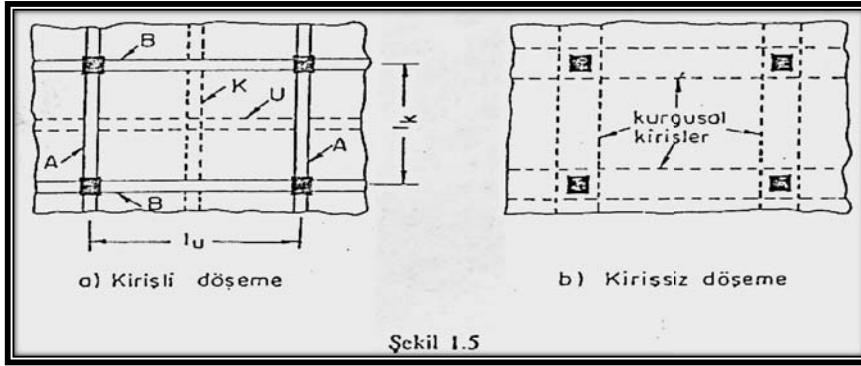


Şekil 1.4



Şekil 1.5

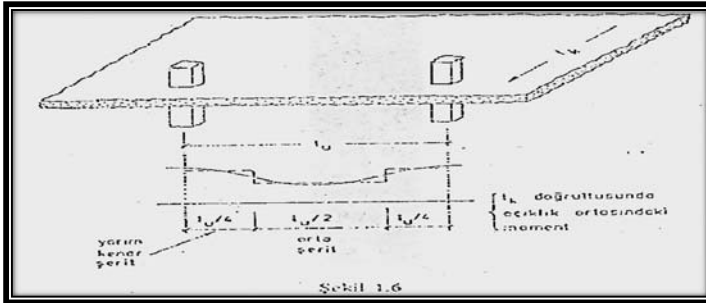
Şekil(1.5-a)'da döşeme A ve B olarak işaretlenen kirişlere oturmaktadır. Döşeme davranışı, birbirine dik iki şerit (K ve U) alınarak incelenecektir. Uzun şeritlerce taşınan yükün tümü ($\sum q_u l_u$), A kirişine aktarılmaktadır. Bu durumda kısa doğrultuda K şeritlerince taşınan toplam yük ($\sum q_k l_k$), kısa doğrultudaki A kirişince taşınan toplam yük de ($\sum q_u l_u$) dır. Başka bir deyişle yükün tamamı kısa doğrultuda taşınmaktadır. Benzer bir irdeleme ile yükün tamamının uzun doğrultuda da taşınması gerektiği gösterilebilir.



Şekil 1.5

Sonuç olarak, iki doğrultuda çalışan plaklarda yükün tamamının her iki doğrultuda taşınması gerektiği söylenebilir. Taşınan toplam yükün bir bölümü kirişlerce aktarıldığından, yalnız döşemeyi ele alan hesap yöntemlerinde yükün belirli bir oranının bir doğrultuda, kalanının ise diğer doğrultuda taşındığı varsayılır.

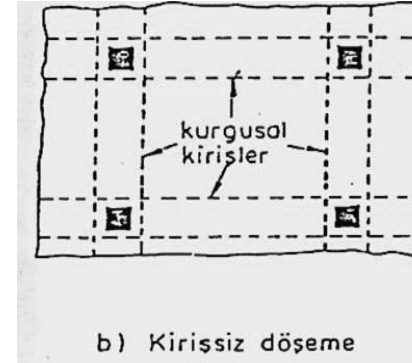
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Şekil 1.6

Şekil (1.6)'da gösterildiği gibi, belirli bir doğrultudaki moment, o doğrultuya dik alınacak kesitte değişmektedir. Kesit genişliğince değişim sürekli çizgi ile gösterilmiştir. Görüldüğü gibi kesitin çökmeyen mesnete, yani kolona yakın olduğu yörelerdeki moment, iki kolon arasındaki değerlerden daha büyüktür. Başka bir deyişle, moment kolondan açıklık ortasına gidildikçe azalmaktadır. Momentin bu değişimi, döşeme kesiti iki şeride ayrılarak dikkate alınır.(kenar ve orta şerit) Şekil (1.6)'da kesikli çizgilerle gösterildiği gibi, bu şeritlerdeki momentin o şeritteki kesitte sabit kaldığı varsayılır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



b) Kirişsiz döşeme

Şekil(1.5-b)'de gösterilen kirişsiz döşemede plak yükleri doğrudan kolonlara aktarılır. Şekilde kesikli çizgi ile gösterilen kurgusal kirişler oluşturulduğunda, davranışın kirişli döşemelere benzer olduğu söylenebilir. Aradaki en önemli fark, kirişli döşemelerde her iki doğrultuda da taşınması gereken toplam yükün bir bölümünün kirişlerce taşınmasıdır. Kirişsiz döşemede yükün tamamı döşemeye taşınmaktadır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Hesap yöntemlerinde oluşturulan bu şeritlerin genişliğinin kesite dik yönde uzanan açıklık boyunca sabit kaldığı varsayılır. Yapılan deneyler bu varsayımın doğru olmadığını ve şerit genişliklerinin açıklık boyunca değiştiğini göstermiştir. Ancak şerit genişliğinin sabit alınmasının getireceği hata sınırlı olduğundan, büyük kolaylık getiren bu varsayımın kullanılmasında sakınca yoktur.

Belirli bir doğrultuda oluşan momentlerin denge koşulunu sağlaması zorunludur. Örneğin, eşit açıklıklı plaklardan oluşan bir döşeme sistemindeki bir iç plakta açıklık ortasındaki pozitif moment ile mesnetteki negatif momentin toplamı $(1/8)q l_u l_k^2$ olmak zorundadır. Burada l_k momentin hesaplandığı yöndeki açıklık, l_u ise buna dik yöndeki açıklıktır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

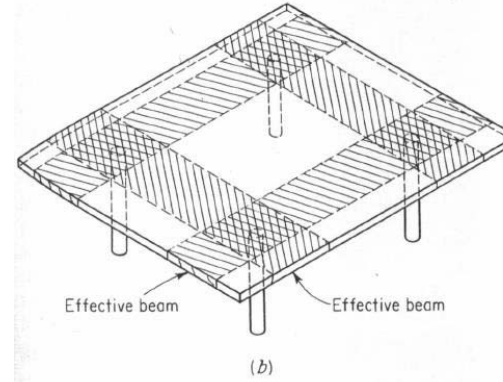
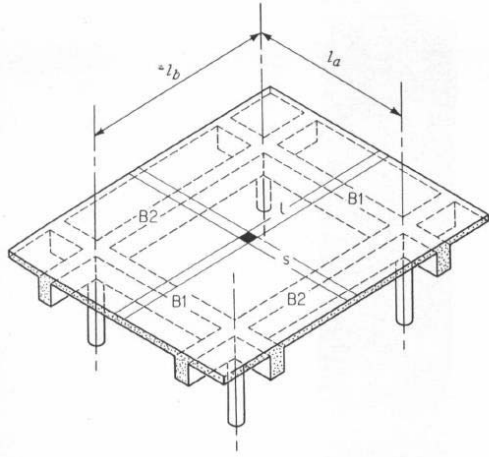


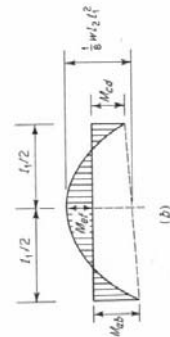
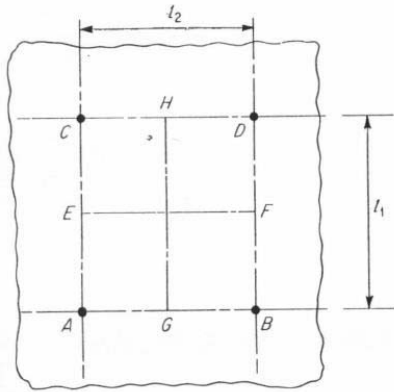
FIGURE 13.1
Column-supported two-way slabs: (a) two-way slab with beams; (b) two-way slab without beams.

Q yüklemesi altında, yük kurgusal döşeme şeritleri l_a kısa doğrultuda ve l_b uzun doğrultuda paylaşılır. Yükün bir bölümünün taşındığı uzun şerit l_b panelin kısa doğrultusundaki B1 kirişine aktarılır. B1 kirişi tarafından taşınan yük ile panelin kısa doğrultusundaki şeritleri (l_a) tarafından taşınan yük panele uygulanan yükün % 100 ne karşılık gelmektedir. Benzer yaklaşım kısa doğrultudaki panel şeridi l_a yükün bir bölümünü B2 kirişine aktarır. Bu yük ve panel uzun şeritleri (l_b) tarafından taşınan yük panele uygulanan yükün tamamını (% 100) oluşturduğu söylenebilir. Kolonlar tarafında mesnetlenmiş panel sistemlerinde yükün tamamının (% 100) her iki doğrultuda taşınması gerekmektedir.

Benzer yaklaşım Şekil b deki kirişsiz panel sistemleri içinde geçerlidir. Kolon aksları arasında geniş döşeme şeriti her iki doğrultu için kirişlerin fonksiyonunu üstlenir ve yine yükün tamamı her iki doğrultuda taşınmalıdır. Düşük döşeme veya guseli kolon başlıklarının oluşturduğu kolona yakın şeritler bu koşulları statik açıdan karşılamaz.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



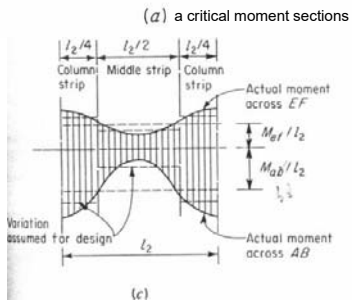
Momentin l_2 açıklığı boyunca değişimi

$$\frac{1}{2}(M_{ab} + M_{cd}) + M_{ef} = 1/8 q l_2 l_1^2$$

$$\frac{1}{2}(M_{ac} + M_{bd}) + M_{gh} = 1/8 q l_1 l_2^2$$

Kritik kesitte momentin genişlik (l_2) boyunca değişimi

l_2 genişliği boyunca kısa doğrultuda hesaplanan momentler sabit olmayıp şekildaki gibi değişim gösterir. Gerçek değişim kirişlerin kolon çizgisinde olup olmasına, kolonlarda başlık olmasına ve yükün büyüklüğüne bağlıdır. Tasarım için paneli şekildaki gibi 3 şerite bölmek uygun olacaktır. Momentler her şerit için sabit kabul edilir.



TEK DOĞRULTUDA ÇALIŞAN PLAK DÖŞEMELER

Pratikte $l_u/l_k > 2.0$ olan döşemelerin tek doğrultuda çalıştığı varsayılır ve bu varsayımla tutarlı olarak donatı da tek doğrultuda yerleştirilir.(kısa doğrultu) Ancak, sıcaklık değişimi ve büzülme gibi etkilerle uzun kenar doğrultusunda oluşacak gerilmeleri karşılamak amacı ile, bu doğrultuda da dağıtma donatısı olarak adlandırılan donatı yerleştirilir.

Tek doğrultuda çalışan döşeme hesabında, şeritler arasında oluşacak burulma momentleri ile orta ve kenar şeritler arasındaki farklılıklar ihmal edilir. Ayrıca döşemenin oturduğu kirişlerin çökmediği ve bu kirişlerin burulma rijitlikleri olmadığı varsayılır. Tüm bu varsayımlarla tek doğrultuda çalışan döşeme için basit bir model oluşturulur.

Döşeme birim genişlikte bir şeritle temsil edildiğinde problem serbestçe dönebilen mesnetlere oturan dikdörtgen kesitli bir kirişe dönüşür. Bu basit model elbette tam doğru değildir. Ancak betonarmedeki uyum da dikkate alındığında, bu şekilde yapılacak hesaplardan elde edilecek sonuçların güvenli olacağı rahatlıkla söylenebilir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Ele alınan tipik bir şeritteki momentler, genişliği 1 m, derinliği h olan dikdörtgen kesitli ve serbetçe dönebilen mesnetlere oturan sürekli bir kiriş gibi hesaplanır. Ancak, hesaplanan değerler ne olursa olsun, kesit hesabı yapılırken mesnet momentlerinin $M=(1/12) p_d l_k^2$ den az alınmasına izin verilmez.

Sistemi oluşturan döşemelerin açıklıklarının birbirinden fazla farklı olmadığı ve hareketli yükün kalıcı yüke oranla küçük olduğu durumlarda, açıklık ve mesnet momentlerinin verilen bazı katsayılara göre hesaplanmasına izin verilebilir. TS-500'de bu konu ile ilgili koşullar ve kısıtlamalar aşağıdaki gibi verilmiştir.

«Eşit açıklıklı veya en küçük açıklığın en büyüğe oranı 0.8'den küçük olmayan sürekli plaklar için, hareketli yükün öz ağırlığa oranının **2'den** küçük olduğu eşit yayılı yük durumunda, momentler aşağıda verilen katsayılardan yaklaşık olarak hesaplanabilir.»



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



TS-500'de tek doğrultuda çalışan döşemeler için minimum koşullar verilmiştir. Bunlar temel alınarak tek doğrultuda çalışan döşemelerin boyutları ve donatısı ile ilgili aşağıda verilen öneriler oluşturulmuştur.

