

151
97

Fizi Xaude
YILDIZ UNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

mm/85

**PREFABRİK BÜYÜK PANEL İNŞAATLARININ
DEPREM BAKIMINDAN ETÜDÜ VE DONATIM
TERTİPLERİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
SAEED AİNECHİ**

İSTANBUL 1986

YILDIZ ÜNİVERSİTESİ
GENEL KİTAPLIĞI

Kot : R. 151
Alındığı Yer : Fen Bil. Ens. 97
Tarih : 2.10.1986
Fatura :
Fiatı : 1000 TL.
Ayniyat No : 1/4
Kayıt No : 44370
UDC :
Ek :

+

YILDIZ ÜNİVERSİTESİ
D.B. No. 42181

XCOMP.

YILDIZ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

PREFABRİK BÜYÜK PANEL İNŞAATLARININ
DEPREM BAKIMINDAN ETÜDÜ VE DONATIM
TERTİPLERİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

SAEED AİNECHİ



İSTANBUL 1986

Araştırma konusu vererek çalışmayı titizlikle yöneten ve hiç bir yardımı esirgemeyen, Yıldız Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölüm Başkanı sayın hocam, Prof. Dr. Hüseyin Celâsun 'a sonsuz teşekkürü bir borç bilirim.

İlgi ve yardımlarından dolayı İ.T.Ü. Deprem Bölüm başkanı Prof. Dr. Rifat Yarar 'a teşekkür ederim.

İnşaat mühendisliği yüksek lisans derecesi için gerekli çalışmanın bir kısmı olarak hazırlanan bu tez Yıldız Üniversitesi inşaat mühendisliği bölümüne sunulmuştur.

1986/1/23

Sunan: _____
Saeed Ainechi

Onaylayanlar: _____
Pro.Dr.Hüseyin Celâsun

IÇİNDEKİLER

	Sayfa
ÖZET	i
SUMMARY	ii
SEMBOLLER	iii
BÖLÜM (1) :Giriş	1
BÖLÜM (2) :Yatay kuvvetlere maruz boşluklu perdeler için literatür araştırması	4
BÖLÜM (3) :Hesaplamalar	11
A-Data	11
B-Bina ağırlık hesabı	12
C-Taban kesme kuvvet hesabı	12
D-Kat kesme kuvvet hesabı	12
E-Perde duvarlarının alan ve atalet moment hesabı	13
F-Perde duvarlarının birim deplasman hesabı	13
G-Perde duvarlarının rijitlik ve kesme kuvvet dağılım faktörünün hesapları	14
H-Panelleri üzerine yanal deprem kuvvetlerinin hesabı	14
I-Beşinci kattaki panellerinin deplasman hesabı	14
J-Panellerin eksentrisitesi	15
K-Beş eksenindeki $SW_{7,1}$, $SW_{7,2}$, $SW_{8,1}$, $SW_{8,2}$ 'nin moment hesapları	16
K1- K_{sh} hesabı	16
K2- γ hesabı	16
K3- i_L ve r hesapları	17

	Sayfa
K4- C_2 hesabı	17
K5- K hesabı	17
K6- K , K_d hesapları	18
K6- V^2, V hesapları	18
K8- λ, λ^*, χ hesapları	18
K9- $SW_{7,1}, SW_{7,2}, SW_{8,1}, SW_{8,2}$ üzerlerindeki P_0 hesabı	19
K10- Ust kat deplasman hesabı	19
K11- Her kattaki panel momentlerinin hesapları	20
L-Bağ kirişlerinin kesme kuvvetleri hesabı	20
M-Eski yöntemde, perde donatı hesabı (SW_7, SW_8)	21
M1- SW_7 üzerindeki düşey yük hesabı	21
M2- SW_7 üzerindeki perde eksenel yük kapasitesi	21
M3- SW_7 deki kayma mukavemet hesabı	22
M4- SW_8 üzerindeki düşey yük hesabı	23
M5- SW_8 üzerindeki perde eksenel yük kapasitesi	23
M6- SW_8 deki kayma mukavemet hesabı	24
N-Yeni yöntemde, perde donatı hesabı	24
N1- $SW_{8,1}, SW_{8,2}, SW_{7,1}, SW_{7,2}$ üzerlerindeki düşey yük hesabı	25
N2- Perdelerin eksenel yük kapasiteleri	25
N3- $SW_{8,1}, SW_{8,2}, SW_{7,1}, SW_{7,2}$ deki kayma mukavemet hesapları	25
O-Donatısız beton duvar panelleri	26
P-Düğümlerdeki kayma mukavemeti	27
Q-İki yönteme göre bulunan perde donatısının karşılaştırılması	28

R-Bağ kirişlerinin eğilmeye karşı donatı hesabı	29
S-Bağ kirişlerinin etriye hesabı	30
T-İki yöntemin donatı maliyeti bakımından değerlendirmesi	31
BÖLÜM (4) :Bilgisayar programı	33
BÖLÜM (5) :Tablolar	41
BÖLÜM (6) :Şekiller	52
Sonuç	60
Referanslar	61
Bibliyografi	63
Özgeçmiş	65

ÖZET

Bu tezde, bir prefabrik yapıda, duvar panelinin donatısı, yanal deprem kuvvetine karşı, iki ayrı yöntem ile hesaplanmıştır. Her iki yöntemde, aynı yanal kuvvetler, düşey duvar panellere dağıtılmıştır.

İlk yöntem, klasik çözüm metodudur.

İkinci yöntem ise, boşluklu perde duvarı sistemidir. Bu yöntemde, klasik metodu, boşluklu perde duvar sistemine dönüştürülerek, duvar panelinin boyu % 30 azaltılmış, döşeme seviyelerine bağ kirişleri yerleştirilmiştir. Sistemdeki perde duvar boşluklarına, düşey taşıyıcı olarak donatısız beton duvar konulmuştur. Statik hesaplamalar hazırlanan bilgisayar program ile yapılmıştır.

Her iki yöntemdeki donatı masrafları karşılaştırılmıştır.

SUMMARY

To find an economical way in reinforcement consumption without reducing the strength of the overall structure, a combination of reinforced concrete shearwall and plain concrete wall (without reinforcement) has been considered in this study. In another word, reinforced concrete shearwall and plain concrete walls are setted next to each other alternately. Lintels have been placed on each story level between the adjacent reinforced concrete shearwalls in order to convey the lateral earthquake load to the reinforced concrete shearwalls without causing the failure of the plain concrete walls.

Reinforced concrete shearwalls and lintels are designed for the lateral earthquake forces and some portion of the vertical loads. The other portion of the vertical load will be carried by the plain concrete walls.

SEMBOLLER

- A_f - kat alanı
 A_g - beton kesit alanı
 A_L - sol 'daki perdenin kesit alanı
 A_R - sağ 'daki perdenin kesit alanı
 A_{sw} perde duvar kesit alanı
 A_v - s mesafesindeki etriye kesit alanı
 A_w - toplam duvar kesit alanı
 a - perdelerin eksenleri arasındaki mesafe
 a_o - boşluk açıklığı
 \bar{b} - bağ kiriş eni
 b - kenar perdelerin eksenleri arasındaki uzunluk
 C_2 - kayma rijitliği
 d - bağ kirişinin kesit yüksekliği
 e - eksantrisite
 E_c - beton elastisite modülü
 F - taban kesme kuvveti
 f'_c - beton basınç mukavemeti
 f_y - demir mukavemeti
 G - sabit yük
 H - bina yüksekliği
 h - kat yüksekliği
 h_f - döşeme kalınlığı
 h_w - duvar kalınlığı
 I_L - bağ kirişinin atalet momenti
 I_{sw} - perde duvarının atalet momenti

- i_L - bağ kiriş redörü
 K - perdelerin toplam eğilme rijitliği
 K_o - çerçeve eğilme rijitliği
 K_d - toplam eğilme rijitliği
 K_{sh} bağ kirişinin kayma şekil değişim katsayısı
 K_{sw} perde duvar rijitliği
 L_c - perde duvar yüksekliği
 L_w - perde duvar uzunluğu
 M_e - eksantrisite momenti
 M_p - perde eğilme momenti
 M_u - dış yükten doğan moment
 M_L - bağ kirişin eğilme momenti
 N - aksenal yük
 P_o - yanal deprem kuvveti
 P_{nw} perde aksenal yük kapasitesi
 Q - hareketli yük
 R - kesme kuvvet dağılım faktörü
 r - bağ kirişlerinin toplam redörü
 S - etriye aralığı
 SW - perde duvar
 T_{Lin} bağ kirişinin kesme kuvveti
 V_c - beton kesme kuvvet mukavemeti
 V_u - dış yükten doğan kesme kuvvet
 δ - a/a oranı
 δ - en üst kat deplasmanı
 δ_o - birim deplasmanı
 $\frac{I}{h}$ - dişey donatı kesit alanının, yatay beton kesit alanına oranıtısı

ρ - yatay donatı kesit alanının, düşey beton kesit alanına orantısı

ν - katsayı

γ_c - beton birim ağırlığı

σ_c beton çekme mukavemeti

α katsayı

λ - rijitlik karakteristiği

λ^* katsayı

B Ö L Ü M (1)

GİRİŞ

İkinci Dünya savaşının yarattığı çevre tahribatı büyük zararlar verdi.Savaş sonrasında yapıların tekrar düzenlenip inşa edilerek oturulabilir hale getirilmesi mecburiyeti ile karşıkârşıya kalındı.Klâsik inşaat metodları ile binaların tekrar yapılması zaman bakımından artık ihtiyaçları zor karşılayabilecekti.Bu sebeple,prefabrik yapılar ilk kez önerildi.Yerinde dökülen betonarme sistemleri yerine,prefabrik yapı elemanları üretildi,bu elemanlar,kolon,kiriş,prefabrik duvar gibi parça döküm malzemeleri halinde,inşaat sahası içerisinde birbirlerine takılarak kullanılmaya başlandı.Zamanla binaların büyük panel elemanları ile kısa sürede yapılması daha çok tercih edilir hale geldi.

Büyük beton paneller,dikey-yatay doğrultularda konularak dizayn edilir.Bu tip yapılarda,düşey duvar panelleri üzerlerindeki yükleri temele taşırlar.

Büyük panelli yapılar ilk olarak Avrupa da ortaya çıktı,Türkiye 'de de son yıllarda yapılmaya başlandı,bu uygulama özellikle toplu konut inşaatları gibi büyük projelerde amaca uygundur.

Büyük panelli prefabrik yapıların üretim maliyeti, eski yapılar sitiline göre bazı faktörlere bağlı olmak

şartı ile %5-%15 daha ucuzdur. Bu faktörler, aynı tip malzemelerin çok ve devamlı talebi, yapıların büyük hacimli olması, inşaatın kısa sürede tamamlanması vb. durumlara bağlıdır.

Prefabrik yapılar kısmen veya tamamıyla prefabrik yapım elemanlarından meydana gelir. Prefabrik yapıların üstünlüğü, inşaatın süratle tamamlanması ve prefabrik yapım elemanlarının kalite kontrollerinin klasik tarza göre çok daha iyi olmasındandır.

Fakat asıl mesele, prefabrik yapıları hem depreme dayanıklı hem de ekonomik bir şekilde dizayn edebilmektir.

ACI koduna göre, çerçeve sistem binalarının perde duvarlarındaki demir miktarı, kesit alanının %0.25'i olmalıdır. Büyük panel prefabrik yapılarda ise düşey elemanlarının tümü perde duvarı olduğundan kesit alanında yine aynı miktarda demir kullanımı gerekir, fakat bir bakışta ekonomik olmadığı anlaşılır.

Bu çalışmada, beş katlı büyük panel bir bina göz önüne alınmıştır. (Y) yönündeki yanal deprem kuvveti hesaplanmıştır. Toplam yanal kuvvetler, (Y) yönündeki düşey panellere dağıtılmıştır. Sonra, bina iki değişik yöntemle ele alınmıştır:

a) Bu yöntemde, düşey elemanlar duvar olarak ve yatay elemanlar döşeme olarak ele alınmış, hesaplarda kolaylık olsun diye sadece (5) numaralı eksendeki (SW₇) ve (SW₈) paneli göz önüne alınıp, bu panellerdeki demir masrafları hesaplanmıştır.

b)Yeni yöntemde,(5) ekseninin düşey panelinin %30'u dik-
kate alınmamıştır.Başka bir deyişle,(SW₇)'nin orta kıs-
mının (1) metresi ve (SW₈)'in orta kısmının (0.93)metresi
ihmal edilmiştir.(SW₇) ve (SW₈) yerine (SW_{7,1}),(SW_{7,2}),
(SW_{8,1}) ve (SW_{8,2}) tanımlanmıştır.

Tanımlanan panellerin arasındaki döşeme seviyelerine bağ
kirişleri yerleştirilmiştir.Bağ kirişlerinin kullanılma-
sındaki amaç,ihmal edilen duvarlardan kaybedilen rijitliği
tekrar elde edebilmektir.Bu sebeple üç açıklıklı ve dört
perde duvar düzenlenmiştir.

Bağ.kirişleri ve döşemeler beraberce fabrikada dökü-
lür.Bağ kirişlerinin eni üç kısımdan meydana gelir.

Bağ kirişinin sağ 6 cm.'lik kısmı sağ döşemeden,sol 6 cm.
lik kısmı sol döşemeden oluşur.4 cm.'lik orta kısımdaki
beton ise inşaat sahasında dökülür.Böylece bağ kirişinin
toplam eni 16 cm.olur.

Bağ kirişlerinin donatı hesabı maksimum yüklere göre he-
saplanmıştır.Bu tezin sonunda iki farklı yöntemle sarf
edilen demir miktarı karşılaştırılmıştır.

B Ö L Ü M (2)

Yatay Kuvvetlere Maruz Boşluklu Perdeler İçin Literatür
Araştırması

Boşluklu bir perde çok katlı çerçeve olarak düşünülürse., bu durumda perdelerin rijitlikleri bağlantı kirişinkine nazaran çok büyük olmasından çerçevenin C_2 rijitliğine ait:

$$C_2 = \frac{12}{L \left(\frac{1}{S} - \frac{1}{r} \right)} \quad (1)$$

bağıntısında $\frac{1}{S}$ lerini $\frac{1}{r}$ nin yanında atılmakla boşluklu berdenin kayma rijitiği:

$$C_2 = \frac{12r}{L} \quad (2)$$

olarak alınacaktır. Burada aynı kattaki bağlantı kirişi birden fazla ise:

$$r = \sum i_r \quad (3)$$

yazılacaktır.

Bağlantı kirişin $K_L = \frac{EI}{L}$ eğilme rijitliği, açıklık boyunca sonlu bir değer almakta, perdelerin içinde ise sonsuz rijit olmaktadır. Bu takdirde boşluk açıklığı a , perde eksenleri arasındaki uzunluk, a olmak üzere $a/a_0 = \delta$ bağlantı kirişin redörü:

$$i_L = \frac{K_L}{a K_{sh}} \delta^3 \quad (4)$$

olacaktır.

Burada K_{sh} katsayısı bağlantı kirişinin kayma şekil

değişimini belirtmektedir.

$$K_{sh} = 1 + 2.4 \frac{h}{a_0}$$

h- bağlantı kirişinin kesit yüksekliğidir

Perdenin toplam eğilme rijitliği $K = \sum K_j$ olarak alınacaktır. K_j her bir perdenin eğilme rijitliğidir.

Düşey perde sisteminin eksensel yerdeğiştirmeleri göz önüne alan K_0 eğilme rijitliği:

$$K_0 = \frac{E_c A_c \bar{b}^2}{1 + \frac{A_c}{A_r}}$$

bağıntısından hesaplanır. \bar{b} uzunluğu kenar perdelerin eksenleri arasındaki uzunluklar şekil .2.4

Genel diferansiyel denkleminde:

$$S_2^2 W'''' - W'' - \frac{\nu^2 - 1}{\nu^2} M_0 - S_2^2 P = 0 \quad (10)$$

linier karakteristiği: $S_2 = \sqrt{\frac{K}{\nu^2 C_2}} \quad (11)$

$$\nu^2 = 1 + \frac{K}{K_0} \quad (12)$$

ve bu diferansiyel denkleminin çözümünde:

$$W = A_1 + A_2 S_2 \varphi + A_3 \cosh \varphi + A_4 \sinh \varphi - \frac{P S_2^4 \varphi^2}{2 \nu^2} + \frac{P S_2^4 \lambda^4 (\nu - 1)}{2 \nu^2} \times \left(\frac{\xi^2}{2} - \frac{\xi^3}{3} + \frac{\xi^4}{12} \right) \quad \varphi = \frac{x}{S_2} \quad (13)$$

geçen ve perdeli çerçeveler için kullanılan sınır şartları boşluklu perdeler için de aynen geçerlidir. Bu nedenle boşluklu perdelerin hesabında yerdeğiştirme için:

$$W = \frac{P S_2^4}{\nu^2} \left[\lambda \varphi - \frac{\varphi^2}{2} + x \cosh \varphi - \lambda \sinh \varphi - x + \frac{(\nu^2 - 1) \lambda^4}{2} \left(\frac{\xi^2}{2} - \frac{\xi^3}{3} + \frac{\xi^4}{12} \right) \right] \quad (14)$$

ve eğilme momentleri için:

$$M = -\frac{PH^2}{\nu^2} \left[\frac{1}{2} (1 - \xi^2) (\nu^2 - 1) - \frac{1}{\lambda^2} (1 - \alpha \cosh \varphi + \lambda \sinh \varphi) \right] \quad (15)$$

denklemleri kullanılır. En son kenar perdelerdeki aksenal kuvvetler.

$$F = \frac{M_0 - M}{b} = \frac{-PH^2}{b\nu^2} \left[\frac{1}{2} (1 - \xi)^2 + \frac{1}{\lambda^2} (1 - \alpha \cosh \varphi + \lambda \sinh \varphi) \right] \quad (16)$$

Boşluklu perdelerde karakteristik rijititesi $\lambda \gg 3$ olursa

$$\alpha = \lambda, \quad \cosh \lambda = \sinh \lambda \quad \text{alınır.}$$

Kenar perdelerdeki normal kuvvetler:

$$F = -\frac{1}{L} \int_x^H Q_L dx \quad (17)$$

şeklinde yazılabilir. Buradan bağlantı kirişlerinin kesme kuvvetine geçilir.

$$F' = -d \int_x^H Q_L dx = Q_L \quad (18)$$

Örneğin, evvelce normal kuvvet için yapılmış hesapta bulunan (16) denkleminin türevi alınır

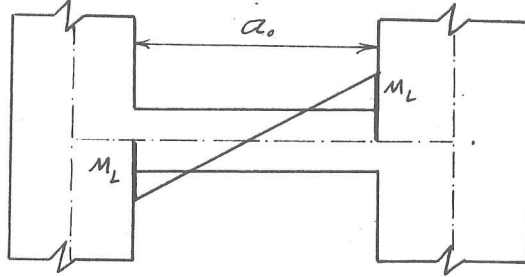
$$Q_L = \frac{PHL}{b\nu^2} \left(1 - \xi + \frac{\alpha}{\lambda} \sinh \varphi - \cosh \varphi \right) \quad (19)$$

olarak bağlantı kirişteki kesme kuvvetinin ifadesi bulunmuş olur.

İki boşluk dizisi bulunan simetrik bir perdede aynı katta bulunan bağlantı kirişlerindeki kesme kuvvetleri eşittir. Bir kaç boşluk dizisi bulunan perdede bu eşitlik bir kabul olarak alınabilir.

Bağlantı kirişlerinin perde ile birleştikleri uçlardaki momentlerin değeri moment sıfır noktasının a_0 boşluğunun ortasında bulunduğu kabulü ile,

$$M_L = Q_L \frac{a_0}{2} \quad (20)$$



Şekil :2.1- Bağlantı kiriş momenti olarak yazılır.

Boşluklu bir perdeye ait kesit tesirleri şekil 2.3 de verilmiştir. M_L momenti diyagramında maksimum değerinin koordinatı, perdeli çerçevelerinkine benzer olarak (19) denklemindeki ifadenin türevini sıfıra eşit kılmakla bulunur.

Her bir perdedeki eğilme momenti, toplam M momentinin perdeler arasında rijitliklerinin oranında dağıtılması ile bulunacaktır.

Bir kat yüksekliğinin orta yerinde yatay denge şartı düşünülürse dış kuvvetlerinin toplamı, perde momentinin türevi ve bağlantı kirişlerinden oluşan yayılı M momenti ile dengelenir:

$$M' + \bar{M} = Q_0 \quad (21)$$

$$\bar{M} = \frac{\sum Q_i a}{L} = \frac{Q_0 b}{L} \quad (22)$$

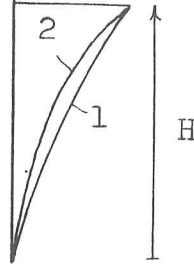
Her bir perde bölümünün kesme kuvveti

$$Q_j = M' \frac{k_j}{k} + \frac{Q_L}{L} (d_{lh} + d_r) \quad (23)$$

bağıntısı ile hesaplanır. Burada d_{lh} , d_r perde eksenini ile solundaki ve sağındaki bağlantı kirişinin moment sıfır noktaları arasındaki uzaklıklardır.

Boşluklu perdenin elastik eğrisi konsol kirişininkini andırmaktadır.

Şekil 2.2'de $\nu^2 = 1, 1$ ve $\lambda = 1, 2, \dots, 9$ karakteristikleri için boşluklu perdenin elastik eğrisi görülmektedir. 1 çizgisi boşluklu, 2 çizgisi dolu perdeye aittir.