Burada, h döşeme kalınlığı, s çubuk aralığı, ρ asal donatı ve p_d dağıtma donatısı oranlarıdır. Donatı oranları, 1 m genişliğe düşen donatı alanı, döşeme şeridi genişliğine (100 cm) ve döşeme faydalı yüksekliğine bölünerek bulunur. Faydalı yükseklik yerine döşeme kalınlığı h da kullanılabilir.

$$\rho = \frac{A_s}{(100)d}$$

Minimum döşeme kalınlığı : $h \geq 8.0 \text{ cm}$ (üzerinden taşıt geçen döşemelerde bu kalınlık en az 12 cm olmalıdır)

$h \geq f_n / 25$ basit mesnetli, tek açıklıklı

$h \geq f_n / 30$ sürekli döşeme

$h \geq f_n / 12$ konsol döşeme

f_n döşeme serbest açıklığıdır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



TS-500 de verilen moment katsayıları aşağıda özetlenmiştir. Eşit olmayan açıklıklarda mesnet momenti hesaplanırken, komşu açıklıkların ve yüklerin aritmetik ortalamasının alınması öngörülmektedir.

Açıklık momentleri :

Kenar açıklık :

$$\max. M_d = \frac{1}{11} p_d (\ell)^2$$

İç açıklık :

$$\max. M_d = \frac{1}{15} p_d (\ell)^2$$

Mesnet momentleri :

İki açıklıklı sistemler :

$$-M_d = \frac{1}{8} p_d (\ell)^2$$

İkiden fazla açıklıklı sistemler :

İlk iç mesnet

$$-M_d = \frac{1}{9} p_d (\ell)^2$$

İç mesnetler

$$-M_d = \frac{1}{10} p_d (\ell)^2$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Beton örtüsü (pas payı) : $c \geq 1.5 \text{ cm}$

Asal donatı (kısa doğrultuda) : $\rho \geq 0.003$ (BÇ-I ise)

Şekil 1.7 de 1 ve 2 olarak gösterilmiştir $\rho \geq 0.002$ (BÇ-III veya IV ise)

$$s \leq 1.5 h$$

$$s \leq 20 \text{ cm}$$

Tek açıklıklı döşemelerde açıklık donatısının en az $\frac{1}{2}$ 'si pilye yapılmadan bir mesnetten diğerine uzatılmalıdır. Sürekli döşemelerde bu oran $1/3$ 'tür.

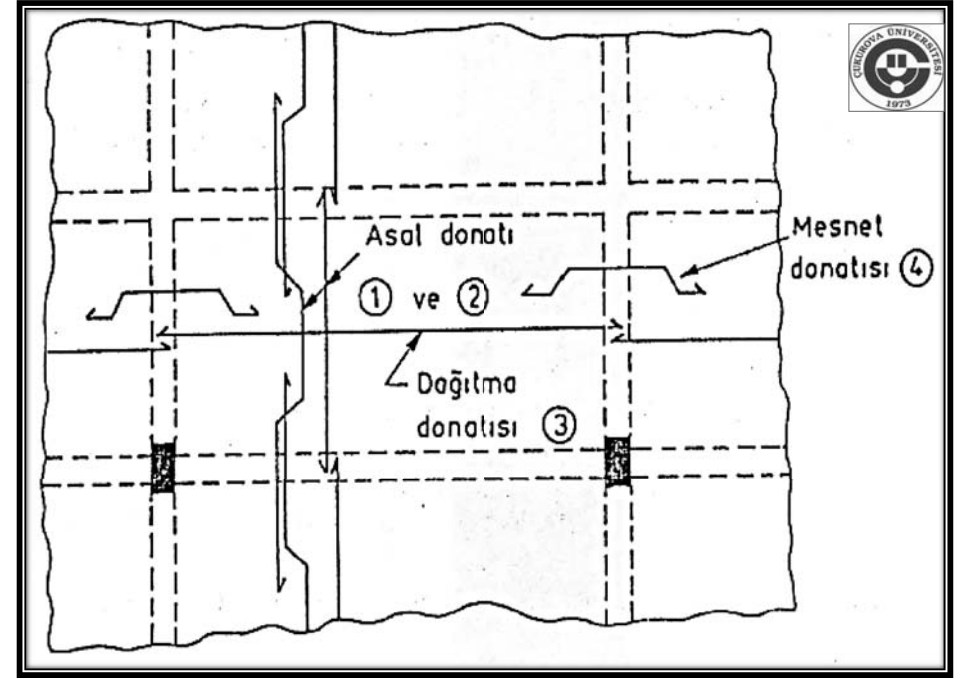


İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Dağıtma donatısı
(uzun doğrultuda) : $\rho \geq 0.002$ (BÇ-I) Alta minimum
Şekil 1.7 de 3 olarak gösterilmiştir $\rho \geq 0.0018$ (BÇ-III) Alta minimum
 $\rho \geq 0.0015$ (BÇ-IV)

Uzun doğrultuda mesnet donatısı : $\phi 8/20$ cm (BÇ-I ve III) Üstte minimum
Şekil 1.7 de 4 olarak gösterilmiştir $\phi 5/12$ cm (BÇ-IV)
(Bu donatıdan vazgeçilebilir) Bu donatının boyu, her bir yönde en az kısa yöndeki serbest açıklığın 1/4 ü olmalıdır.

Alta konan dağıtma donatısı, kısa doğrultudaki asal donatının en az 1/3 ü olmalıdır.



Döşeme donatısı olarak genelde $\phi 8$, $\phi 10$ ve $\phi 12$ 'lik çubuklar kullanılır. Çok ağır yük taşıyan veya açıklığı büyük döşemelerde daha büyük çapta donatı da olabilir. Pilye ve düz donatı aynı çapta olabileceği gibi, değişik çapta da olabilir. Momentler 1 m genişliğindeki bir şerit için hesaplandığından elde edilen donatı alanı $A_s = \text{cm}^2 / \text{m}$ olacaktır.

Döşemede gereken donatının çapının ve aralığının belirlenmesi gerekir. Pilye ve düz çubuklar genelde aynı aralıklarla yerleştirilir. Ancak bu zorunlu değildir. A_{od} ve A_{op} düz ve pilye olarak kullanılan tasarlanan çubukların kesit alanları, A_s ise 1 m genişlikteki döşeme için hesaplanan donatı alanı olursa, çubuk aralıkları aşağıdaki gibi hesaplanabilir (pilye ve düz donatı için aynı aralığın kullanılması düşünülüyorsa). s_p pilyelerin, s_d ise düz donatıların aralığıdır.

$$s_p = s_d = \frac{A_{op} + A_{od}}{A_s} (100)$$

Bu hesap yapılmadan önce elde edilen donatı alanı A_s 'nin minimum donatıdan az olmadığı saptanmalıdır. A_s 'nin minimum donatıdan az olduğu durumlarda minimum donatı kullanılmalıdır.

Komşu açıklıkların birbirinden fazla farklı olmadığı durumlarda ($l_1 \geq 0.8l_2$) pilye büküm noktaları mesnet yüzünden $1/5 l_n$ uzaklığında yapılmalıdır. Kenar açıklığın dış mesnet tarafında bu uzaklık azaltılmalıdır. ($1/7 l_n$).

Tek doğrultuda çalışan döşemeler, açıklıkların küçük olduğu durumlarda ekonomik olabilir. Büyük açıklıklarda bu tür döşeme genelde ekonomik değildir.

ÖRNEK 1.1.



Bilinen	Şekil 1.8' de gösterilen döşeme planı. Tüm kirişlerin genişliği 25 cm ($b_w=25$ cm) Malzeme: Donatı S220, beton C16 Döşeme kaplaması karo mozaiktir. Tavan sıvasının 2 cm olduğu varsayılacaktır. Hareketli yük 200 kgf/m ² 'dir (konut).
İstenen	Döşemelerin boyutlandırılması ve donatının belirlenmesi.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

ÖN TASARIM (Boyutlandırma):



$$\frac{l_u}{l_k} = \frac{600}{280} = 2.14 > 2.0 \quad (\text{Tek doğrultuda çalışan döşeme})$$

Şekil 1.8' den en kritik döşemenin D101 olduğu ve en kritik momentin ilk iç mesnette oluşacağı kolayca görülür. Bu bölümde verilen minimum koşullardan yararlanarak döşeme kalınlığı yaklaşık olarak saptanır.

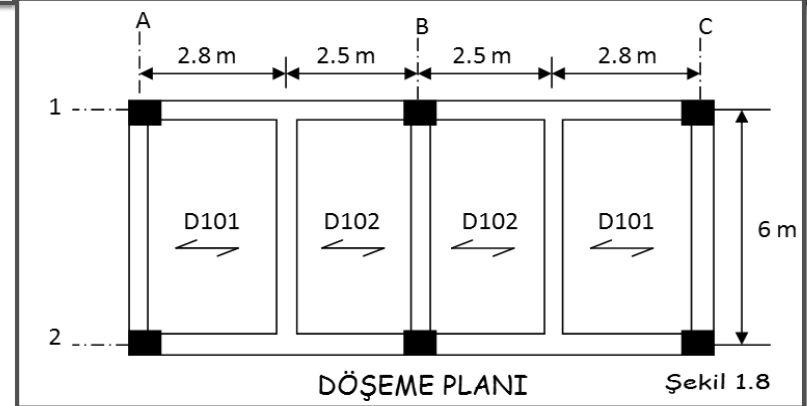
$$\min h = l_n / 30$$

$$l_n = l - b_w = 280 - 25 = 255 \text{ cm}$$

$$\min h = 255 / 30 = 8.5 \text{ cm (Döşeme 10 cm varsayılacak.)}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Şekilde her döşemeye bir numara verilmiştir. D döşemeyi, D'i izleyen ilk sayı döşemenin bulunduğu katı belirler. Bunu izleyen sayılar döşemeye verilen numardır. Açıklığı, yükü ve sınır koşulları aynı olan döşemeler aynı numarayı taşır. Örneğin D102, 1.kattaki 02 nolu döşemedir. Sınır koşulları değişik olduğundan, kenar ve bir iç döşeme aynı açıklığa sahip olsalar ve aynı yükü taşırsalar da aynı numara alırlar.



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Yükler:



Betonarmenin birim ağırlığı 24 kN/m³, harç ve sıvanınki ise 20 kN/m³ alınacaktır.

Döşeme (özağırlık)	0.1*1*24=2.4 kN/m ²
Karo mozaik (2.5 cm)	0.025*1*20=0.5 kN/m ²
Karo altı harcı (3.0 cm)	0.03*1*20=0.6 kN/m ²
Tavan sıvası (2.0 cm)	0.02*1*20=0.4 kN/m ²
g=	3.9 kN/m ²
q=	2.0 kN/m ²

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$P_d = 1.4 * g + 1.6 * q = 8.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\max M_d = \frac{1}{9} * P_d * l^2 \quad l_{ort} = \frac{2.8 + 2.5}{2} = 2.65 \text{ m}$$

$$\max M_d = \frac{1}{9} * 8.7 * (2.65)^2 = 6.8 \text{ kN} - \text{m/m}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad C16 \text{ ve } S220 \text{ için } K_l = 450 \text{ mm}^2/\text{kN}$$

$$d = \sqrt{(K_l M_d)/b} = \sqrt{(450 * 6.8)/1} = 55 \text{ mm}$$

$$h = 55 + 15 = 70 \text{ mm}$$

Minimum 8.5 cm olarak belirlenmişti, 10 cm kullanılacaktır.

$$d=10-1.5=8.5 \text{ cm}$$



Kesme genelde bu tür döşemelerde kritik olmamaktadır. Buna rağmen kesmenin kontrol edilmesinde yarar vardır. (Mesnet yüzünde)

$$l_n = 255 \text{ cm}$$

$$V_d = P_d(l_n/2) = 8.7(2.55/2) = 11.09 \text{ kN}$$

$$V_{cr} = 0.65 * f_{ctd} * b * d = 0.65 * 9 * 1 * 8.5 = 49.7 \text{ kN}$$

$$V_d < V_{cr} \quad (\text{Kalınlık yeterli})$$

KESİN TASARIM (Donatı Hesabı)

Döşemelerin yükü aynı olduğundan ve iki komşu açıklık arasındaki fark az olduğundan ($2.5/2.8=0.89>0.8$) ve hareketli yük kalıcı yükün iki katından fazla olmadığından, hesaplarda moment katsayıları kullanılabilir.



D101 (h=10 cm)

$$P_d = 8.7 \text{ kN/m}^2 \quad + M_d = \left(\frac{1}{11}\right) P_d l^2$$

$$d = 8.5 \text{ cm} \quad + M_d = \left(\frac{1}{11}\right) 8.7(2.8)^2 1 = 6.2 \text{ kN} - \text{m/m}$$

$$K_l = 450 \text{ mm}^2/\text{kN} \quad K = \frac{1000 * 8.5^2}{6.2} = 1160 > 450$$

$$l = 2.8 \text{ m} \quad A_s = M_d / f_{yd} j d = 6.2 * 10^3 / 0.191 * 0.86 * 85 = 444 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\min A_s = 0.003 * 100 * 100 * 8.5 = 260 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Hesaplanan $A_s > \min A_s$ olduğundan,

$A_s = 444 \text{ mm}^2/\text{m}$ kullanılacak. Donatı olarak $\emptyset 8$ seçilirse $A_{od} + A_{op} = 1 \text{ cm}^2$



Düz donatı ve pilye aralığı ise aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$s_p = s_d = \frac{0.5 + 0.5}{4.4} * 100 = 23 \text{ cm} \quad 25 \text{ cm alalım.}$$

Döşeme açıklığında donatı aralığı $25/2 = 12.5 \text{ cm}$

TS 500'e göre;

$$s \leq 1.5h \quad \text{ve} \quad s \leq 20 \text{ cm}$$

Bu koşullar sağlanıyor.