Şekil: 2.2- Boşluklu perdenin elastik eğrisi

Boşluklu perdenin sehimi

$$\delta = \frac{PH^4}{2\nu^2\lambda^2k} \left[1 - \frac{2(x-1)}{\lambda^2} + \frac{\lambda^2(\nu^2-1)}{4} \right] \quad (24)$$

formülünün yardımı ile hesaplanır:

$$\delta = \delta_1 + \delta_0$$

Burada bağlantı kirişlerinin etkisi

$$\delta = \frac{PH^4}{2\nu^2\lambda^2k} \left[1 - \frac{2(x-1)}{\lambda^2} \right] \quad (25)$$

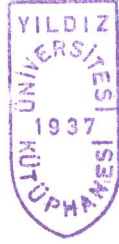
ve perde etkisi

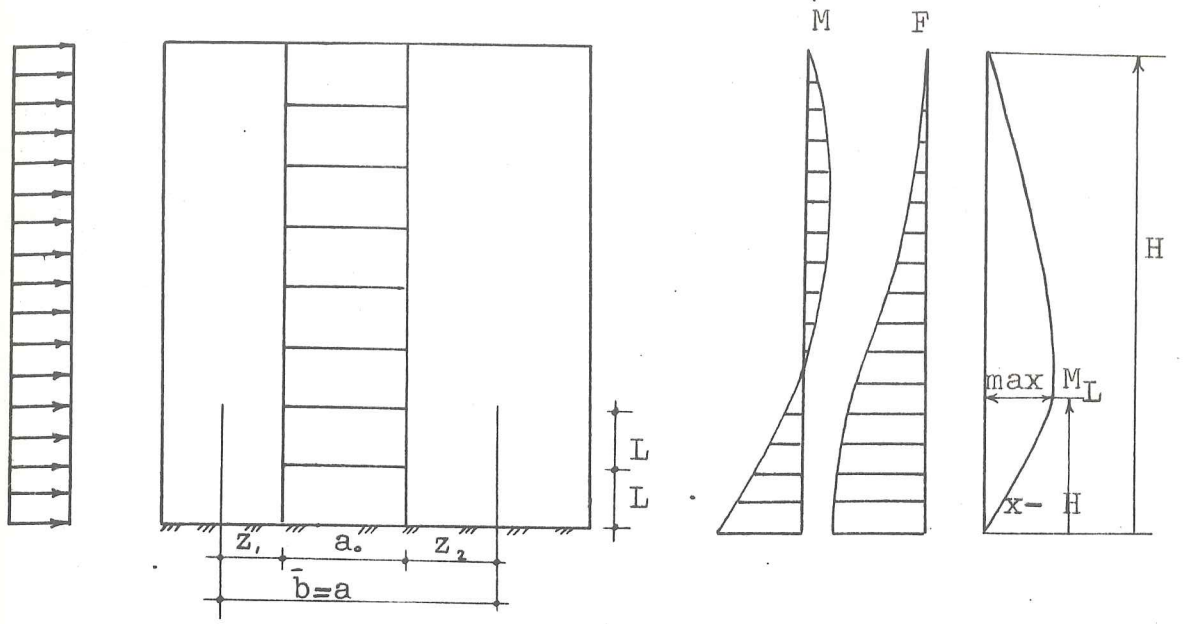
$$\delta_o = \frac{\rho H^4 (\nu^2 - 1)}{8 \nu^2 k} = \frac{\rho H^4}{8 K_d} \quad (26)$$

dır. Boşluklu perdenin eğilme rijitliği

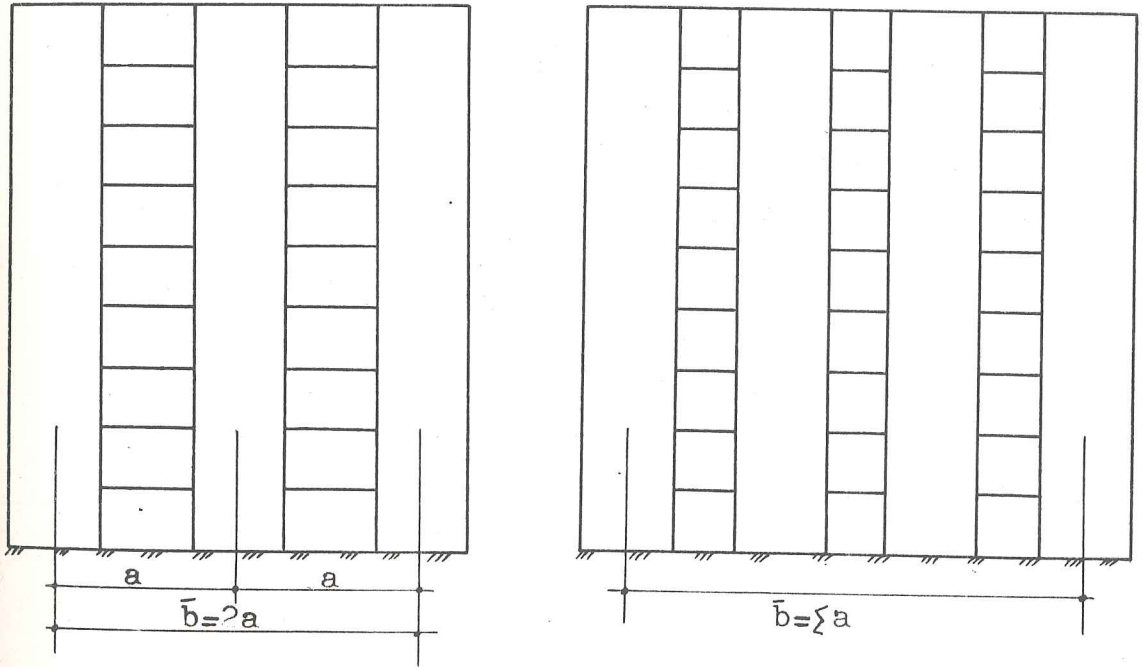
$$K_d = \frac{\nu^2 k}{\nu^2 - 1} = K_o + k \quad (27)$$

şeklinde yazılabilir.





Şekil:2.3- Boşluklu perdelerdeki moment ve kesme kuvvet diyagramları



Şekil:2.4- İki ve üç açıklıklı boşluklu perde duvar

B Ö L Ü M (3)

HESAPLAMALAR

A- $m=5$ Kat Sayısı

$$H = 12.9 \text{ m}$$

$$h = 2.58 \text{ m}$$

$$h_f = 16 \text{ cm} \quad [1] \text{ varsayıldı}$$

$$h_w = 16 \text{ cm} \quad [1]$$

$$A_f = 11.5 \times 8 = 92 \text{ m}^2 \text{ (şekil:1)}$$

$$\Sigma L_w = 37.8 \text{ m} \quad \text{Y- yönündeki panel uzunluklarının toplamı}$$

$$W_r = \frac{\Sigma L_w}{A_f} = \frac{3780}{92} = 41 \text{ cm/m}^2$$

$$W_r > 15 \text{ veya } 12 \quad \therefore \text{O.K.} \quad [2]$$

$$\Sigma A_f = 92 \times 5 = 460$$

$$\frac{A_w}{\Sigma A_f} = 56.25 \quad \text{duvar oranı} \quad [3] \quad \text{(şekil:2)}$$

$$\frac{(\Sigma L_w)(h_w)}{\Sigma A_f} = 56.25$$

$$\frac{3780 \times h_w}{460} = 56.25 \quad h_w = 7 \text{ cm}$$

$$h_w = 16 \text{ cm} > 7 \text{ cm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

yinede h_w , 16 cm olarak alınır

B- Bina Ağırlık Hesabı, W_b

Beton hacmi:

$$5 \times 92 \times 0.16 + 5 \times 378 \times 2.58 \times 0.16 = 151.62 \text{ m}^3$$

$$\gamma_c = 2.5 \text{ T/m}^3$$

Bina ağırlığı:

$$\Sigma W_b = 2.51 \times 151.62 = 379.05 \text{ T}$$

Kat ağırlığı:

$$W_b = \frac{\Sigma W_b}{5} = \frac{379.05}{5} = 75.81 \text{ T}$$

$$W_b = 75.81 \times 9.81 = 743.7 \text{ KN}$$

C- Taban Kesme kuvvet Hesabı, F

$$C = 0.10 \text{ varsayıldı}$$

$$F = C \times \Sigma W_b$$

$$F = 0.10 \times 379.05 \times 9.81 = 371.05 \text{ KN}$$

D- Kat Kesme Kuvvet Hesabı, f_i

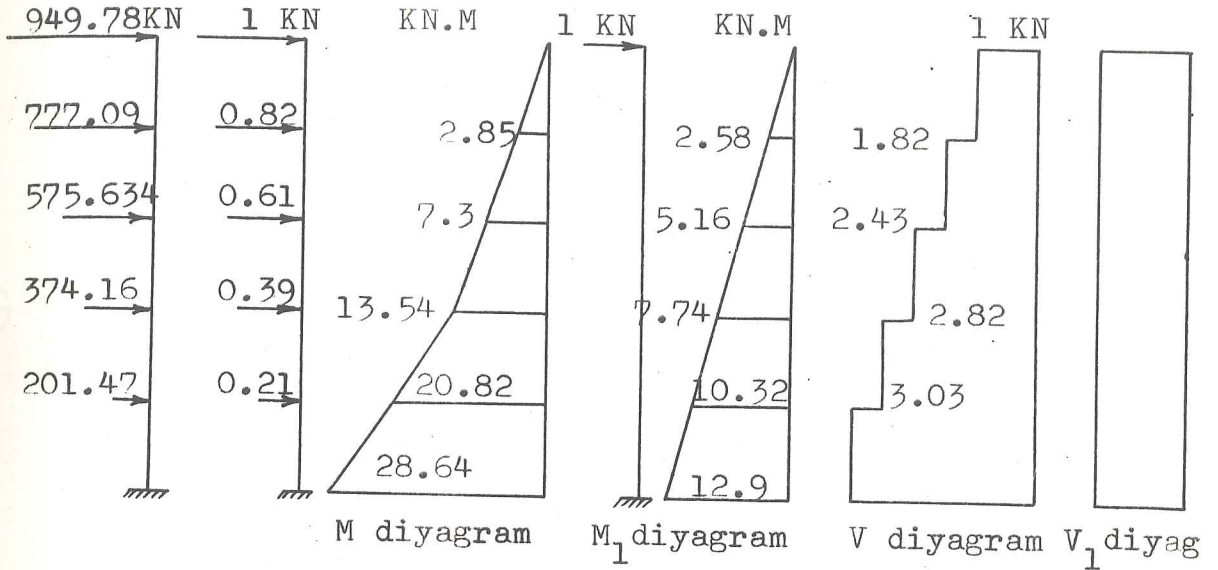
$$f_i = F \left(\frac{W_{bi} h_i}{\Sigma W_{bi} h_i} \right)$$

Tablo A

E-Perde Duvarlarının Alan ve Atalet Moment Hesabı, A_w, I

Tablo B

F-Perde Duvarlarının Birim Deplasman Hesabı [4]



Şekil:F - Moment ve kesme kuvvet diyagramları

$$\delta_{10} = \int \frac{MM_i}{EI} dx + 2.88 \int \frac{VV_i}{EA} dx$$

$$\begin{aligned} \delta_{10} = & \frac{1}{EI} \left[\frac{1}{3} \times 2.58^3 + \frac{2.58}{6} (2 \times 2.58^2 + 2 \times 7.3 \times 5.16 + 2.58 \times 5.16 + \right. \\ & 2.58 \times 7.3) + \frac{2.58}{6} (2 \times 7.3 \times 5.16 + 2 \times 13.54 \times 7.74 + 7.3 \times 7.74 + \\ & 13.54 \times 5.16) + \frac{2.58}{6} (2 \times 13.54 \times 7.74 + 2 \times 20.82 \times 10.32 + 13.54 \times \\ & 10.32 + 20.82 \times 7.74) + \frac{2.58}{6} (2 \times 20.82 \times 10.32 + 2 \times 28.64 \times 12.9 + \\ & 20.82 \times 12.9 + 28.64 \times 10.32) \left. \right] + \\ & 2.58 \times \frac{2.88}{EA} (1 \times 1 + 1.82 \times 1 + 2.43 \times 1 + 2.82 \times 1 + 3.03 \times 1) \end{aligned}$$

$$\delta_{10} = \frac{1}{E_c I} (5.72 + 51.9 + 176.9 + 404.3 + 745.1) + \frac{2.88}{E_c A} \times 28.64$$

$$\delta_{10} = \frac{1384}{E_c I} + \frac{82.48}{AE_c}$$

SW₁ için:

$$\delta_{10} = \frac{1384}{30250000 \times 6.42} + \frac{82.48}{30250000 \times 1.25} = 9.3 \times 10^{-6} \text{ m}$$

Tablo C

G-Panellerinin Rijidlik ve Kesme Kuvvet Dağılım Faktörünün Hesapları, K, R

$$K = \frac{1}{\delta_{10}}$$

$$R_i = \frac{K_i}{\sum_{i=1}^{10} K_i}$$

Tablo D

H-Panelleri Üzerine Yanal Deprem Kuvvetlerin Hesabı

Misal olarak, beşinci kattaki SW₁'in kesme kuvveti:

$$R \times F = 0.39 \times 949.78 = 370.41 \text{ KN}$$

Tablo E ve Şekil:3

I-Beşinci Kattaki Panellerinin Deplasman Hesabı, δ

Tablo F

J- Panellerin Eksentrisitesi [14]

Şekil:6 'ya göre:

$$e = \frac{hw}{2} - \frac{c}{3}$$

$$e = \frac{16}{2} - \frac{6}{3} = 6 \text{ cm}$$

X derinliğindeki eksentrisite

$$e_x = \left(\frac{2.58 - X}{2.58} \right) 6$$

Sabit ve hareketli Yük Panel Kalınlığının Bir Kenarında

$$P = 1.32 \times \frac{3.2}{2} \times 1 = 2.112 \text{ t} \quad (1 \text{ metrede})$$

X sıfır olduğunda, M_e maksimum olur

$$M_e = \frac{2.58 - 0}{2.58} \cdot 2.112 \times 0.06 = 0.13 \text{ t.m}$$

$$\sigma_t = \frac{P}{A} - \frac{M_e c}{I_w}$$

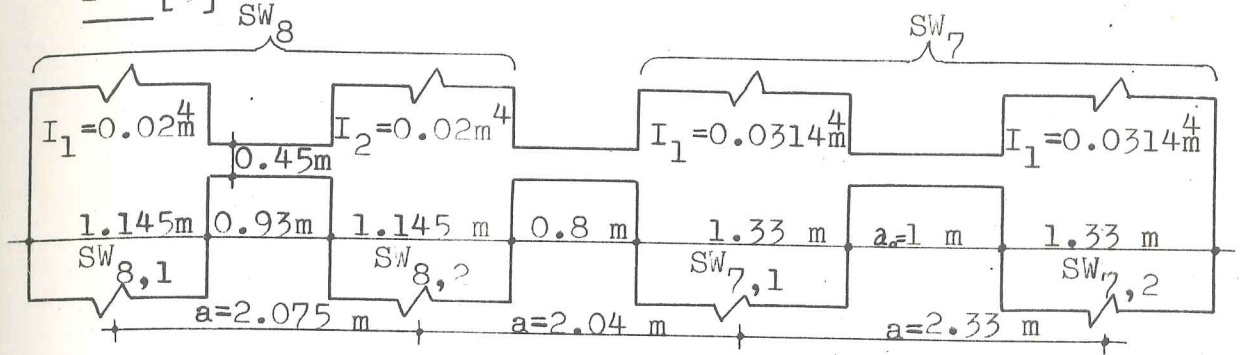
$$\sigma_t = \frac{2.112}{1 \times 0.16} - \frac{0.13 \times \frac{0.16}{2}}{\frac{1 \times 0.16^3}{12}}$$

$$\sigma_t = -17.27 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{all} = 0.62 \sqrt{f'_c} = 0.62 \sqrt{\frac{25 \times 10^6}{9.81 \times 1000}} \quad [15]$$

$$aa \quad \sigma_{all} > \sigma_t \quad \therefore \text{O.K.}$$

K- Beş Eksenindeki $SW_{7,1}, SW_{7,2}, SW_{8,1}, SW_{8,2}$ nin Moment Hesapları [5]



Şekil: k - $SW_{8,1}, SW_{8,2}, SW_{7,1}, SW_{7,2}$ perde duvarları

K1- K_{sh} Hesabı

$$K_{sh} = 1 + 2.4 \left(\frac{d}{a_0} \right)^2$$

$$K_{sh_1} = 1 + 2.4 \left(\frac{0.45}{0.93} \right)^2 = 1.56$$

$$K_{sh_2} = 1 + 2.4 \left(\frac{0.45}{0.8} \right)^2 = 1.76$$

$$K_{sh_3} = 1 + 2.4 \left(\frac{0.45}{1} \right)^2 = 1.49$$

K2- δ Hesabı

$$\delta = \frac{a}{a_0}$$

$$\delta_1 = \frac{2.075}{0.93} = 2.231$$

$$\delta_2 = \frac{2.04}{0.8} = 2.55$$

$$\delta_3 = \frac{2.33}{1} = 2.33$$

K3-i ve r Hesapları

$$i_L = \frac{E_c I_L \gamma^3}{\alpha K_{sh}}$$

$$i_L = \frac{2.55 \times 10^6 \times 1.215 \times 10^{-3} \times 2.231^3}{2.075 \times 1.56} = 10628.5 \text{ t.m}$$

$$i_L = \frac{2.55 \times 10^6 \times 1.215 \times 10^{-3} \times 2.55^3}{2.04 \times 1.76} = 14308.5 \text{ t.m}$$

$$i_L = \frac{2.55 \times 10^6 \times 1.215 \times 10^{-3} \times 2.33^3}{2.33 \times 1.49} = 11288.65 \text{ t.m}$$

$$r = \sum i_L = 36225.66 \text{ t.m}$$

K4-C₂ Hesabı

$$C_2 = \frac{12r}{h}$$

$$C_2 = \frac{12 \times 36225.66}{2.58} = 168491.45 \text{ t}$$

K5-K Hesabı

$$K = E_c I_L$$

$$K_1 = 2.55 \times 10^6 \times 0.02 = 51000 \text{ t.m}^2$$

$$K_2 = 2.55 \times 10^6 \times 0.02 = 51000 \text{ t.m}^2$$

$$K_3 = 2.55 \times 10^6 \times 0.0314 = 80070 \text{ t.m}^2$$

$$K_4 = 2.55 \times 10^6 \times 0.0314 = 80070 \text{ t.m}^2$$

$$K = \sum K_i = 262140 \text{ t.m}^2$$

K6- K_o, K_d Hesapları

$$K_o = \frac{E_c A_L \bar{b}^2}{1 + A_L/A_r}$$

$$K_o = \frac{2.55 \times 10^6 \times 0.1832 \times 6.445^2}{1 + 0.1832 / 0.2128}$$

$$K_o = 10427685.6 \text{ t.m}$$

$$K_d = K_o + K$$

$$K_d = 10427685.6 + 262140$$

$$K_d = 10689825.65 \text{ t.m}^2$$

K7- ν^2, V Hesapları

$$\nu^2 = 1 + \frac{K}{K_o}$$

$$\nu^2 = 1 + \frac{262140}{10427685.6} = 1.025$$

$$V = \sqrt{\frac{K}{C_2 \nu^2}}$$

$$V = \sqrt{\frac{262140}{168491.45 \times 1.025}} = 1.232$$

K8- λ, λ^*, χ Hesapları

$$\lambda = \frac{H}{V}$$

$$\lambda = \frac{12.9}{1.232} = 10.5$$

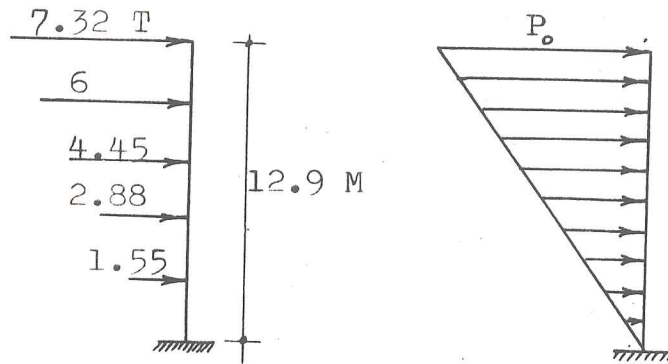
$$\lambda^* = \lambda \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{\lambda^2} \right)$$

$$\lambda^* = 10.5 \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{10.5^2} \right) = 5.14$$

$$\alpha = \frac{1 + \lambda^* \sinh \lambda}{\cosh \lambda}$$

$$\alpha = \frac{1 + 5.14 \sinh 10.5}{\cosh 10.5}$$

K9-^{SW}7,1, ^{SW}7,2, ^{SW}8,1, ^{SW}8,2 Üzerlerindeki P₀ Hesabı



Şekil: J9- Deprem yanal kuvvetleri

$$P_0 \times 12.9 \times \frac{1}{2} \times \frac{2}{3} \times 12.9 = 209.78$$

$$P_0 = 3.78 \text{ t.m}$$

K10- Üst Kat Deplasman Hesabı [6]

$$\delta = \frac{P_0 H^4}{\lambda^2 \gamma^2 K} \left(\frac{1}{3} - \frac{\alpha}{\lambda^2} \right) + \frac{11}{120} \cdot \frac{P_0 H^4}{K_d}$$

$$\delta = \frac{3.78 \times 12.9^4}{10.5^2 \times 1.025 \times 262140} \left(\frac{1}{3} - \frac{5.14}{10.5^2} \right) + \frac{11}{120} \cdot \frac{3.78 \times 12.9^4}{10689825.65}$$

$$\delta = 2.24 \times 10^{-3} \text{ m} = 2.24 \text{ mm}$$

K11- Her Kattaki Panel Momentlerinin Hesapları, M_p

$$M_p = -\frac{P_0 H^2}{\nu^2} \left[\frac{1}{\lambda^2} \left(-\frac{\lambda}{H} + \lambda \cosh \frac{\lambda}{\nu} - \lambda^* \sinh \frac{\lambda}{\nu} \right) + \frac{\nu^2 - 1}{6} \left(2 - \frac{3\lambda}{H} + \frac{\lambda^3}{H^3} \right) \right]$$

$$M_p = \frac{-3.78 \times 12.9^2}{1.025} \left[\frac{1}{10.5^2} \left(-\frac{\lambda}{12.9} + 5.14 \cosh \frac{\lambda}{1.232} - 5.14 \sinh \frac{\lambda}{1.232} \right) + \frac{1.025 - 1}{6} \left(2 - \frac{3\lambda}{12.9} + \frac{\lambda^3}{12.9^3} \right) \right]$$