$\emptyset 8/25$ düz ve $\emptyset 8/25$ pilye kullanılacak.

$$V_d = 1.15 P_d (l_n/2) = 1.15 * 8.7 * 2.55/2 = 12.8 \text{ kN}$$

$$V_{cr} = 0.65 * f_{ctd} * b * d = 0.65 * 9 * 1 * 8.5 = 50 \text{ kN}$$

$$V_d < V_{cr} \quad (\text{Kalınlık yeterli})$$



NOT: İç mesnetteki moment dış mesnettekenden çok daha büyük olacağından, kesme kuvveti %15 büyütülmüştür.



D102 (h=10 cm)

$$P_d = 8.7 \text{ kN/m}^2 \quad + M_d = (1/15)P_d l^2$$

$$d = 8.5 \text{ cm} \quad + M_d = (1/15)8.7(2.5)^2 1 = 3.63 \text{ kN} - \text{m/m}$$

$$K_l = 450 \text{ mm}^2/\text{kN} \quad K = \frac{1000 * 8.5^2}{36.3} = 1990 > 450$$

$$l = 2.5 \text{ m} \quad + A_s = 260 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$\emptyset 8/25 \text{ cm düz} \quad \emptyset 8/25 \text{ cm pilye} \quad V_d < V_{cr} \text{ (Bak D101)}$

Aslında pilye ve düz donatı aralığı 30 cm yapılabilirdi (max s= 1.5 t = 15 cm) Ancak D101 ile aynı donatı aralığının kullanılması donatı yerleştirmede kolaylık sağlayacağından, bu tercih edilmiştir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

D102-D102 (mesnet)



$$P_d = 8.7 \text{ kN/m}^2 \quad - M_d = (1/10)P_d l^2$$

$$d = 8.5 \text{ cm} \quad - M_d = (1/10)8.7(2.5)^2 1 = 5.44 \text{ kN} - \text{m/m}$$

$$K_l = 450 \text{ mm}^2/\text{kN} \quad K > K_l$$

$$l = 2.5 \text{ m} \quad - A_s = 390 \text{ mm}^2/\text{m} > \text{min}$$

Mevcut $\emptyset 8/25 + \emptyset 8/25 \text{ pilye} = 4.0 \text{ cm}^2/\text{m}$ Mevcut donatı yeterlidir.

Dağıtma donatısı uzun doğrultuda yerleştirilecektir. Dağıtma donatısı oranı 0.002 olmalıdır ve bu donatı asal yöndeki donatının 1/3'ünden az olmamalıdır.

$$a_s \geq 0.002 * 100 * 8.5 = 1.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_s \geq \frac{4.4}{3} = 1.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

D101-D102 (mesnet)



$$P_d = 8.7 \text{ kN/m}^2 \quad - M_d = (1/9)P_d l^2$$

$$d = 8.5 \text{ cm} \quad - M_d = (1/9)8.7(2.65)^2 1 = 6.8 \text{ kN} - \text{m/m}$$

$$K_l = 450 \text{ mm}^2/\text{kN} \quad K = 1060 > 450$$

$$l_{ort} = 2.8 + 2.5/2 = 2.65 \text{ m} \quad - A_s = 490 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Mevcut $\emptyset 8/25 \text{ cm pilye (D101)} = 2.0$
Mevcut $\emptyset 8/25 \text{ cm pilye (D102)} = 2.0$
İlave üst donatı $\emptyset 8/50 \text{ cm} = 1.0$

 $= 5.0 > 4.9 \text{ cm}^2$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$\emptyset 8 \text{ kullanılırsa, } s = \left(\frac{0.5}{1.7}\right) * 100 = 29 \text{ cm}$$

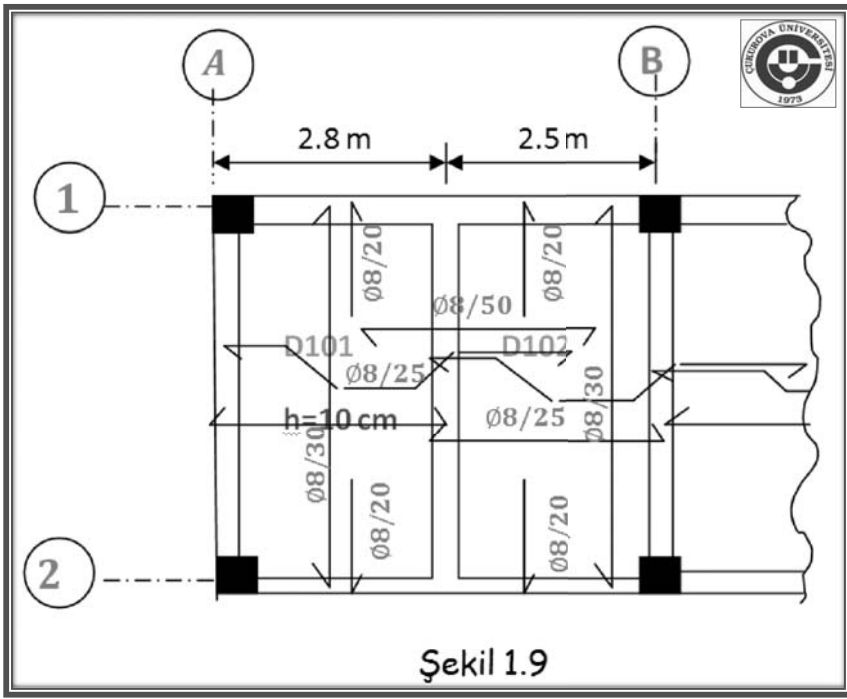
$\emptyset 8/30 \text{ cm (altta)}$

Mesnette, uzun doğrultuda (üstte), $\emptyset 8/20 \text{ cm}$

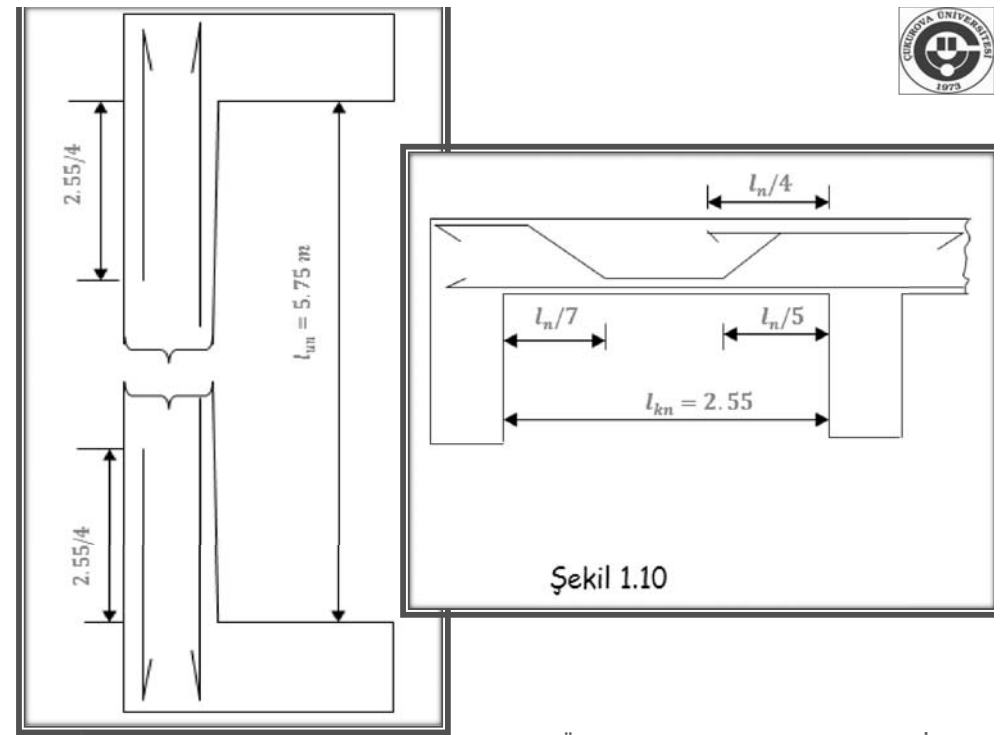
Hesaplanan donatının yerleştirilmesi Şekil 1.9 ve 1.10'da gösterilmiştir. Uzun doğrultuda mesnetlere yerleştirilen üst donatı yarım pilye şeklinde de düzenlenebilir. Daha önce söylendiği gibi uzun doğrultuda mesnetlerde üste konan donatıdan vazgeçilebilir. Bu donatıdan vazgeçilmesi bir sorun yaratmaz.



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

ÇİFT DOĞRULTUDA ÇALIŞAN PLAK DÖŞEMELER BASİT YÖNTEM



DÖŞEMELER-2

Çift doğrultuda çalışan plak döşemelerin elastik davranışını etkileyen çok sayıda değişken vardır.

Plakların, plağa mesnet oluşturan kirişlerle birlikte dökülmüş olması plak ve kirişi birlikte davranmaya zorlayarak, davranışı daha da karmaşık bir duruma getirir. Betonun çatlaması ve özellikle döşeme donatısının akması ile elastik davranış varsayımı ile bulunmuş momentler önemli ölçüde değişir.

Kaynak: Uğur ERSOY Betonarme - 2 Döşeme ve Temeller

Bu aşamada döşeme davranışı plastik davranışa çok yaklaşır ve "moment uyumu" (moment redistribution) büyük önem kazanır. Bu nedenle, elastisite teorisi temel alınarak yapılan ayrıntılı ve karmaşık çözümlerden elde edilecek sonuçlar, döşemenin taşıma gücü konumundaki durumunu yansıtmaktan çok uzaktır.

Örneğin, olabildiğince çok değişkeni dikkate alan, ancak plak davranışının elastik kaldığı varsayımına dayanan sonlu eleman yöntemlerinin taşıma gücü sınır durumunda gerçekçi sonuçlar vermesi beklenmemelidir. Aslında bu tür karmaşık ve zaman alıcı yöntemler sıradan tasarım için pratik olmaktan da çok uzaktır. Tüm bu nedenlerle yönetmeliklerde bu tür döşemeler için yaklaşık ve basit yöntemler önerilir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



TS-500 de önerilen basit yaklaşım, Amerikan Beton Enstitüsü (ACI) tarafından uzun yıllar kullanılmış olan bir yöntemdir. Diğer yaklaşık yöntemlere kıyasla çok daha basit olan bu yöntem, aşırı basitliği nedeni ile bazı meslektaşlarımızda kuşku ve hatta güvensizlik yaratmıştır.

Diğer birçok yöntemde döşeme birbirine dik iki şerite ayrılarak, sürekli bir kiriş gibi incelenirken, TS-500 yönteminde döşemeler tek tek ele alınmaktadır. Bu yöntemde önemli olan döşeme kenarlarının sürekli olup olmamasıdır ve hesaplanan açıklık momentleri komşu döşeme açıklıklarından bağımsızdır. Sürekli kiriş teorisine ve elastik davranışla koşullanmış birçok mühendis bu nedenle TS-500 yöntemini yadırgamaktadır.





Bu yöntemde, döşemenin birim genişliğine (1 m.) düşen eğilme momenti aşağıdaki denklemden hesaplanmaktadır:

$$M_d = \alpha p_d (\ell_{kn})^2 \quad (1.15)$$

Denklemdeki "α" katsayısı Çizelge 1.5 te verilmektedir. Bu çizelgede α katsayısı I_u/I_k oranı ve sınır koşullarına göre belirlenmektedir.

Denklemin (1.15) te gösterildiği gibi, momentler ister kısa, ister uzun doğrultuda hesaplanırlar, açıklık olarak kısa kenar, I_{kn} (serbest kısa açıklık) dikkate alınmaktadır.

ÇİZELGE 11.1 - Dört Kenarından Oturan İki Doğrultuda Donatılı Dikdörtgen Plakların Moment Katsayıları, α.