Moment dağılım faktörleri

$$SW_{8,1} \text{ için: } \alpha_1 = \frac{D}{\epsilon D} = 0.194$$

$$SW_{8,2} \text{ için: } \alpha_2 = 0.194$$

$$SW_{7,1} \text{ için: } \alpha_3 = 0.305$$

$$SW_{7,2} \text{ için: } \alpha_4 = 0.305$$

Tablo G ve Şekil 4

- Bağı Kirişlerinin Kesme Kuvvetleri Hesabı, T_{lin}

$$T_{lin} = \frac{P_0 H h}{b k^2} \left[-\frac{1}{\lambda^2} + \frac{\lambda}{\lambda} \sinh \frac{\lambda}{\nu} - \frac{\lambda^*}{\lambda} \cosh \frac{\lambda}{\nu} + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\lambda^2}{H^2} \right) \right]$$

$$T_{lin} = \frac{3.78 \times 12.9 \times 2.58}{6.445 \times 1.025} \left[-\frac{1}{10.5^2} + \frac{5.14}{10.5} \sinh \frac{\lambda}{1.232} - \frac{5.14}{10.5} \cosh \frac{\lambda}{1.232} + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\lambda^2}{12.9^2} \right) \right]$$

$$\cosh \frac{\lambda}{1.232} + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\lambda^2}{12.9^2} \right)$$

Tablo H

M-Eski Yöntemde Perde Donatı Hesabı (SW₇, SW₈)

Düşey yükler:

$$G = 3.5 \text{ kpa} = 0.36 \text{ t/m}^2 \text{ sabit yükler} \quad [7]$$

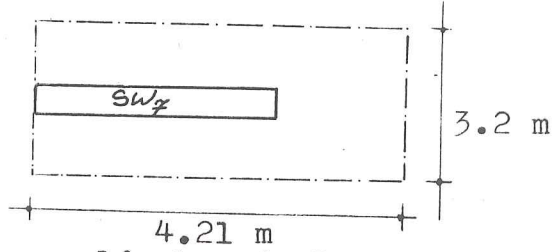
$$Q = 5 \text{ kpa} = 0.51 \text{ t/m}^2 \text{ hareketli yükler}$$

$$N = 1.4G + 1.6Q$$

$$N = 1.4 \times 0.36 + 1.6 \times 0.51 = 1.32 \text{ t/m}^2 \quad [8]$$

M1-SW₇ Üzerindeki Düşey Yük Hesabı

$$N_u = 4.21 \times 3.2 \times 1.32 = 17.78 \text{ t}$$



Hesab orta kat için yapıldı, bunedenle;

$$N_u = 3 \times 17.78 = 53.34 \text{ t}$$

$$M_u = 59.52 \text{ t.m} \quad \text{Şekil:3}$$

M2-SW₇ Üzerindeki Panel Eksenel Yük Kapasitesi, P_{nw} [9]

$$P_{nw} = 0.55 \phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{L_c}{40h_w} \right)^2 \right] ; \phi = 0.7$$

$$E_c = 30250 \text{ Mpa} \rightarrow f'_c = 25 \text{ Mpa} = 3623.3 \text{ psi}$$

$$A_g = 3.57 \times 0.16 / 0.0254^2 = 885.4 \text{ in}^2$$

$$L_c = 2.58 \text{ m} = 101.6 \text{ in}$$

$$h_w = 0.16 \text{ m} = 6.3 \text{ in}$$

$$P_{nw} = 1034340.44 \text{ lb} = 465.45 \text{ t}$$

$$P_{nw} > N_u \therefore \text{O.K.}$$

M3-SW₇ deki Kayma Mukavemet Hesabı [10]

$$V_{c1} = 2.6\sqrt{f'_c} h_w L_w + 0.2N_u$$

$$V_{c1} = 2.6\sqrt{3623.3} \cdot 6.3 \times 140.5 + 0.2 \times 117594.4$$

$$V_{c1} = 162048.4 \text{ lb}$$

$$V_{c2} = \left[0.5\sqrt{f'_c} + \frac{L_w(1.25\sqrt{f'_c} + 0.2N_u/L_w h_w)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2}} \right] h_w L_w$$

$$V_{c2} = \left[0.5\sqrt{3623.3} + \frac{140.5(1.25\sqrt{3623.3} + 0.2 \times 117594.4 / 140.5 \times 6.3)}{\frac{5166091}{23523.3} - \frac{140.5}{2}} \right]$$

$$140.5 \times 6.3$$

$$V_{c2} = 111410.7 \text{ lb}$$

$$V_{c1} > V_{c2} \therefore V_c = V_{c2} \quad \text{alınır}$$

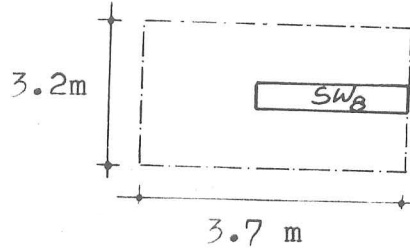
$$V_u = 23523.3 \text{ lb} < V_c / 2 \therefore \begin{cases} \rho_h = 0.25\% \\ \rho_v = 0.15\% \end{cases}$$

$$V_u = 23523.3 \text{ lb} = 10.67 \text{ t}$$

$$L_w = 3.57 \text{ m} = 140.5 \text{ in}$$

M4-SW₈ Üzerindeki Düşey Yük Hesabı, N_u

$$N_u = 3.7 \times 3.2 \times 1.32 = 15.64 \text{ t}$$



Hesab orta kat için yapıldı, bunedenle,

$$N_u = 15.64 \times 3 = 46.9 \text{ t}$$

$$M_u = 39.65 \text{ t.m} \quad \text{Şekil: M3.}$$

M5-SW₈ Üzerindeki Perde Eksenel Yük Kapasitesi, P_{nw}

$$P_{nw} = 0.55 \phi f'_c A_g \left[1 - \left(l_c / 40h \right)^2 \right]; \quad \phi = 0.7$$

$$A_g = 3.1 \times 0.16 / 0.0254^2 = 768.8 \text{ in}^2$$

$$l_c = 2.58 \text{ m} = 101.6 \text{ in}$$

$$h_w = 0.16 \text{ m} = 6.3 \text{ in}$$

$$P_{nw} = 0.55 \times 0.7 \times 3623.3 \times 768.8 \left[1 - \left(\frac{101.6}{40 \times 6.3} \right)^2 \right]$$

$$P_{nw} = 898126.3 \text{ lb} = 404.15 \text{ t}$$

$$P_{nw} > N_u \quad \therefore \text{O.K.}$$

M6-SW₈ deki Kayma Mukavemet Hesabı

$$V_{c1} = 2.6 \sqrt{3623.3 \times 6.3 \times 122} + 0.2 \times 103396.68$$

$$V_{c1} = 140968.3 \text{ Lb}$$

$$V_{c2} = 0.5 \sqrt{3623.3} + \frac{122 \cdot 1.25 \cdot 3623.3 + 0.2 \times 103396.68 / 122 \times 6.3}{\frac{3441457}{15674.85} - \frac{122}{2}}$$

$$\times 6.3 \times 122$$

$$V_{c2} = 835432.3 \text{ Lb}$$

$$V_{c1} < V_{c2} \therefore V_c = V_{c1}$$

$$V_u < V_c / 2 \therefore \begin{cases} \rho_h = 0.25\% \\ \rho_v = 0.15\% \end{cases}$$

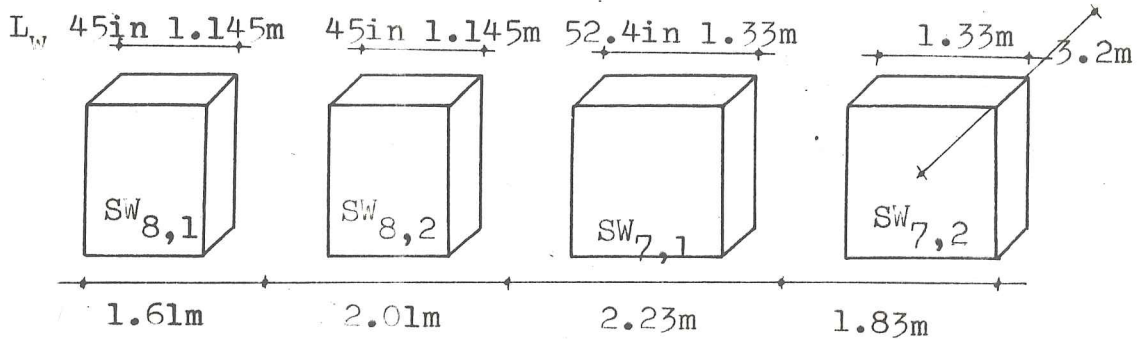
$$\text{Not: } V_u = 7.11 \text{ t} = 15674.85 \text{ Lb}$$

$$L_w = 3.1 \text{ m} = 122 \text{ in}$$

$$N_u = 46.9 \text{ t} = 103396.68 \text{ Lb}$$

$$M_u = 39.65 \text{ t.m} = 3441457 \text{ Lb.in}$$

N-Yeni Yöntemde Perde Donatı Hesabı (SW_{8,1}, SW_{8,2}, SW_{7,1}, SW_{7,2})



N1-SW_{8,1}, SW_{8,2}, SW_{7,1}, SW_{7,2} Üzerlerindeki Düşey Yük Hesabı, N_u

$$\text{SW}_{8,1} \text{ üzerinde } N_u = 1.145 \times 3.2 \times 1.32 \times 3 = 14.51 \text{ t} = 31987.8 \text{ lb}$$

$$\text{SW}_{8,2} \text{ üzerinde } N_u = 1.145 \times 3.2 \times 1.32 \times 3 = 14.51 \text{ t} = 31987.8 \text{ lb}$$

$$\text{SW}_{7,1} \text{ üzerinde } N_u = 1.33 \times 3.2 \times 1.32 \times 3 = 16.85 \text{ t} = 37156.14 \text{ lb}$$

$$\text{SW}_{7,2} \text{ üzerinde } N_u = 1.32 \times 3.2 \times 1.32 \times 3 = 16.85 \text{ t} = 37156.14 \text{ lb}$$

$$N = 1.32 \text{ t/m}^2 [8]$$

N2-Perdelerin Eksenel Yük Kapasiteleri, P_{nw}

Tablo I

N3-SW_{8,1}, SW_{8,2}, SW_{7,1}, SW_{7,2} deki Kayma Mukavemet ve Donatı

Hesabları

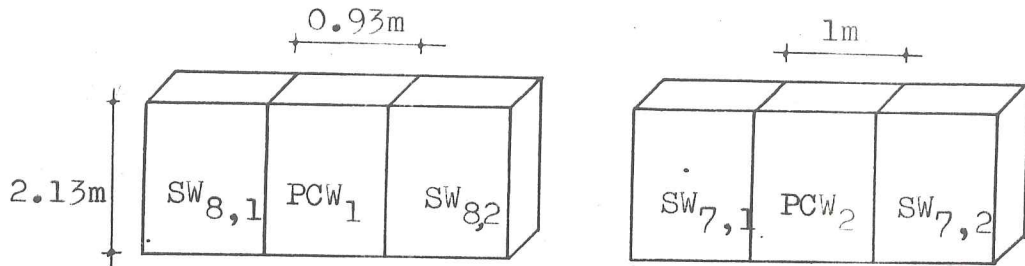
Tablo J

ix - eml

tem

0-Donatısız Beton Duvar Panelleri, PCW

Donatısız beton duvar panelleri, betonarme duvar panelleri ortasına sadece düşey yük taşıyıcı olarak konulmuştur.



01-PCW₁:

$$N_u = [0.93 \times 3.2 \times 1.32 + (0.16 \times 0.93 \times 2.13) \times 2.5] \times 3 = 14.16 \text{ t}$$

$$A_g = 0.93 \times 0.16 \times 39.3701^2 = 230.6 \text{ in}^2$$

$$L_c = 2.13 \text{ m} = 83.86 \text{ in}$$

$$h_w = 0.16 = 6.3 \text{ in}$$

$$P_{nw} = 0.55 \times 0.7 \times 3623.3 \times 230.6 \left[1 - \left(\frac{83.86}{40 \times 6.3} \right)^2 \right] = 286057 \text{ lb}$$

$$P_{nw} = 130 \text{ t} \quad P_{nw} > N_u \therefore \text{O.K.}$$

02-PCW₂:

$$N_u = [1 \times 3.2 \times 1.32 + (0.16 \times 0.93 \times 2.13) \times 2.5] \times 3 = 15.05 \text{ t}$$

$$A_g = 1 \times 0.16 \times 39.3701^2 = 248 \text{ in}^2$$

$$P_{nw} = 0.55 \times 0.7 \times 3623.3 \times 248 \left[1 - \left(\frac{83.86}{40 \times 6.3} \right)^2 \right] = 307641.5 \text{ lb}$$

$$P_{nw} = 138 \text{ t}$$

$$P_{nw} > N_u \therefore \text{O.K.}$$

P_ Diğümlerdeki Kayma Mukavemeti, V_h

$$V_h = 0.4 A_s f_y$$

$$f_y = 58027 \text{ psi}$$

$$V_h = 2 \times 6525.67 + 2 \times 13073.4 = 39198.14 \text{ lb}$$

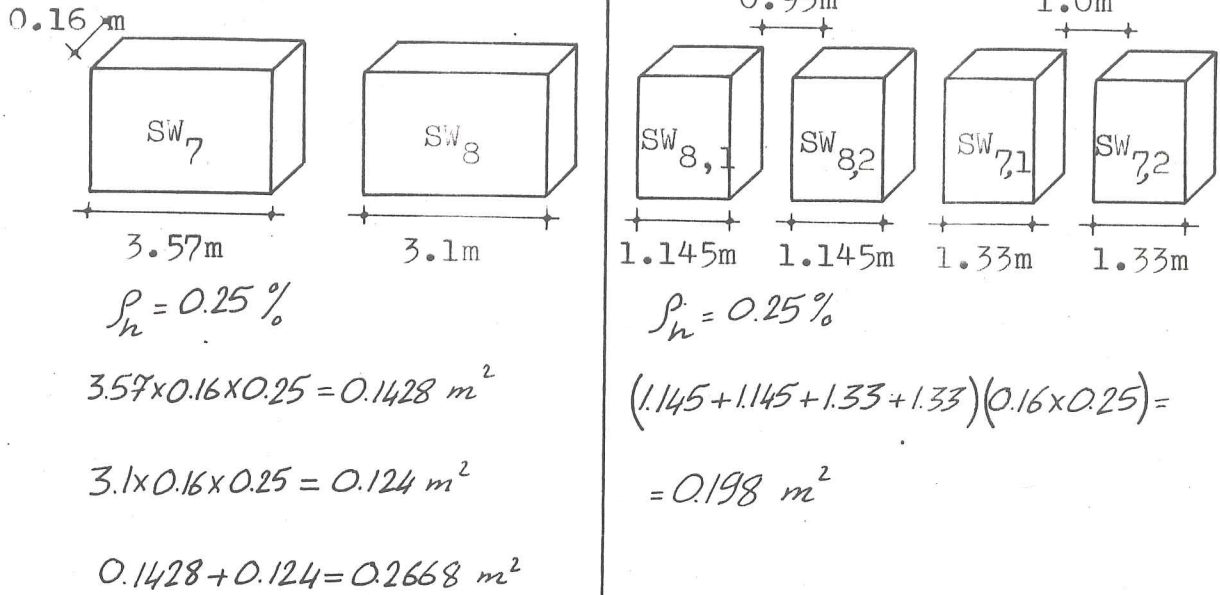
tablo I

$$A_s = \frac{39198.14}{0.4 \times 58027} = 1.69 \text{ in}^2 / 1.93 \text{ metre}$$

$$\#3 \text{ çubuk alanı} = 0.11 \text{ in}^2$$

$$\frac{1.69}{2 \times 0.11 \times 1.93} \approx 4 \text{ çubuk 1 metrede}$$

Q- İki Yönteme Göre Bulunan Perde Donatısının Karşılaştırılması



0.2668

0.2668 - 0.198

düşey donatı

100

 $\chi = 25.8\%$

bakımından

ekonomiktir

 $\rho_v = 0.15\%$ $3.57 + 3.1 = 6.67 \text{ m}$ $\rho_v = 0.15\%$ $2 \times 1.145 + 2 \times 1.33 = 4.95 \text{ m}$

6.67

6.67 - 4.95

yatay donatı

100

 $\chi = 25.8\%$

bakımından

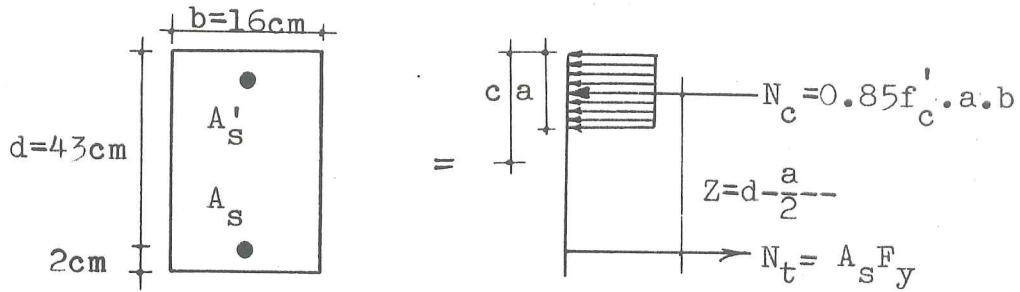
ekonomiktir

R-Bağ Kirişlerinin Eğilmeye Karşı Donatı Hesabı

$$M_{max} = M_u = 4.11 \text{ t.m} \quad \text{programdan alınmıştır}$$

$$M_u = 0.04032 \text{ mn.m}$$

$$M_n \geq M_u / 0.9 = 0.0448 \text{ MN.M}$$



$$f'_c = 25 \text{ Mpa} = 3623.3 \text{ psi}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa} \quad (\text{Kutlutaş})$$

$$f'_c \leq 30 \text{ Mpa} \longrightarrow \alpha = 0.85C$$

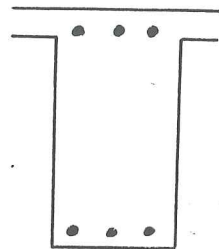
$$M_n = N_c * Z = 0.85f'_c * a * b * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$0.0448 = 0.85 * 25 * a * 0.16 * \left(0.43 - \frac{a}{2}\right) \longrightarrow a = 0.032 \text{ m}$$

$$N_c = N_t \longrightarrow A_s = \frac{0.85f'_c * a * b}{f_y} = \frac{3.2 * 0.85 * 25 * 16}{400} = 2.72 \text{ cm}^2 \approx 300 \text{ mm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{2.72}{160 * 430} = 0.00395 \\ \rho_{min} = \frac{1.4}{400} = 0.0035 \end{array} \right.$$

$$\rho > \rho_{min} \therefore \text{O.K.}$$



$$A_s = 129 \text{ mm}^2$$

$$\text{çubuk no} = 4$$

$$\text{çubuk sayısı} = 6$$

$$\text{çubuk alanı} = 129 \text{ mm}^2$$

S-Bağ Kirişlerinin Etriye Hesabı

$$V_c = 0.17\sqrt{f'_c} b \cdot d \quad (\text{ACI 11.3.1.1})$$

$$V_c = 0.17\sqrt{25} \times 0.16 \times 0.43 = 0.05848 \text{ MN} = 58480 \text{ N}$$

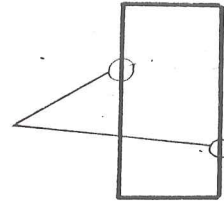
$$V_u = 3.91 \text{ t} = 38357.1 \text{ N} \quad \text{maksimum bağ kiriş kesme kuvveti}$$

$$V_u > \frac{1}{2} \phi V_c \quad \text{minimum etriye gerekir (ACI 11.5.5.1)}$$

$$S \leq \frac{d}{2} \longrightarrow S = 21.59 \text{ cm} = 8.5 \text{ in} \quad (\text{ACI 11.5.4.1})$$

$$A_v = 50 \frac{b \cdot S}{f_y} \quad (\text{ACI 11.5.5.3})$$

$$A_v = 50 \frac{6.3 \times 8.5}{3623.3} = 0.738967 \text{ in}^2$$



$$A_v (\text{bir uzantı}) = \frac{0.738967}{2} \times 25.4^2 = 238 \text{ mm}^2$$

Etriye # 3

Etriye çapı = 9.52 mm

3 etriye her 7 cm'de bir

T- İki Yöntemin Donatı Maliyeti Bakımından Deylendirilmesi

T1- Klasik yöntem: (SW_7, SW_8)

$$\sum A_s = 0.2668 \text{ m}^2 \quad \text{düşey donatı alanı}$$

$$0.2668 \times 2.58 = 0.688344 \text{ m}^3 \quad \text{donatı hacimi (düşey)}$$

$$0.16 \times 2.58 \times 0.15 (3.57 + 3.1) = 0.413 \text{ m}^3 \quad \text{donatı hacimi (yatay)}$$

$$0.688344 + 0.413 = 1.1013504 \text{ m}^3 \quad \text{toplam donatı hacimi}$$

T2- Yeni yöntem: ($SW_{7,1}, SW_{7,2}, SW_{8,1}, SW_{8,2}$)

$$\sum A_s = 0.198 \text{ m}^2 \quad \text{düşey donatı alanı}$$

$$0.198 \times 2.58 = 0.51084 \text{ m}^3 \quad \text{düşey donatı hacimi}$$

$$0.16 \times 2.58 \times 0.15 (1.145 + 1.145 + 1.33 + 1.33) = 0.306504 \text{ m}^3 \quad \text{yatay donatı hacimi}$$

Bağ kirişlerin eğilme donatısı için:

$$\sum L_w = 1.145 + 0.93 + 1.145 + 0.8 + 1.33 + 1.0 + 1.33 = 7.68 \text{ m} \quad \text{perde duvarın toplam uzunluğu}$$

$$129 \text{ mm}^2 \quad \text{bir çubuk alanı}$$

6 = uzunlamasına çubuk sayısı

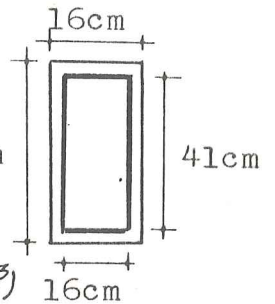
$$129 \text{ mm}^2 \times \frac{1}{1000^2} \times 6 \times 7.68 = 5.944 \times 10^{-3} \text{ m}^3 \quad \text{eğilme donatı hacimi}$$

Bağ kirişlerin etriye donatısı için:

$$14 \times 2 + 41 \times 2 \approx 97 \text{ cm} \quad \text{toplam etriye uzunluğu}$$

$$\frac{7.68}{7} \approx 110 \text{ l}_w \quad \text{'deki etriye sayısı}$$

$$110 \times 0.97 \times \frac{71}{1000^2} = 7.5757 \times 10^{-3} \quad \text{etriye hacimi (m}^3\text{)}$$



$A_v = 71 \text{ mm}^2$ etriye alanı

$$0.51084 + 0.306504 + 5.944 \times 10^{-3} + 7.5757 \times 10^{-3} = 0.830864 \text{ m}^3$$

toplam donatı hacimi

1.1013504

1.1013504 - 0.830864

100

$$X = 24.56 \%$$

toplam donatı
tasarrufu

BİLGİSAYAR PROGRAMI

Yatay kuvvetlere maruz boşluklu perdeler için bir bilgisayar programı hazırlanmıştır. Bu programda perde duvarlarının ve bağ kirişlerinin boyutları, malzemelerin mukavemeti ve dış yatay kuvvetlerin sayısal değerleri verildiğinde, statik hesapları elde edilir.