Döşemenin sınır koşulları	Kısa açıklık doğrultusunda moment katsayıları								Uzun açıklık doğrultusunda (bütün ℓ_x / ℓ_y değerleri için)
	$\ell_x/\ell_y=1,0$	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,75	2,0	
DÖRT KENAR SÜREKLİ									
Negatif moment sürekli kenarda	0,033	0,040	0,045	0,050	0,054	0,059	0,071	0,083	0,033
Pozitif moment açıklık ortasında	0,025	0,030	0,034	0,038	0,041	0,045	0,053	0,062	0,025
BİR KENAR SÜREKSİZ									
Negatif moment sürekli kenarda	0,042	0,047	0,053	0,057	0,061	0,065	0,075	0,085	0,041
Pozitif moment açıklık ortasında	0,031	0,035	0,040	0,043	0,046	0,049	0,056	0,064	0,031
İKİ KOMŞU KENAR SÜREKSİZ									
Negatif moment sürekli kenarda	0,049	0,056	0,062	0,066	0,070	0,073	0,082	0,090	0,049
Pozitif moment açıklık ortasında	0,037	0,042	0,047	0,050	0,053	0,055	0,062	0,068	0,037
İKİ KISA KENAR SÜREKSİZ									
Negatif moment sürekli kenarda	0,056	0,061	0,065	0,069	0,071	0,073	0,077	0,080	-
Pozitif moment açıklık ortasında	0,044	0,046	0,049	0,051	0,053	0,055	0,058	0,060	0,044
İKİ UZUN KENAR SÜREKSİZ									
Negatif moment sürekli kenarda	-	-	-	-	-	-	-	-	0,056
Pozitif moment açıklık ortasında	0,044	0,053	0,060	0,065	0,068	0,071	0,077	0,080	0,044
ÜÇ KENAR SÜREKSİZ									
Negatif moment sürekli kenarda	0,058	0,065	0,071	0,077	0,081	0,085	0,092	0,098	0,058
Pozitif moment açıklık ortasında	0,044	0,049	0,054	0,058	0,061	0,064	0,069	0,074	0,044
DÖRT KENAR SÜREKSİZ									
Pozitif moment açıklık ortasında	0,050	0,057	0,062	0,067	0,071	0,075	0,081	0,083	0,050



Uzun doğrultuda hesaplanacak momentler için de kısa kenarın temel alınması ilk bakışta yadırganabilir. Ancak bu, döşemenin gerçek davranışı ile tutarlıdır.

Daha önce döşemenin elastik davranışı anlatılırken, uzun kenar doğrultusunda oluşan momentlerin uzun kenardan bağımsız olduğu vurgulanmıştı.

Sözü edilen basit yöntem 1920' lerde Prof. Westergaard tarafından geliştirilmiştir. Westergaard sürekli plaklar için elastisite teorisine dayanan bir çözüm geliştirmiş ve daha sonra çeşitli sayıda döşemeyi içeren ve değişik I_u/I_k oranlarına sahip çok sayıda sistemi bu yöntemle çözümlenmiştir.



Westergaard elde ettiği bu sonuçlardan esinlenerek, en kritik momentleri veren basit bir çizelge hazırlamıştır. Westergaard, taşıma gücüne yaklaşıldığında elastisite teorisine dayanan çözümlenmeden elde edilen momentlerin değişebileceğini düşünerek, çok sayıda panelden oluşan modeller denemiştir. Model malzemesi olarak donatılı alçı kullanmıştır. Bu deneylerin ışığında, önerilen moment katsayıları %30 a varan oranlarda değiştirilmiştir.

Bu çalışmaya Van Buren ve di Stasio'nun da katkısı ile bugün TS-500 de verilen basit çizelge oluşturulmuştur. Bu nedenle mühendisleri kuşkuya düşürecek kadar basit olan bu yöntem sağlam bir teoriye oturmasının yanısıra, kırılma anında elastik olmayan davranışı da bir dereceye kadar yansıtmaktadır. Bu nedenle daha karmaşık, daha doğru gibi görünen birçok yöntemden çok daha gerçekçidir.



Nitekim 1960-1970 yılları arasında Illinois Üniversitesi'nde sürekli betonarme döşemeler üzerinde yapılan deneylerde bu yöntemin diğer birçok yöntemden çok daha gerçekçi sonuçlar verdiği gözlenmiştir.

Kullanılan yöntem ne olursa olsun, güvenli yönde kalmak koşulu ile yapılan birçok varsayım nedeniyle betonarme döşemelerdeki güvenlik katsayısı kiriş ve kolona oranla çok daha büyüktür. Bu nedenle kullanılan yöntem ne olursa olsun, taşıma gücü sınır durumunda bir sorun çıkmaz (izostatik olan konsollar dışında). Yöntemler arasında ekonomik açıdan büyük farklılıklar yoktur. Bu nedenle betonarme döşemelerde sorun taşıma gücü sınır durumu değil, kullanılabilirlik sınır durumudur.



Başka bir deyişle döşemelerde sorun, aşırı çökme (sehim), çatlama ve titreşimdir. Çökme ve titreşim doğrudan döşeme kalınlığı ile ilişkilidir. Aşırı çatlama ise donatı ile ilişkilidir.

Bu nedenle döşeme hesabı yapılırken yönetmeliklerde verilen en küçük döşeme kalınlığı ve donatı yüzdesine mutlaka uyulmalıdır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



ÇİZELGE 1.5 İKİ DOĞRULTUDA ÇALIŞAN DÖŞEMELER İÇİN MOMENT KATSAYILARI, α

Döşemenin Sınır Koşulları	Kısa Açıklık Doğrultusunda								Uzun Açıklık Doğrultusunda (m'den bağımsız)
	m=1.0	m=1.1	m=1.2	m=1.2	m=1.4	m=1.5	m=1.75	m=2.0	
1) DÖRT KENAR SÜREKLİ Sürekli Mesnette Açıklıkta	-0.033 +0.025	-0.040 +0.030	-0.043 +0.034	-0.050 +0.038	-0.054 +0.041	-0.059 +0.045	-0.070 +0.053	-0.083 +0.062	-0.033 +0.025
2) BİR KENAR SÜREKSİZ Sürekli Mesnette Açıklıkta	-0.042 +0.031	-0.047 +0.035	-0.053 +0.040	-0.057 +0.043	-0.061 +0.046	-0.065 +0.049	-0.075 +0.056	-0.085 +0.064	-0.042 +0.031
3) İKİ KOMŞU KENAR SÜREKSİZ Sürekli Mesnette Açıklıkta	-0.049 +0.037	-0.056 +0.042	-0.062 +0.047	-0.066 +0.050	-0.070 +0.053	-0.073 +0.055	-0.082 +0.062	-0.090 +0.068	-0.049 +0.037
4) İKİ KISA KENAR SÜREKSİZ Sürekli Mesnette Açıklıkta	-0.056 +0.044	-0.061 +0.046	-0.065 +0.049	-0.069 +0.051	-0.071 +0.053	-0.073 +0.055	-0.077 +0.058	-0.080 +0.060	+0.044
5) İKİ UZUN KENAR SÜREKSİZ Sürekli Mesnette Açıklıkta	· +0.044	· +0.053	· +0.060	· +0.065	· +0.068	· +0.071	· +0.077	· +0.080	-0.056 +0.044
6) ÜÇ KENAR SÜREKSİZ Sürekli Mesnette Açıklıkta	-0.058 +0.044	-0.065 +0.049	-0.071 +0.054	-0.077 +0.058	-0.081 +0.061	-0.085 +0.064	-0.092 +0.069	-0.098 +0.074	-0.058 +0.044
7) DÖRT KENAR SÜREKSİZ Açıklıkta	+0.050	+0.057	+0.062	+0.067	+0.071	+0.075	+0.081	+0.083	+0.050

Çizelge 1.5 e girmek için önce $m = I_u/I_k$ oranının hesaplanması ve söz konusu döşemenin sınır koşullarının belirlenmesi gerekir. Sınır koşullarında önemli olan, kenarların sürekli olup olmamasıdır. Çizelgede yedi değişik sınır koşulu için pozitif (açıklık) ve negatif (mesnet) moment katsayıları verilmiştir.

Verileri negatif (mesnet) moment katsayıları sürekli kenar içindir. Süreksiz kenarda pozitif momentin belirli bir yüzdesinin alınması uygun olacaktır. TS-500 de süreksiz kenardaki negatif moment için açıklık momentin %56 sınırı alınması öngörülmektedir. Kenar kirişin çok rijit olduğu durumlarda bu oran %66 ya çıkarılmalıdır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$M_d = \alpha p_d (\ell_{kn})^2 \quad (1.15)$$



Ara mesnetlerde iki komşu döşemeden iki ayrı negatif moment elde edilebilir. Bu gibi durumlarda iki komşu momentten küçük olanının büyüğe oranı 0.8 den büyükse, basit ortalama almak yeterlidir. Bu oranın 0.8 den küçük olduğu durumlarda, iki moment arasındaki farkın 2/3 ü iki komşu döşemeye rijitlikleri oranında dağıtılmalıdır (TS-500).

Döşeme rijitliği basit olarak h/l olarak hesaplanabilir. Örneğin döşeme kalınlığı 15 cm ise ve iki komşu açıklık moment hesaplanan doğrultuda 5 ve 3 metre ise,

$$\begin{aligned} \text{rijitlik} &= 15/500 = 0.03 \\ \text{rijitlik} &= 15/300 = 0.05 \\ \text{Rijitliklerin toplamı} &= 0.03+0.05 = 0.08 \end{aligned}$$

Denklem (1.15) ten hesaplanan açıklık ve mesnet momentleri $l_{i2} / 2$ genişliğindeki orta şerit için geçerlidir (l_{i2} = moment hesabında temel alınan açıklığa dik yöndeki döşeme açıklığıdır).

Kolon ekseninin her bir yanında $1/4$ döşeme genişliğinden oluşan kolon şeridinde bu momentler 2/3 ile çarpılarak azaltılabilir. Ancak pratik nedenlerle genelde bu yapılmaz ve tüm döşeme orta şerit için bulunan momentlere göre hesaplanır.



Açıklığı 5 metre olan döşemenin komşu mesnetteki negatif momenti 120 t-cm/m, 3 metre olanı ise 80 t-cm/m ise,

$$\begin{aligned} 80/120 &= 0.67 < 0.8 \\ 120-80 &= \Delta M = 40 \\ 40 \times 2/3 &= 27 \text{ t-cm/m} \\ -M &= 120-27 (0.03/0.08) = 110 \text{ t-cm/m} \\ -M &= 80+27 (0.05/0.08) = 97 \text{ t-cm/m} \\ \text{Hesapta } -M &= 110 \text{ t-cm/m kullanılmalıdır.} \end{aligned}$$

Donatı hesaplanırken, genişliği 100 cm, faydalı yüksekliği d olan bir dikdörtgen kesit dikkate alınır (moment de t-cm/m olarak hesaplanmıştır). Bu nedenle moment kolu katsayısı olarak sabit bir değer, $j=0.86$ almak yeterlidir.

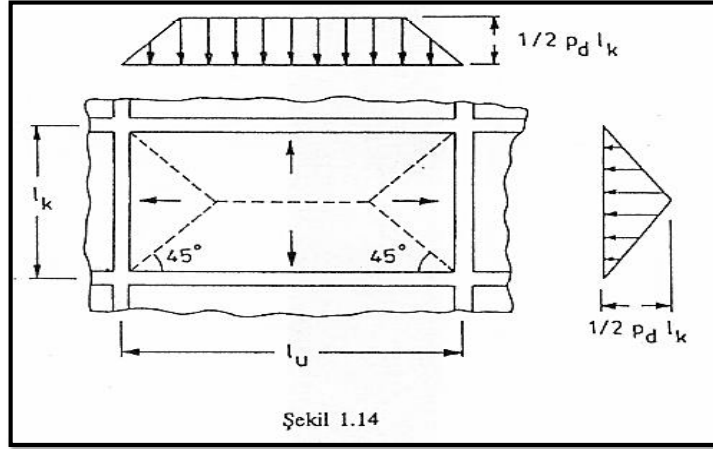


Donatı yerleştirirken, iki doğrultudaki donatı üst üste geleceğinden, bir doğrultudaki faydalı yüksekliğin diğerinden değişik olması doğaldır. Ancak her iki doğrultudaki faydalı yüksekliğin aynı alınmasında sakınca yoktur.

Örneğin, $d_x = d_y = h-2.0$ cm.

İki doğrultuda çalışan döşemelerde genelde kesme sorun olmaz ve $V_d < V_{cr}$ koşulu kolaylıkla sağlanır. Kesme kontrolü yapılacaksa, hesap kesme kuvveti mesnet yüzünden "d" uzaklığında hesaplanmalıdır.

Döşemelerden kenar kirişlere yük aktarımında, taşıma gücü sınırına ulaşıldığı durumun temel alınması uygun olacaktır. Bu aşamada döşeme yükünün mesnetlere dağılışı, köşelerin açısı ortasından 45° çizilen doğrularla, uzun kenara paralel plak orta çizgisinin ayırdığı alanlara göre yapılmalıdır, Şekil 1.14.



Şekil 1.14

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$h \geq \frac{\ell_{un}(800+0.07f_{yd})}{36000+5000m(1+\alpha_p)} \geq 8 \text{ cm} \quad (1.18)$$

$m = \ell_u / \ell_k$
 $\alpha_p =$ sürekli olan kenarların toplam uzunluğunun, döşeme çevresi uzunluğuna oranı.

Donatı :

İki doğrultudaki donatı oranlarının toplamı, $A_{su} / (100 \times d) + A_{sk} / (100 \times d)$:

BÇ-I için 0.004 ten, BÇ-III için 0.0035 ten ve BÇ-IV için 0.003 ten az olamaz.

Donatı aralığı döşeme kalınlığının 1.5 katından ve 20 cm den fazla olamaz.