Bu tezdeki boşluklu perdenin statik hesabı, bu bölümün sonunda verilmiştir.

PROGRAMIN KULLANILMASI

Data veriş sırası:

Birinci satırda:

- a) açıklık sayısı
- b) kat sayısı
- c) kenar perdelerin eksenleri arasındaki uzunluğu(B)
- d) beton elastisite modülü(EB)
- e) toplam perde yüksekliği(HB)
- f) kat yüksekliği(BL)
- g) bağ kirişinin kesit yüksekliği(DPL)
- h) yatay yüklerin P_0 şiddeti
- i) sol'daki perdenin kesit alanı(AL)
- j) sağ'daki perdenin kesit alanı(AR)
- k) bağ kirişinin atalet momentı(TMO)

İkinci satırda:

sol'dan başlamak üzere boşluk açıklıkları(A)

Üçüncü satırda:

sol'dan başlamak üzere perde eksenleri arasındaki uzunlukları(D)

Dördüncü satırda:

sol'dan başlamak üzere perde atalet momentleri(SW)

Sonuçların alınması:

- a) perde momenleri
- b) bağ kirişlerinin toplam kesme kuvvetleri
- c) bağ kirişlerinin eğilme momentleri

```

REAL STL(5),TMO,W1(50),W2(100,100)
DIMENSION A(100),D(100),SW(100),AK(50),G(50),T(100)
DIMENSION SSTL(100),BK(50),SBK(50),W(100),DF(50),FSL(100)
DIMENSION GG(100,100),R(100,100)
READ(5,*)N,M,B,EB,HB,BL,DPL,PO,AL,AR,TMO
READ(5, )(A(I),I=1,N)
PRINT*, 'CLEAR SPAN LENGTH FROM LEFT TO RIGHT'
WRITE(6,*)(A(I),I=1,N)
READ(5,*)(D(I),I=1,N)
PRINT*, ' '
PRINT*, ' '
PRINT*, 'SPAN LENGTH FROM CENTER TO CENTER OF PIERS(FROM LE TO RI)'
WRITE(6,*)(D(I),I=1,N)
READ(5,*)(SW(I),I=1,N-1)
PRINT*, ' '
PRINT*, ' '
PRINT*, 'MOMENT OF INERTIA OF PIERS FROM LEFT TO RIGHT'
WRITE(6,*)SW(I),I=1,N-1)
PRINT*, ' '
PRINT*, ' '
DO 1 I=1,N
AK(I)=1.0+2.4*((DPL/A(I))**2)
PRINT*, 'THE KSH COEFFICENT OF SPAN NUMBER',I,'==',AK(I)
1 CONTINUE
PRINT*, '-----'
PRINT*, ' '
DO 2 I=1,N
G(I)=D(I)/A(I)
PRINT*, 'THE GAMA COEFFICENT OF SPAN NUMBER',I,'==',G(I)
2 CONTINUE
PRINT*, '-----'
PRINT*, ' '
DO 3 I=1,N
STL(I)=(EB*TMO*(G(I)**3))/(D(I)*AK(I))
PRINT*, 'THE LINEER STIFFNESS OF LINTEL NUMBER',I,'==',STL(I)
3 CONTINUE

```

```

F=0.0
DO 4 I=1,N
SSTL(I)=STL(I)-F
F=SSTL(I)
4 CONTINUE
PRINT*, '-----'
PRINT*, ' '
PRINT*, 'THE TOTAL LINEER STIFFNESS OF LINTEL==', SSTL(N)
C=12.0*SSTL(N)/BL
PRINT*, '-----'
PRINT*, ' '
PRINT*, 'THE SHEAR STIFFNESS OF DIAPHRAGM ==', C
SBK(1)=0.0
PRINT*, '-----'
PRINT*, ' '
DO 5 I=1,N+1
BK(I)=EB*SW(I)
PRINT*, 'THE FLEXURAL STIFFNESS OF PIER NUMBER', I, '==', BK(I)
5 CONTINUE
F=0.0
DO 6 I=1,N+1
SBK(I)=BK(I)+F
F=SBK(I)
6 CONTINUE
PRINT*, '-----'
PRINT*, ' '
PRINT*, 'THE TOTAL FLEXURAL STIFFNESS OF PIERS ==', SBK(N+1)
AKO=(EB*AL*(B**2))/(1.0+(AL/AR))
PRINT*, '-----'
PRINT*, ' '
PRINT*, 'THE FLEXURAL STIFFNESS OF THE FRAME, KO--', AKO
DK=AKO+SBK(N+1)
PRINT*, '-----'
PRINT*, 'THE TOTAL FLEXURAL STIFFNESS ==', DK
PRINT*, '-----'

```

```
V1=1.0+SBK(N+1)/AKO
```

```
PRINT*, '-----'
```

```
PRINT*, 'MUU **2==', V1
```

```
PRINT*, '-----'
```

```
V2=SQRT(SBK(N+1)/(C*V1))
```

```
PRINT*, '-----'
```

```
PRINT*, 'V=', V2
```

```
PRINT*, '-----'
```

```
AND1=HB/V2
```

```
PRINT*, '-----'
```

```
PRINT*, 'THE STIFFNESS CHARACTERISTIC OF DIAPHRAGM, LANDA==', AND1
```

```
PRINT*, '-----'
```

```
AND2=AND1*(0.5-(1.0/(AND1**2)))
```

```
PRINT*, '-----'
```

```
PRINT*, 'LANDA STAR==', AND2
```

```
PA=(1.0+AND2*SINH(AND1))/COSH(AND1)
```

```
PRINT*, '-----'
```

```
PRINT*, 'KAPA ==', PA
```

```
DEFL=((PO*(HB**4))/((AND1**2)*V1*SBK(N+1)))*(1.0/3.0-PA/AND1**2)+((11.0/120.0)*(PO*HB**4)/DK)
```

```
PRINT*, '-----'
```

```
PRINT*, 'THE DEFLECTION OF THE TOPEST STORY IN METER ==', DEFL
```

```
C
```

```
DO 8 J=5,1,-1
```

```
X=BL*J-BL
```

```
PRINT*, 'X=', X
```

```
W(J)=-1*((PO*(HB**2))/V1)*((1.0/(AND1**2))*(-X/HB+PA*COSH(X/V2)-AND2*SINH(X/V2))+((V1-1.0)/6.0)*(2.0-((3.0*X)/HB)+(X**3)/(HB**3)))
```

```
PRINT*, 'THE TOTAL PIERS MOMENT ON STORY', J, '==', W(J), 'T.M'
```

```
8 CONTINUE
```

```
C
```

```
DO 9 I=1,N+1
```

```
DF(I)=BK(I)/SBK(N+1)
```

```
9 CONTINUE
```

```
DO 10 J=M,1,-1
```

```

DO 11 I=1,N+1
GG(J,I)=W(J)*DF(I)
PRINT*, 'MOMENT OF PIER NUMBER', I, 'AT STORY', J, '==', GG(J,I)
11 CONTINUE
10 CONTINUE

```

```

C -----
DO 20 J=M,1,-1
X=BL*J
PRINT*, 'X==', X
FSL(J)=(PO*HB*BL/B*V1)*(-(1.0/(AND1**2)))+(PA/AND1)*SINH(X/
V2)-(AND2/AND1)*COSH(X/V2)+0.5*(1.0-(X**2/HB**2)))
PRINT*, 'TOTAL LINTEL SHEAR FORCE ON STORY', J, '==', FSL(J), 'T'
20 CONTINUE

```

```

C -----
DO 21 J=M,1,-1
DO 22 I=1,N
R(J,I)=A(I)/2.0*FSL(J)
PRINT*, 'LINTEL MOMENT ON STORY', J, 'ON SPAN', I, '==', R(J,I), 'T.M'
22 CONTINUE
21 CONTINUE
STOP
END

```

FILE: SEVG SONUC A YILDIZ UNIVERSITESI E H B ARASTIRMA MERKEZI

CLEAR SPAN LENGTH FROM LEFT TO RIGHT
0.930000007 0.800000011 1.00000000

SPAN LENGTH FROM CENTER TO CENTER OF PIERS(FROM LE TO RI).
2.07499980 2.03999996 2.32999992

MOMENT OF INERTIA OF PIERS FROM LEFT TO RIGHT
0.199999995E-01 0.199999995E-01 0.313999988E-01 0.313999988E-01

THE KSH COEFFICIENT OF SPAN NUMBER 1 == 1.56191349
THE KSH COEFFICIENT OF SPAN NUMBER 2 == 1.75937366
THE KSH COEFFICIENT OF SPAN NUMBER 3 == 1.48599910
=====

THE GAMA COEFFICIENT OF SPAN NUMBER 1 == 2.23118209
THE GAMA COEFFICIENT OF SPAN NUMBER 2 == 2.54999923
THE GAMA COEFFICIENT OF SPAN NUMBER 3 == 2.32999992
=====

THE LINEER STIFFNESS OF LINTEL NUMBER 1 == 10618.0898
THE LINEER STIFFNESS OF LINTEL NUMBER 2 == 14313.5664
THE LINEER STIFFNESS OF LINTEL NUMBER 3 == 11319.0390
=====

THE TOTAL LINEER STIFFNESS OF LINTEL == 36250.6953
=====

THE SHEAR STIFNESS OF DIAPHRAGM == 168607.875
=====

THE FLEXURAL STIFFNESS OF PIER NUMBER 1 == 50999.9960
THE FLEXURAL STIFFNESS OF PIER NUMBER 2 == 50999.9960
THE FLEXURAL STIFFNESS OF PIER NUMBER 3 == 80069.9375
THE FLEXURAL STIFFNESS OF PIER NUMBER 4 == 80069.9375
=====