$s \leq 1.5h$
 $\leq 20 \text{ cm}$ (uzun doğrultuda 25 cm)

Döşeme kenarlarındaki kirişlerin eğilme momentlerinin hesabında üçgen ve yamuk olarak etkiyen döşeme yükleri aşağıdaki bağıntılar kullanılarak eşdeğer düzgün yayılı yüke dönüştürülebilir.

$$\text{Kısa açıklık için, } p_d \ell_{un} / 3 \quad (1.16)$$

$$\text{Uzun açıklık için, } (p_d \ell_{un} / 3)(1.5-0.5/m^2) \quad (1.17)$$

TS-500 de iki doğrultuda çalışan döşemeler için öngörülen koşullar aşağıda özetlenmiştir.

Döşeme kalınlığı :

$\ell_{un} =$ uzun doğrultuda serbest açıklık (cm)
 $f_{yd} =$ döşeme donatısının hesap akma dayanımı (kgf/cm²)

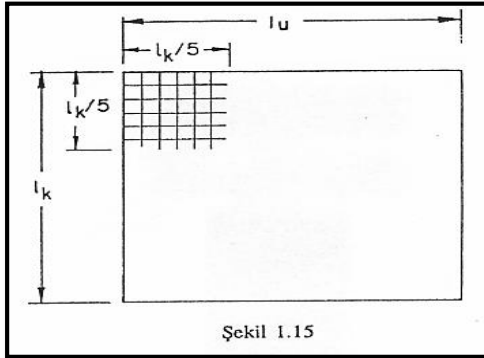
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Kenar kirişlere, ya da komşu döşemelere eğilmeye dayanıklı bir biçimde bağlı olmayan döşemelerin köşelerinde özel burulma donatısı bulundurulmalıdır. Bu donatı, köşeyi içine alan kenarların hiçbirisinin sürekli olmaması durumunda, kenarlara paralel iki kat altta, iki kat üstte yerleştirilir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Donatı çubuklarının uzunlukları küçük açıklığın 1/5 i kadar, her kat donatısının alanı da, hesaplanan en büyük açıklık donatısının 3/4 ü kadar olmalıdır. Köşeyi içine alan kenarlardan birisi üzerinde döşemenin sürekli olması durumunda, sözü edilen donatı %50 azaltılabilir. Köşe donatısı Şekil 1.15 te gösterilmiştir.



Şekil 1.15

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Çizelge 1.6 da kenarın ankastre veya basit mesnetli olmasına göre çeşitli "m" oranları için kısa kenar doğrultusundaki yük dağıtma katsayısı X_k verilmiştir. Pratikte yaklaşık olarak, sürekli kenar ankastre, süreksiz olan da basit mesnet kabul edilebilir.

$$p_x = X_k p_d \quad (1.19)$$

$$p_u = (1 - X_k) p_d \quad (1.20)$$

İki doğrultuda çalışan döşemelerde yükün kısa ve uzun doğrultuda ne oranda aktarıldığı birçok basitleştirici varsayım yapılarak Bölüm 1.2 de irdelenmişti. Bu irdelemeye dayanılarak, kısa ve uzun kenar doğrultularında aktarılan q_k ve q_u çeşitli "m" oranları için bir çizelgede verilmişti. Burada bir adım daha ileri gidilerek çeşitli mesnet koşullarına sahip plaklarda iki doğrultudaki yük dağılımları belirlenecektir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

ÇİZELGE 1.6 ÇİFT DOĞRULTUDA ÇALIŞAN PLAKLARDA x_k KATSAYILARI

m	Dört Kenar Basit Mesnet	Bir Uzun Kenar Ankastre	Bir Kısa Kenar Ankastre	İki Komşu Kenar Ankastre	İki Uzun Kenar Ankastre	İki Kısa Kenar Ankastre	Bir Kısa Kenar Serbest, Üç Kenar Ankastre	Bir Uzun Kenar Serbest, Üç Kenar Ankastre	Dört Kenar Ankastre
1.0	0.500	0.714	0.286	0.500	0.833	0.167	0.667	0.333	0.500
1.1	0.594	0.785	0.269	0.594	0.880	0.226	0.745	0.423	0.594
1.2	0.675	0.838	0.253	0.675	0.912	0.293	0.806	0.509	0.675
1.3	0.741	0.877	0.233	0.741	0.935	0.364	0.851	0.588	0.741
1.4	0.793	0.906	0.206	0.793	0.951	0.434	0.885	0.658	0.793
1.5	0.835	0.927	0.169	0.835	0.962	0.503	0.910	0.717	0.835
1.6	0.868	0.942	0.124	0.868	0.970	0.567	0.929	0.766	0.868
1.7	0.893	0.954	0.077	0.893	0.977	0.626	0.944	0.807	0.893
1.8	0.913	0.963	0.028	0.913	0.981	0.677	0.955	0.840	0.913
1.9	0.929	0.970	0.039	0.929	0.985	0.723	0.963	0.867	0.929
2.0	0.941	0.976	0.065	0.941	0.988	0.762	0.970	0.889	0.941

Not: Bu çizelge Aka, Keskinel ve Arda'nın "Betonarme Yapı Elemanları" kitabından kısaltılarak alınmıştır. Verilen tüm katsayılar kısa kenar doğrultusu içindir.

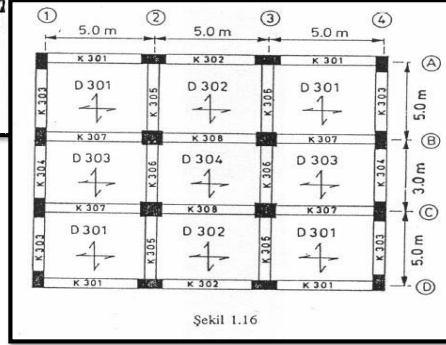
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

ÖRNEK 1.3

- Bilinen :
- Şekil 1.16 da gösterilen döşeme planı (3. kat döşemeleri)
 - Malzeme, BS16 ve BÇ-I
 - $f_{cd} = 110 \text{ kgf/cm}^2$, $f_{yd} = 1910 \text{ kgf/cm}^2$
 - $K_t = 45 \text{ cm}^2/\text{t}$
 - Kiriş gövde genişliği, $b_w = 25 \text{ cm}$ (tüm kirişler)
 - Döşeme kaplaması, mozaik (100 kgf/m^2)
 - Tavan, sıva (2 cm) = 40 kgf/m^2
 - Hareketli yük = 500 kgf/m^2

İstenen : Döşeme kalınlığı ve donatı



Şekil 1.16

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

ÖNTASARIM :

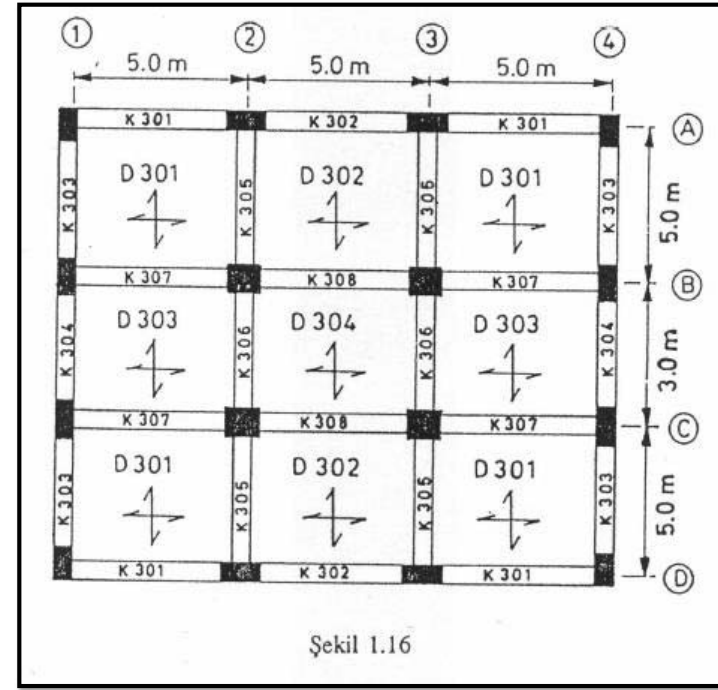
En kritik döşeme, boyutları en büyük olanlar arasında, iki kenarı süreksiz olduğundan, D301 dir.

$$\ell_{in} = \ell_{en} = 500 - 25 = 475 \text{ m}$$

$$m = \ell_u / \ell_k = 1.0 \text{ (iki komşu kenar süreksiz)}$$

$$h \geq \frac{\ell_{in}(800 + 0.07 f_{yd})}{36000 + 5000(m)(1 + \alpha_p)} \geq 8 \text{ cm} \quad (1.18)$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Şekil 1.16

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$\ell_{in} = 475 \text{ cm}, m = 1.0,$$

$$\alpha_p = (4.75 + 4.75) / (4 \times 4.75) = 0.5, f_{yd} = 1910 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{min. } h = 10.2 \text{ cm}$$

Döşemenin $h=12 \text{ cm}$ yapılması uygundur ($d=12-2=10 \text{ cm}$).

Yükler :

Döşeme, 12 cm	290 kgf/m ²
Döşeme kaplaması (şap+halı)	50 kgf/m ²
Tavan sıvastı	40 kgf/m ²
$g =$	380 kgf/m ²
$q =$	500 kgf/m ²

$$p_d = 1.4(0.38) + 1.6(0.5) = 1.33 \text{ t/m}^2 \approx 1.3 \text{ t/m}^2$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İki komşu kenarı süreksiz D301 döşemesi için Çizelge 1.5 ten en büyük moment katsayısının 0.049 olduğu bulunur.

$$\max. M_d = 0.049 p_d \ell_{kn}^2 = 0.049 \times 1.3 (4.75)^2 \times 100 = 144 \text{ t-cm/m}$$

$$K = 100d^2/M_d = 100(10)^2/144 = 69.4 > 45 \text{ tamam}$$

$$D302 \text{ için } \text{Çizelge 1.6 dan } x_k = 0.667$$

$$V_d = (x_k p_d)(0.5\ell_n - d) = 0.667 \times 1.3 (0.5 \times 4.75 - 0.10) = 2.0 \text{ ton}$$

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d = 0.65 \times 9 \times 100 \times 10 / 1000 = 5.85 \text{ ton}$$

$$V_d < V_{cr} \quad \text{Tamam, } h = 12 \text{ cm (d} \approx 10 \text{ cm)}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Döşemenin Sınır Koşulları	Kısa Açıklık Doğrultusunda								Uzun Açıklık Doğrultusunda (m'den bağımsız)
	m=1.0	m=1.1	m=1.2	m=1.2	m=1.4	m=1.5	m=1.75	m=2.0	
1) DÖRT KENAR SÜREKLİ Sürekli Mesnette Açıklıkta	-0.033 +0.025	-0.040 +0.030	-0.045 +0.034	-0.050 +0.038	-0.054 +0.041	-0.059 +0.045	-0.070 +0.053	-0.083 +0.062	-0.033 +0.025
2) BİR KENAR SÜREKSİZ Sürekli Mesnette Açıklıkta	-0.042 +0.031	-0.047 +0.035	-0.053 +0.040	-0.057 +0.043	-0.061 +0.046	-0.065 +0.049	-0.075 +0.056	-0.085 +0.064	-0.042 +0.031
3) İKİ KOMŞU KENAR SÜREKSİZ Sürekli Mesnette Açıklıkta	-0.049 +0.037	-0.056 +0.042	-0.062 +0.047	-0.066 +0.050	-0.070 +0.053	-0.073 +0.055	-0.082 +0.062	-0.090 +0.068	-0.049 +0.037
4) İKİ KISA KENAR SÜREKSİZ Sürekli Mesnette Açıklıkta	-0.056 +0.044	-0.061 +0.046	-0.065 +0.049	-0.069 +0.051	-0.071 +0.053	-0.073 +0.055	-0.077 +0.058	-0.080 +0.060	+0.044
5) İKİ UZUN KENAR SÜREKSİZ Sürekli Mesnette Açıklıkta	-0.044 +0.044	-0.053 +0.053	-0.060 +0.060	-0.065 +0.065	-0.068 +0.068	-0.071 +0.071	-0.077 +0.077	-0.080 +0.080	-0.056 +0.044
6) ÜÇ KENAR SÜREKSİZ Sürekli Mesnette Açıklıkta	-0.058 +0.044	-0.065 +0.049	-0.071 +0.054	-0.077 +0.058	-0.081 +0.061	-0.085 +0.064	-0.092 +0.069	-0.098 +0.074	-0.058 +0.044
7) DÖRT KENAR SÜREKSİZ Açıklıkta	+0.050	+0.057	+0.062	+0.067	+0.071	+0.075	+0.081	+0.083	+0.050

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

KEŞİN TASARIM :

Döşeme kaplaması, sıva v.b. değişmediğinden, hesap yükü olarak öntasarımda bulunan $p_d=1.3 \text{ t/m}^2$ kullanılacak. Döşeme açıklığı fazla olmadığından, kolon şerhii için azaltma yapılmayacaktır.

D301 (h=12 cm)

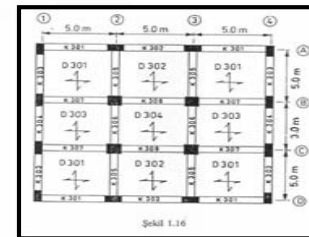
$$d = 10 \text{ cm}$$

$$p_d = 1.3 \text{ t/m}^2$$

$$\ell_{zn} = \ell_{zn} = 4.75 \text{ m}$$

$$m = 1.0$$

iki komşu kenar süreksiz



Çizelge 1.5 ten :

Kısa ve uzun kenar doğrultusunda :

açıklıkta $\alpha = 0.037$

sürekli mesnette $\alpha = 0.049$

süreksiz mesnette $\alpha = 0.037 \times 0.56 = 0.020$

$$+M_d = 0.037 \times 1.3 (4.75)^2 \times 100 = 108.5 \text{ t-cm/m}$$

$$K = 100d^2/M_d = 100(10)^2/108.5 = 92 > K_1$$

$$+A_s = M_d / (f_y d) = 108.5 / (1.91 \times 0.86 \times 10) = 6.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi 10/25 \text{ düz } 3.1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi 12/25 \text{ pilye } 4.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$7.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Açıklıkta donatı aralığı} = 25/2 = 12.5 < 1.5h$$

ÇİZELGE 1.6 ÇİFT DOĞRULTUDA ÇALIŞAN PLAKLARDA x_k KATSAYILARI

m	Dört Kenar Basit Mesnet	Bir Uzun Kenar Ankastr	Bir Kısa Kenar Ankastr	İki Komşu Kenar Ankastr	İki Uzun Kenar Ankastr	İki Kısa Kenar Ankastr	Bir Kısa Kenar Serbest, Üç Kenar Ankastr	Bir Uzun Kenar Serbest, Üç Kenar Ankastr	Dört Kenar Ankastr
1.0	0.500	0.714	0.286	0.500	0.833	0.167	0.667	0.333	0.500
1.1	0.594	0.785	0.369	0.594	0.880	0.226	0.745	0.423	0.594
1.2	0.675	0.838	0.453	0.675	0.912	0.293	0.806	0.509	0.675
1.3	0.741	0.877	0.533	0.741	0.935	0.364	0.851	0.588	0.741
1.4	0.793	0.906	0.606	0.793	0.951	0.434	0.885	0.658	0.793
1.5	0.835	0.927	0.669	0.835	0.962	0.503	0.910	0.717	0.835
1.6	0.868	0.942	0.724	0.868	0.970	0.567	0.929	0.766	0.868
1.7	0.893	0.954	0.770	0.893	0.977	0.626	0.944	0.807	0.893
1.8	0.913	0.963	0.808	0.913	0.981	0.677	0.955	0.840	0.913
1.9	0.929	0.970	0.839	0.929	0.985	0.723	0.963	0.867	0.929
2.0	0.941	0.976	0.865	0.941	0.988	0.762	0.970	0.889	0.941

Not : Bu çizelge Aka, Keskinel ve Arda'nın "Betonarme Yapı Elemanları" kitabından kısaltılarak alınmıştır. Verilen tüm katsayılar kısa kenar doğrultusu içindir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Sürekli kenar :

$$-M_d = 0.020(1.3)(4.75)^2 100 = 58.7 \text{ t-cm/m}$$

$$K > K_t$$

$$-A_s = M_d / (f_{yd} d) = 58.7 / (1.91 \times 0.86 \times 10) = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Mevcut $\phi 12/25$ pilye = $4.5 \text{ cm}^2/\text{m} > 3.6$, tamam.

D302 (h=12 cm)

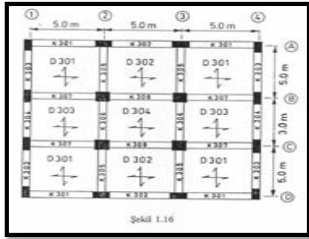
$d = 10 \text{ cm}$
 $p_d = 1.3 \text{ t/m}^2$
 $\ell_{m1} = \ell_{m2} = 4.75 \text{ m}$
 $m = 1.0$
 Bir kenar sürekli

Çizelge 1.5 ten
 Her iki doğrultuda :
 açıklıkta $\alpha = 0.031$
 sürekli mesnette $\alpha = 0.042$
 sürekli mesnette $\alpha = 0.56 \times 0.031$

$$+M_d = 0.031 \times 1.3 (4.75)^2 \times 100 = 91 \text{ t-cm/m}$$

$$K > K_t \quad +A_s = 5.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$\phi 10/25$ düz $3.1 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $\phi 10/25$ pilye $3.1 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $6.2 \text{ cm}^2/\text{m}$



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

D303 (h=12 cm)

$d = 10 \text{ cm}$
 $p_d = 1.3 \text{ t/m}^2$
 $\ell_{m1} = 2.75 \text{ m}$
 $\ell_{m2} = 4.75 \text{ m}$
 $m = 1.67$
 Bir kenar sürekli

Çizelge 1.5 ten :
 $m = 1.67$ olduğundan, $m=1.5$ ve $m=1.75$ arasında enterpolasyon yapılacak.

Kısa doğrultuda :
 Açıklıkta $\alpha = 0.054$
 Sürekli mesnette $\alpha = 0.072$

$$+M_{dk} = 0.054(1.3)(2.75)^2 \times 100 = 53 \text{ t-cm/m}$$

$$K > K_t \text{ (bak D301)}$$

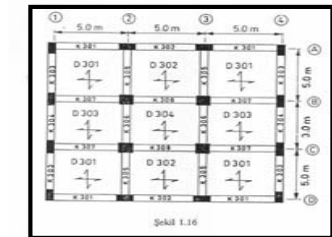
$$+A_{sk} = 53 / (1.91 \times 0.86 \times 10) = 3.2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$\phi 8/25$ düz $2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $\phi 8/25$ pilye $2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $4.0 \text{ cm}^2/\text{m}$

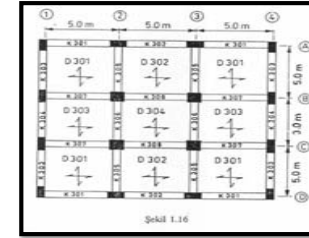
Uzun doğrultuda :
 Açıklıkta $\alpha = 0.031$
 Sürekli mesnette $\alpha = 0.041$
 Sürekli mesnette $\alpha = 0.031 \times 0.56 = 0.017$

$$+M_{dl} = 0.031(1.3)(2.75)^2 \times 100 = 30.5 \text{ t-cm/m}$$

$$K > K_t, \quad +A_{sl} = 1.9 \text{ cm}^2/\text{m}$$



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Sürekli kenar :

$$V_d = x_k p_d (0.5 \ell_{m1} - d)$$

Çizelge 1.6 dan, $x_k = 0.667$

$$V_d = 0.667 \times 1.3 (0.5 \times 4.75 - 10) = 1.97 \approx 2.0 \text{ ton}$$

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b d = 0.65 \times 9 \times 100 \times 10 = 5.9 \text{ ton}$$

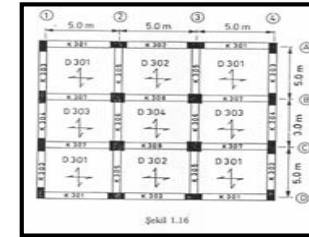
$V_d < V_{cr}$ (Genelde kritik olmaz)

$$-M_d = 0.017(1.3)(4.75)^2 \times 100 = 50 \text{ t-cm/m}$$

$$K > K_t, \quad -A_s = 3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Mevcut $\phi 10/25$ pilye = $3.1 \text{ cm}^2/\text{m} > 3.0$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Sürekli kenar :

$$\text{min. } A_s = 0.002 \times 100 \times 10 = 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$\phi 8/25$ düz $2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $\phi 8/25$ pilye $2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $4.0 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$\alpha = 0.017 < 0.031, \text{ minimum donatı}$$

$$-A_{sl} = 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}. \text{ Mevcut, } \phi 8/25 \text{ (pilye)} = 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

D304 (h=12 cm)

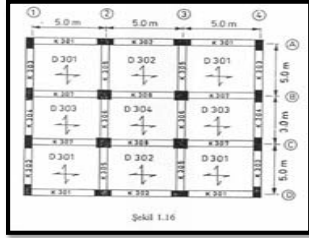
d = 10 cm
 $p_d = 1.3 \text{ t/m}^2$
 $\ell_{kn} = 2.75 \text{ m}$
 $\ell_{iat} = 4.75 \text{ m}$
m = 1.67

Çizelge 1.5 ten (dört kenar sürekli)
Enterpolasyon yapılarak (m = 1.67)
Kısa doğrultuda :
Açıklıkta $\alpha = 0.050$
Mesnette (sürekli) $\alpha = 0.067$

$+M_{tk} = 0.05 \times 1.3 (2.75)^2 \times 100 = 49.2 \text{ t-cm/m}$
 $K > K_e \quad +A_{sk} = 3.0 \text{ cm}^2/\text{m} > \text{min.}$
 $\phi 8/25 \text{ düz} \quad 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $\phi 8/25 \text{ pilye} \quad 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $4.0 \text{ cm}^2/\text{m}$

Uzun doğrultuda :
Açıklıkta $\alpha = 0.025$
Mesnette (sürekli) $\alpha = 0.033$
 $+M_{th} = 0.025 \times 1.3 (2.75)^2 \times 100 = 24.5 \text{ t-cm/m}$
 $K > K_e$
 $+A_{st} = 1.5 \text{ cm}^2/\text{m} < \text{min.} = 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$

$\phi 8/25 \text{ düz} \quad 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $\phi 8/25 \text{ pilye} \quad 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $4.0 \text{ cm}^2/\text{m}$



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

-D301-D303

D301 $\alpha = 0.049$ $-M_d = 0.049 \times 1.3 (4.75)^2 \times 100 = 144 \text{ t-cm/m}$
D303 $\alpha = 0.072$ $-M_d = 0.072 \times 1.3 (2.75)^2 \times 100 = 71 \text{ t-cm/m}$

$71/144 = 0.49 < 0.8$ $144-71 = 73 \text{ t-cm/m} = \Delta M$

ΔM in 2/3 ü plak rijitliklerine orantılı olarak dağıtılacak, $(2/3)73 = 48.7 \text{ t-cm/m}$

Rijitlik D301, $h/\ell = 0.1/4.75 = 0.021$

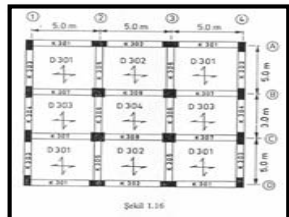
$0.021+0.036 = 0.057$

Rijitlik D303, $h/\ell = 0.1/2.75 = 0.036$

D301 $-M_d = 144-48.7 \times 21/57 = 126 \text{ t-cm/m}$
D303 $-M_d = 71+48.7 \times 36/57 = 102 \text{ t-cm/m}$
 $-M_d = 126 \text{ t-cm/m} \quad K > K_e$
 $-A_s = 126/(1.91 \times 0.86 \times 10) = 7.7 \text{ cm}^2/\text{m}$

Mevcut, D301 den $\phi 12/25$ pilye = $4.5 \text{ cm}^2/\text{m}$
Mevcut D303 den $\phi 8/25$ pilye = $2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $6.5 \text{ cm}^2/\text{m}$

İlave olarak,
üstte (düz) $\phi 8/25$ = $2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $8.5 \text{ cm}^2/\text{m}$



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

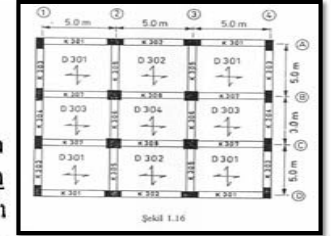
Mesnet Momentleri (sürekli)

-D301-D302

D301 $\alpha = 0.049$ $0.042/0.049 = 0.85 > 0.8$ olduğundan, basit ortalama,
D302 $\alpha = 0.042$ $(0.042+0.049)/2 = 0.046$ alınacak.

$-M_d = 0.046 \times 1.3 (4.75)^2 \times 100 = 135 \text{ t-cm/m}$
 $K = 74 > 45$ tamam
 $-A_s = 8.2 \text{ cm}^2/\text{m}$

Mevcut, D301 den $\phi 12/25$ pilye = $4.5 \text{ cm}^2/\text{m}$
Mevcut, D302 den $\phi 10/25$ pilye = $3.1 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $7.6 \text{ cm}^2/\text{m}$
İlave olarak, üstte (düz) $\phi 8/50$ = $1.0 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $8.6 \text{ cm}^2/\text{m}$



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

-D302-D304

D302 $\alpha = 0.042$ $-M_d = 0.042 \times 1.3 (4.75)^2 \times 100 = 123.5 \text{ t-cm/m}$
D304 $\alpha = 0.072$ $-M_d = 0.072 \times 1.3 (2.75)^2 \times 100 = 71.0 \text{ t-cm/m}$
 $(71/123.5) < 0.8$ $(123.5-71)2/3 = 35 \text{ t-cm/m} = \Delta M$

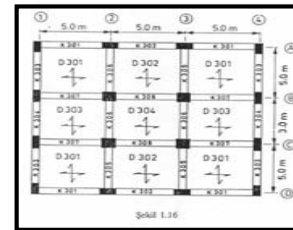
Rijitlik, D302 = 0.021, D304 = 0.036 (bak -D301-D303)

D302 $-M_d = 123.5-(35) 21/57 = 110.5 \text{ t-cm/m}$

D304 $-M_d = 71.0+(35) 36/57 = 93.1 \text{ t-cm/m}$

$-M_d = 110.5 \text{ t-cm/m} \quad K > K_e$
 $-A_s = 6.7 \text{ cm}^2/\text{m}$

Mevcut, D302 $\phi 10/25$ pilye = $3.1 \text{ cm}^2/\text{m}$
Mevcut, D304 $\phi 8/25$ pilye = $2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$
İlave olarak üstte :
(düz) $\phi 8/25$ = $2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $7.1 \text{ cm}^2/\text{m}$



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

-D303-D304

Uzun doğrultuda ($l_{kn} = 2.75$ m)

$$D303 \quad \alpha = 0.041 \quad -M_d = 0.041 \times 1.3(2.75)^2 \times 100 = 40.3 \text{ t-cm/m}$$

$$D304 \quad \alpha = 0.033 \quad -M_d = 0.033 \times 1.3(2.75)^2 \times 100 = 32.5 \text{ t-cm/m}$$

$$32.5/40.3 = 0.8$$

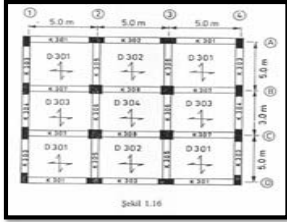
32.5/40.3=0.8 olduğundan, ortalama yeterli
(40.3+32.5)/2 = 36.4 t-cm/m

$$-M_d = 36.4 \quad -A_s = 2.2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Mevcut, D303 } \phi 8/25 \text{ pilye} = 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

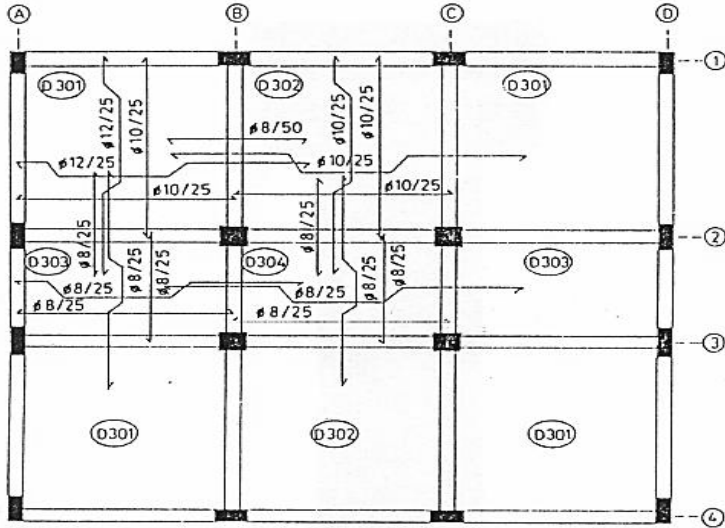
$$\text{Mevcut, D304 } \phi 8/25 \text{ pilye} = 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$4.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Döşeme donatısı Şekil 1.17 de gösterilmiştir.



Tüm döşemelerde, $h = 12$ cm

Şekil 1.17

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Döşemeden K304 Kirişine Aktarılan yük :

Söz konusu kiriş yalnız D303 döşemesinden yük aldığından ve bu kiriş döşemenin kısa kenarında bulunduğundan,

$$p'_d = p_d l_{kn} / 3 = 1.3 \times 2.75 / 3 = 1.2 \text{ t/m}$$

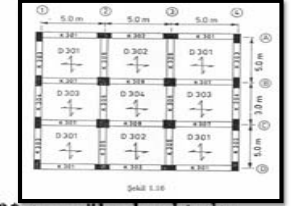
Döşemelerden K307 Kirişine Aktarılan Yük :

Söz konusu kiriş, hem D301 den, hem de D303 ten yük almaktadır.

$$D301, \quad p_d l_{kn} / 3 = 1.3 \times 4.75 / 3 = 2.06 \text{ t/m}$$

$$D303, \quad 1/3(p_d l_{kn}) \times (1.5 - 0.5/\text{m}^2)$$

$$1/3(1.3 \times 2.75) \times (1.5 - 0.5/(1.67)^2) = 1.57 \text{ t/m} \quad p'_d = 3.6 \text{ t/m}$$



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



DÖŞEMELER-3

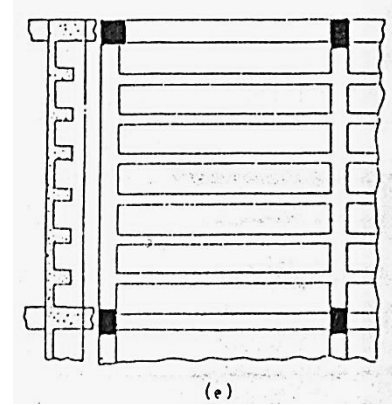
Kaynak: Uğur ERSOY Betonarme - 2 Döşeme ve Temeller

Birçok kez düzgün bir tavan elde etmek amacı ile dişler arasına dolgu malzemesi yerleştirilir. Dolgu malzemesi olarak genelde boşluklu beton briket, boşluklu pişmiş toprak veya benzeri hafif malzeme kullanılır. Dolgu malzemesinin döşemenin taşıma gücüne hiçbir katkısı yoktur. Bu tür dolgulu döşeme ülkemizde yaygın olarak kullanılmakta ve "asmolen döşeme" olarak adlandırılmaktadır. Asmolen döşemenin en büyük avantajı, düz bir tavan sağlaması ve kalıp maliyetini azaltmasıdır.

Dolgu malzemesinin ağırlığı artırması ise bir dezavantajdır. Ülkemizde mimari nedenlerle, dişleri taşıyan kirişler de asmolen döşeme derinliğinde tutulmakta ve böylece aşağıdan bakıldığında kirişsiz döşeme izlenimi verilmektedir. Mimari açıdan avantajı açık olan bu sistem garip boyutlarda kirişlerin oluşmasına yol açmaktadır.



TEK DOĞRULTUDA ÇALIŞAN DIŞLI DÖŞEMELER



Bu tür döşemeler yan yana, sık yerleştirilmiş kirişlerden ve ince bir tabladan oluşurlar. Ülkemizde dişli döşeme, "nervürlü döşeme" olarak da adlandırılırlar.

Döşemedeki dişler üstteki tabla ile birlikte döküldüklerinde bu iki eleman birlikte çalışacağından, kesit hesabı tablalı kirişle özdeş olur. Bu tür döşemelerde çok sayıda diş nedeni ile kalıp maliyeti çok yükselebilir. Bu nedenle bu tür döşemelerin çok sayıda olduğu inşaatlarda çelik kalıp kullanmak ekonomik olabilir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Örneğin kiriş derinliği 33 cm iken, kiriş genişliği 200 cm olabilmektedir. Özel önlem alınmadığı takdirde rijitliği az olan bu kirişler nedeniyle depremde katlar arası yanılma çok büyümekte ve kolonlara çok büyük ikinci mertebeli momentler aktarılmaktadır.

1967 Adapazarı depreminde birçok asmolen bina bu nedenle yıkılmıştır. Bu tür uygulamalarda alınması gereken önlem, tüm yatay yükü alabilecek kapasitede perde duvar yerleştirmektir. (her iki yönde).

Dişli döşemelerde açıklıklar büyük olduğunda, asal dişlere dik doğrultuda enine diş veya dişler oluşturulur.

Enine dişlerin işlevi, yöresel yüklemelerde yük dağılımını sağlamak ve yanal rijitliği arttırmaktır. Diş dik yönde yerleştirilen bölme duvarların altına enine diş yapmak da oldukça yaygın bir uygulamadır.

TS-500 de dişli döşemeler için verilen sınırlamalar aşağıda özetlenmiştir.

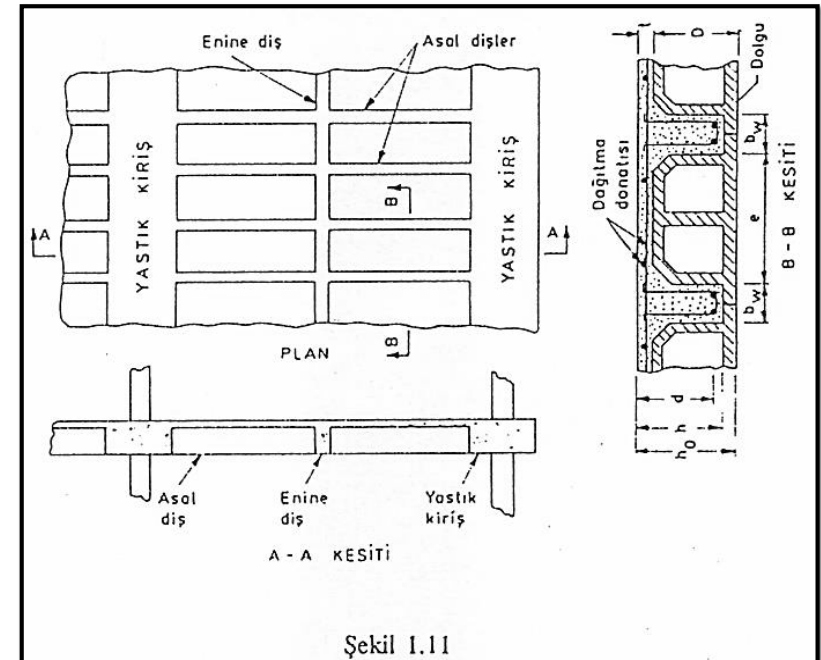
- Dişler arasındaki serbest uzaklık 70 cm den fazla olamaz (Şekil 1.11 de, $e \leq 70\text{cm}$).
- Tabla kalınlığı (Şekil 1.11 de, t) aşağıda verilenlerden az olamaz. $t \geq e/10$
 $\geq 5\text{ cm}$
- Diş genişliği (Şekil 1.11 de, b_w)
 $b_w \geq 10\text{ cm}$
- Enine diş
 $4\text{ m} \leq l_n \leq 7\text{ m}$ 1 diş
 $l_n > 7\text{ m}$ 2 diş

Enine dişlerin boyutları ve donatısı en az asal dişlerdekine eşit olmalıdır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

- Her dişte en az bir veya tercihan 2 çubuk bulundurulmalıdır. İki çubuk olduğu durumlarda bunlardan birisi pilye yapılabilir.
- Dişlerde açıklık boyunca en az $\phi 6/20\text{ cm}$ etriye bulundurulmalıdır ($\phi 6$ artık pek bulunmadığından, $\phi 8/30\text{ cm}$ kullanılabilir).
- Dişlerin üstündeki betonarme plakta her iki doğrultuda dağıtma donatısı bulundurulmalıdır. Bu donatının herbir doğrultudaki oranı 0.001 den az olmamalıdır (oran = dağıtma donatısı/100t).
- Diş derinliği basit mesnetli, tek açıklıklı dişli döşemelerde $l_n/18$ den, süreklilerde $l_n/20$ den ve konsollarda $l_n/8$ den az olmamalıdır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Şekil 1.11



Dişli döşemeler noktasal ve şeritsel yükleri (bölme duvar gibi) taşımak için uygun bir sistemdir. Dişlere dik yöndeki şeritsel yükler her bir diş üzerinde noktasal yük olarak dikkate alınır. Bu tür yükün büyüklüğü fazla olduğunda, yük ekseninde bir enine diş yapılması uygun olur.

Bir diş üzerine gelen noktasal veya şeritsel yüklerin taşınmasına komşu dişler de yardımcı olur. Yükün komşu dişler tarafından paylaşılma yüzdesi birçok değişkene bağlıdır.

Bu değişkenlerden en önemli olanlar, plak kalınlığı ve o yöreye yakın enine bir dişin bulunup bulunmamasıdır.



Dişli döşemelerde boşluk bırakmak kolaydır. Küçük boşluklar aradaki tabla kaldırılarak yapılabilir ve hiçbir önlem gerekmez. Daha büyük boşluklar için o yöredeki dişlerden biri kaldırılabilir. Dişlerin sık olması nedeni ile uyum kolay olacağından, bu bir sakınca yaratmaz.

Dişli döşemeler serbestçe dönebilen mesnetlere oturan sürekli kiriş gibi hesaplanabilir. Tek doğrultuda çalışan plak döşemelerde olduğu gibi, iki komşu açıklığın birbirinden fazla farklı olmadığı ($I_1 / I_2 \geq 0.8$) ve hareketli yükün kalıcı yüke oranının 2.0 yi geçmediği durumlarda daha önce verilen moment katsayıları kullanılabilir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Açıklıktaki kesit tablalı, mesnetteki ise dikdörtgen olarak dikkate alınmaktadır. Tabla genişliği olarak iki diş merkezi arasındaki uzaklığın alınması uygun olacaktır.

Ön tasarım yapılırken mesnetteki kesit çift donatılı olarak boyutlandırılmamalıdır. Başka bir deyişle, ön tasarımda K'_0 değil, K_1 kullanılmalıdır.

Dişler genelde kirişlere oturduğuna göre, kirişler serbestçe dönebilen mesnet varsayılmaktadır. Doğal olarak bu tam doğru değildir. Hesaplanan negatif momentler mesnet ortasındaki, başka bir deyişle kiriş eksenindeki momentlerdir. Hesap mesnet momenti olarak kiriş yüzündeki momentin temel alınması uygun olacaktır.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Mesnet ortasındaki momenti mesnet yüzündeki momente indirmek için bu moment $\Delta M_d = V_d(a)/3$ kadar azaltılmalıdır.

V_d mesnet yüzündeki hesap kesme kuvveti, a ise diş mesnet oluşturan kirişin gövde genişliğidir.

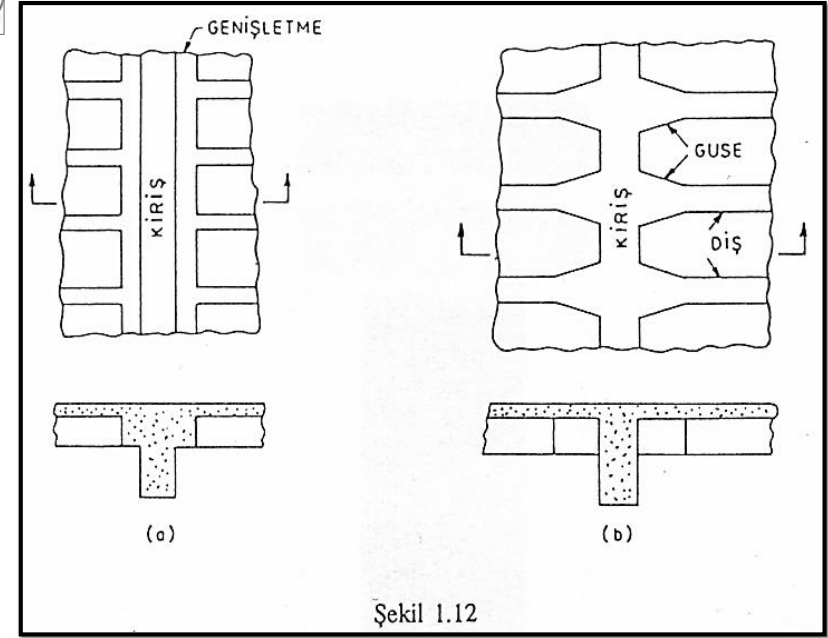
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR–Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Dişli döşemelerde en büyük hesap kesme kuvveti V_d nin çatlama dayanımını aşmaması tercih edilmelidir ($V_d < V_{cr}$). Ancak bu zorunlu bir koşul değildir.

($V_d > V_{cr}$) olduğu durumlarda TS-500 de kirişlerin kesme dayanımı için öngörülen tüm koşullara uyulmalı ve $V_d \leq 0.1f_{cd}b_wd$ olmalıdır.

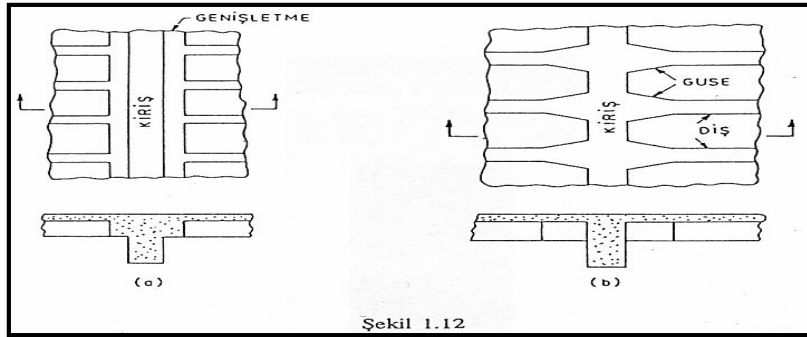
Mesnette bu koşul sağlanmıyorsa ve mimari nedenlerle diş derinliği arttırılamıyorsa, dişler mesnetten belirli bir uzaklığa kadar genişletilebilir. Doğal olarak bu genişletme dişleri moment açısından da rahatlatır (negatif moment).



Şekil 1.12

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Şekil 1.12

Diş genişletmesi Şekil 1.12(a) da gösterildiği gibi, mesnet kirişi açıklığı boyunca yapılabileceği gibi, Şekil 1.12(b) de gösterildiği gibi yalnız dişlere rastlayan yerde de yapılabilir.

Bu durumda diş genişletmesi şekilde gösterildiği biçimde, planda guse oluşturularak yapılabileceği gibi, dikdörtgen olarak da yapılabilir. Dolgulu döşemelerde (asmolen) genişletme nedeniyle dolgu malzemesi boyutları özel olması gerektiğinden sorun çıkabilir.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

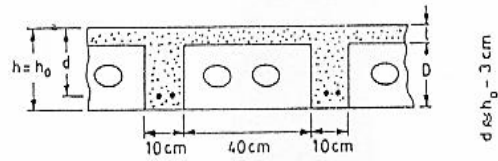
Dolgulu dişli döşemelerin (asmolen) ağırlık ve diğer özelliklerini gösteren üç çizelge, (Çizelge 1.2-1.4) aşağıda verilmiştir.

ÇİZELGE 1.2
HAFİF BETON BLOK DOLGULU DIŞLI DÖŞEME

D (cm)	t=5 cm		t=7 cm	
	h_0 (cm)	Toplam Ağırlık (t/m ²)	h_0 (cm)	Toplam Ağırlık (t/m ²)
12	17	0.250	19	0.300
14	19	0.265	21	0.315
16	21	0.285	23	0.335
18	23	0.300	25	0.350
20	25	0.320	27	0.370
22	27	0.340	29	0.390
25	30	0.360	32	0.410
28	33	0.375	35	0.425
32	37	0.410	39	0.460

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

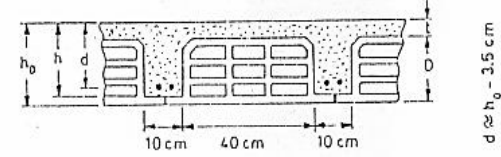
ÇİZELGE 1.3



D (cm)	t = 5 cm		t = 7 cm	
	h ₀ (cm)	Toplam Ağırlık (t/m ²)	h ₀ (cm)	Toplam Ağırlık (t/m ²)
20	25	0.280	27	0.325
22	27	0.300	29	0.345
24	29	0.320	31	0.365
26	31	0.340	33	0.385
28	33	0.360	35	0.405
30	35	0.380	37	0.425

ÇİZELGE 1.4

PİŞMİŞ TOPRAK BLOK DOLGULU DIŞLI DÖŞEME



D (cm)	t=5cm		t=7cm	
	h ₀ (cm)	Toplam Ağırlık (t/m ²)	h ₀ (cm)	Toplam Ağırlık (t/m ²)
16	21	0.185	23	0.230
18	23	0.200	25	0.250
20	25	0.215	27	0.265
23	28	0.225	30	0.270
25	30	0.230	32	0.280
30	35	0.240	37	0.290

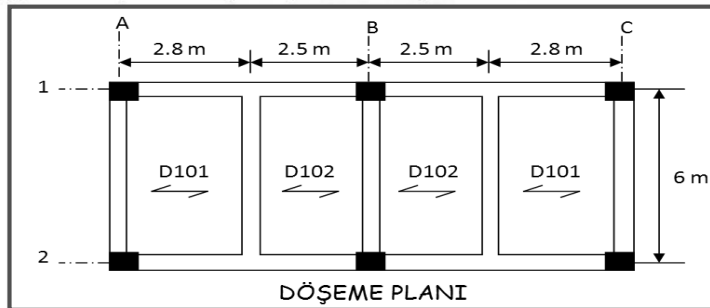
İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

ÖRNEK 1.2

Bilinen : Şekil 1.8 de gösterilen plan. İki kolon arasında çevre kirişlerine oturan kirişler kaldırılmış, böylece döşeme AB ve BC aksları arasında oluşan iki açıklığa indirgenmiştir. Döşeme, doğu-batı doğrultusunda uzanan dışlardan oluşmakta, dış aralarına hafif beton dolgu yerleştirilmektedir (asmolen). Düz tavan elde edebilmek için, B aksındaki kiriş asmolen derinliğinde yapılmakta, genişliği 100 cm ye çıkarılmaktadır. Çevre kirişlerin genişliği Örnek 1.1 de olduğu gibi 25 cm dir. Kullanılan malzeme BS16 ve BÇ-I dir.

İstenen : Dişli döşemelerin boyutları ve donatısı.



İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

ÖNTASARIM :

$$\ell_n = 530 - 12.5 - 50 = 468 \text{ cm} \quad \text{min. } h = \ell_n / 20 = 23.4$$

$$h_0 = h + 2.5 \text{ cm} \approx 25.9 \text{ cm}$$

$$h_0 = 30 \text{ alınacak. } D = 25 \text{ cm, } d = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$$

30 cm lik beton blok	
dişli döşeme (Çizelge 1.2)	0.360 t/m ²
Karo mozaik (bak, Örnek 1.1)	0.050 t/m ²
Harç (bak, Örnek 1.1)	0.060 t/m ²
Tavan sıvası (bak, Örnek 1.1)	0.040 t/m ²

$$g = 0.510 \text{ t/m}^2$$

$$q = 0.200 \text{ t/m}^2$$

$$p_d = 1.4(0.51) + 1.6(0.20) = 1.03 \text{ t/m}^2 \approx 1.0 \text{ t/m}^2$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

En kritik moment B aksında oluşan negatif momenttir. Dişli döşemenin kirişlere serbestçe oturduğu (mafsal) varsayıldığından, kenar mesnetlerde moment sıfırdır.

İki açıklık eşit olduğundan ve hareketli yük kalıcı yükün iki katından fazla olmadığından, yaklaşık moment katsayıları kullanılabilir.

$$-M_d = (1/8) p_d l^2 = (1/8) 1.0 (5.3)^2 \times 100 = 351 \text{ t-cm/m} \quad 3.51 \text{ kN-m/m}$$

$$l_n = 4.68 \text{ m} \approx 4.7 \text{ m}$$

$$V_d = p_d l_n / 2 = 1.0 \times 4.7 / 2 = 2.35 \text{ ton/m} \quad 23.5 \text{ kN/m}$$

$$\Delta M = V_d (a) / 3 = 2.35 \times 100 / 3 = 78 \text{ t-cm/m} \quad 0.78 \text{ kN-m/m}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d = 0.65 \times 9 \times 10 \times 25 = 1460 \text{ kgf} \quad 14.6 \text{ kN}$$

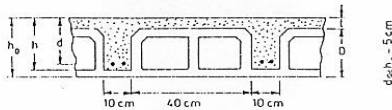
$$V_{cr} = 1.46 \text{ ton} \quad 14.6 \text{ kN}$$

$$V_d < V_{cr} \text{ (tamam)*}$$

Bu durumda $h_o = 30 \text{ cm}$ lik asfölenin kullanılması önerilecektir (Çizelge 1.2).

ÇİZELGE 1.2

HAFİF BETON BLOK DOLGULU DIŞLI DÖŞEME



D (cm)	t=5 cm		t=7 cm	
	h_o (cm)	Toplam Ağırlık (t/m^2)	h_o (cm)	Toplam Ağırlık (t/m^2)
12	17	0.250	19	0.300
14	19	0.265	21	0.315
16	21	0.285	23	0.335
18	23	0.300	25	0.350
20	25	0.320	27	0.370
22	27	0.340	29	0.390
25	30	0.360	32	0.410
28	33	0.375	35	0.425
32	37	0.410	39	0.460

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Mesnet yüzünde, $M_d = 351 - 78 = 273 \text{ t-cm/m}$. Bulunan moment 1 m. genişlik içindir. Diş aralığı (merkezden merkeze) 50 cm olduğundan, her bir dişe düşen moment bunun yarısı olacaktır.

$$\text{Her bir dişte, } M_d = 273/2 = 137 \text{ t-cm} \quad 1.37 \text{ kN-m}$$

$$K_f = 45 \text{ cm}^2/\text{t} \quad b_w d^2 = K_f M_d = 45 \times 137 = 6165 \text{ cm}^3$$

$$b_w = 10 \text{ cm} \quad d = 24.8 \text{ cm}, \quad h_o = 24.8 + 5 = 29.8 \text{ cm}$$

Kesme kuvveti hesaplanırken bir sınırdaki kenar, diğerinde iç mesnet söz konusu olduğundan, bu mesnetlerdeki momentlerin farklı olacağı dikkate alınarak, kesme kuvveti 1.15 ile çarpılarak büyütülecektir.

Bir diş için,

$$V_d = (1.15 p_d l_n / 2) 0.5$$

$$V_d = (1.15 \times 1.0 \times 4.7 / 2) 0.5 = 1.35 \text{ ton} \quad 13.5 \text{ kN}$$

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

KESİN TASARIM :

Doğu-batı doğrultusunda uzanan dişlerden oluşan döşeme Şekil 1.8'deki ara kirişler kaldırıldığından, iki eşit açıklıktan oluşacaktır (A-B ve B-C eksenleri arasında). İki açıklık, yük, açıklık ve sınır koşulları açısından aynı olduğundan, her ikisine de aynı numara verilecektir, N101.

Ön tasarımda yük hesaplanırken alınan döşeme derinliği, döşeme kaplaması ve tavan sıvası değişmediğinden, o aşamada hesaplanmış olan $p_d = 1.0 \text{ t/m}^2$ aynen kullanılabilir.

Bir dişe düşen, $p_d = 1.0/2 = 0.5 \text{ t/m}$. İki açıklık eşit olduğundan ve hareketli yük kalıcı yükün iki katından az olduğundan, kesin tasarım aşamasında da moment katsayılarının kullanılmasında bir sakınca yoktur.

İMZ-304 Betonarme 2 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