THE TOTAL FLEXURAL STIFFNESS OF PIERS == 262139.812
=====

THE FLEXURAL STIFFNESS OF THE FRAME,KO== 10427683.0
=====

THE TOTAL FLEXURAL STIFFNESS == 10689822.0
=====

MUU**2== 1.02513790
=====

V= 1.23150539
=====

THE STIFNESS CHARACTERISTIC OF DIAPHRAGM,LANDA== 10.4749841
=====

LANDA STAR == 5.14202594
=====

KAPA == 5.14208221
=====

THE DEFLECTION OF THE TOPEST STORY IN METER == 0.191458687E-02
X= 10.3199996

FILE: SEVG SOJUC A YILDIZ UNIVERSITESI, E H B ARASTIRMA MERKEZI

THE TOTAL PIERS MOMENT ON STORY		5 ==	3.51300811	T.M
X= 7.73999977				
THE TOTAL PIERS MOMENT ON STORY		4 ==	2.15260982	T.M
X= 5.15999984				
THE TOTAL PIERS MOMENT ON STORY		3 ==	-0.429826974	T.M
X= 2.57999992				
THE TOTAL PIERS MOMENT ON STORY		2 ==	-6.04141807	T.M
X= 0.00000000E+00				
THE TOTAL PIERS MOMENT ON STORY		1 ==	-33.8970642	T.M
MOMENT OF PIER NUMBER	1 AT STORY	5 ==	0.683464825	
MOMENT OF PIER NUMBER	2 AT STORY	5 ==	0.683464825	
MOMENT OF PIER NUMBER	3 AT STORY	5 ==	1.07303905	
MOMENT OF PIER NUMBER	4 AT STORY	5 ==	1.07303905	
MOMENT OF PIER NUMBER	1 AT STORY	4 ==	0.418795824	
MOMENT OF PIER NUMBER	2 AT STORY	4 ==	0.418795824	
MOMENT OF PIER NUMBER	3 AT STORY	4 ==	0.657509028	
MOMENT OF PIER NUMBER	4 AT STORY	4 ==	0.657509028	
MOMENT OF PIER NUMBER	1 AT STORY	3 ==	-0.836239457E-01	
MOMENT OF PIER NUMBER	2 AT STORY	3 ==	-0.836239457E-01	
MOMENT OF PIER NUMBER	3 AT STORY	3 ==	-0.131289482	
MOMENT OF PIER NUMBER	4 AT STORY	3 ==	-0.131289482	
MOMENT OF PIER NUMBER	1 AT STORY	2 ==	-1.17537307	
MOMENT OF PIER NUMBER	2 AT STORY	2 ==	-1.17537307	
MOMENT OF PIER NUMBER	3 AT STORY	2 ==	-1.84533500	
MOMENT OF PIER NUMBER	4 AT STORY	2 ==	-1.84533500	
MOMENT OF PIER NUMBER	1 AT STORY	1 ==	-6.59476184	
MOMENT OF PIER NUMBER	2 AT STORY	1 ==	-6.59476184	
MOMENT OF PIER NUMBER	3 AT STORY	1 ==	-10.3537693	
MOMENT OF PIER NUMBER	4 AT STORY	1 ==	-10.3537693	
X== 12.8999996				
TOTAL LINTEL SHEAR FORCE ON STORY		5 ==	1.64149475	T
X== 10.3199996				
TOTAL LINTEL SHEAR FORCE ON STORY		4 ==	3.64587688	T
X== 7.73999977				
TOTAL LINTEL SHEAR FORCE ON STORY		3 ==	6.23270893	T
X== 5.15999984				
TOTAL LINTEL SHEAR FORCE ON STORY		2 ==	8.07652092	T
X== 2.57999992				
TOTAL LINTEL SHEAR FORCE ON STORY		1 ==	8.21423912	T
LINTEL MOMENT ON STORY	5 ON SPAN	1 ==	0.763294994	T.M
LINTEL MOMENT ON STORY	5 ON SPAN	2 ==	0.656597852	T.M
LINTEL MOMENT ON STORY	5 ON SPAN	3 ==	0.820747375	T.M
LINTEL MOMENT ON STORY	4 ON SPAN	1 ==	1.69533252	T.M
LINTEL MOMENT ON STORY	4 ON SPAN	2 ==	1.45835018	T.M
LINTEL MOMENT ON STORY	4 ON SPAN	3 ==	1.82293796	T.M
LINTEL MOMENT ON STORY	3 ON SPAN	1 ==	2.89820861	T.M
LINTEL MOMENT ON STORY	3 ON SPAN	2 ==	2.49308300	T.M
LINTEL MOMENT ON STORY	3 ON SPAN	3 ==	3.11635398	T.M
LINTEL MOMENT ON STORY	2 ON SPAN	1 ==	3.75558185	T.M
LINTEL MOMENT ON STORY	2 ON SPAN	2 ==	3.23060798	T.M
LINTEL MOMENT ON STORY	2 ON SPAN	3 ==	4.03826046	T.M
LINTEL MOMENT ON STORY	1 ON SPAN	1 ==	3.81962013	T.M
LINTEL MOMENT ON STORY	1 ON SPAN	2 ==	3.28569507	T.M
LINTEL MOMENT ON STORY	1 ON SPAN	3 ==	4.10711956	T.M

B Ö L U M (5)

TABLO A

Kat Kesme Kuvvetleri, f_i

Kat No	W_i (kN)	h_i (m)	$W_i h_i$ (kN.M)	Dağıtım %	$F\left(\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}\right)$ (kN)	Kat Kesme Kuvveti
5	743.7	12.9	9593.73	0.33	949.78	f_5
4	743.7	10.32	7674.98	0.27	777.09	f_4
3	743.7	7.74	5756.24	0.2	575.624	f_3
2	743.7	5.16	3837.5	0.13	374.156	f_2
1	743.7	2.58	1918.75	0.07	201.47	f_1

 $\Sigma 28781.2$

TABLO B

Perde Duvarların Alanı Ve Atalet Momenti

Perde Duvar	h_w (m ^w)	l_w (m)	$h_w \cdot l_w$ = A	$I = \frac{h_w \cdot l_w^3}{12}$ (m ⁴)	I (m ⁴)
SW ₁	0.16	7.84	1.25	$\frac{0.16(7.84)^3}{12}$	6.42
SW ₂	"	3.32	0.53	$\frac{0.16(3.32)^3}{12}$	0.49
SW ₃	"	3.1	0.49	$\frac{0.16(3.1)^3}{12}$	0.4
SW ₄	"	3.32	0.53	$\frac{0.16(3.32)^3}{12}$	0.49
SW ₅	"	3.1	0.49	$\frac{0.16(3.1)^3}{12}$	0.4
SW ₆	"	2.04	0.33	$\frac{0.16(2.04)^3}{12}$	0.113
SW ₇	"	3.57	0.57	$\frac{0.16(3.57)^3}{12}$	0.61
SW ₈	"	3.1	0.49	$\frac{0.16(3.1)^3}{12}$	0.4
SW ₉	"	1.0	0.16	$\frac{0.16(1.0)^3}{12}$	0.013
SW ₁₀	"	7.84	1.25	$\frac{0.16(7.84)^3}{12}$	6.42

TABLO C

Perde Duvarlarının Birim Deplasmanları

Perde duvar	$I(m^4)$	$A(m^2)$	Birim Deplasmanı (m)
SW ₁	6.42	1.25	9.31×10^{-6}
SW ₂	0.49	0.53	9.85×10^{-5}
SW ₃	0.4	0.49	1.19×10^{-4}
SW ₄	0.49	0.53	9.85×10^{-5}
SW ₅	0.4	0.49	1.19×10^{-4}
SW ₆	0.113	0.33	4.13×10^{-4}
SW ₇	0.61	0.57	7.98×10^{-5}
SW ₈	0.4	0.49	1.19×10^{-4}
SW ₉	0.013	0.16	3.54×10^{-3}
SW ₁₀	6.42	1.25	9.31×10^{-6}

TABLO D

Perde Duvarlarının Rijitliği

Perde duvar	Birim Deplasmanı (m)	Rijitlik K (1/m)	Dağılım faktörü
SW ₁	9.31×10^{-6}	107411.38	0.39
SW ₂	9.85×10^{-5}	10152.3	0.037
SW ₃	1.19×10^{-4}	8403.36	0.0303
SW ₄	9.85×10^{-5}	10152.3	0.037
SW ₅	1.19×10^{-4}	8403.36	0.0303
SW ₆	4.13×10^{-4}	2421.31	0.0088
SW ₇	7.98×10^{-5}	12531.33	0.0455
SW ₈	1.19×10^{-4}	8403.36	0.0303
SW ₉	3.54×10^{-3}	282.48	0.00102
SW ₁₀	9.31×10^{-6}	107411.4	0.39
		$\Sigma 275572.54$	

$$R = \frac{K}{\Sigma K} \quad K = \frac{1}{\delta_{10}}$$

TABLO E

Perde Duvarları Üzerine Yanal Kuvvetler

Kat No	5	4	3	2	1
Kat (f_i) Kesme Kuvveti	f_5 949.78	f_4 777.09	f_3 575.624	f_2 374.156	f_1 201.47
SW ₁	370.41	303.065	224.49	145.92	201.47
SW ₂	35.0	28.644	21.22	13.8	7.43
SW ₃	28.75	23.53	17.43	11.33	6.1
SW ₄	35.0	28.644	21.22	13.8	7.43
SW ₅	28.75	23.53	17.43	11.33	6.1
SW ₆	8.35	6.83	5.06	3.29	1.77
SW ₇	43.184	35.332	26.172	17.011	9.16
SW ₈	28.75	23.53	17.43	11.33	0.61
SW ₉	0.973	0.796	0.59.	0.383	0.21
SW ₁₀	370.41	303.065	224.49	145.92	201.47

Örneğin SW₁ için: $R_j * F_i = 370.41$

TABLO F

Beşinci Kattaki Perde Duvarlarının Deplasmanı

Perde duvar	En üst kuvvet, f_5	Birim Deplasman δ_{10} (m)	Deplasman δ (m)
SW ₁	370.41	9.31×10^{-6}	3.45×10^{-3}
SW ₂	35.0	9.85×10^{-5}	3.45×10^{-3}
SW ₃	28.75	1.19×10^{-4}	3.45×10^{-3}
SW ₄	35.0	9.85×10^{-5}	"
SW ₅	28.75	1.19×10^{-4}	"
SW ₆	8.35	4.13×10^{-4}	"
SW ₇	43.184	7.98×10^{-5}	"
SW ₈	28.75	1.19×10^{-4}	"
SW ₉	0.973	3.54×10^{-3}	"
SW ₁₀	370.41	9.31×10^{-6}	"

$$\delta = f_5 \times \delta_{10}$$

TABLO G

Perde Duvarların Momentleri

Kat No	Yükseklik X (m)	Toplam M_p (t.m)	Moment (t.m)			
			SW. 81	SW 8,2	SW 7,1	SW 7,2
5	10.32	4.16	0.807	0.807	1.269	1.269
4	7.74	2.222	0.4311	0.4311	0.678	0.678
3	5.16	-0.4186	-0.08121	-0.08121	-0.1277	-0.1277
2	2.58	-6	-1.164	-1.164	-1.83	-1.83
1	0	-33.72	-6.542	-6.542	-10.28	-10.284

TABLO H

Her Kattaki Bağ Kirişlerinin Kesme Kuvvetleri

Kat No	Yük- seklik (m)	Toplam T_{lin} (t)	Kesme Kuvvet (T)		
			Sol Kısım	Orta Kısım	Sağ Kısım
5	12.9	-0.173	-0.08	-0.07	-0.0865
4	10.32	3.253	1.513	1.3	1.63
3	7.74	5.9	2.743	2.36	2.95
2	5.16	7.68	3.571	3.07	3.84
1	2.58	7.82	3.636	3.128	3.91

TABLO I

Panel Eksenel Yük Kapasitesi

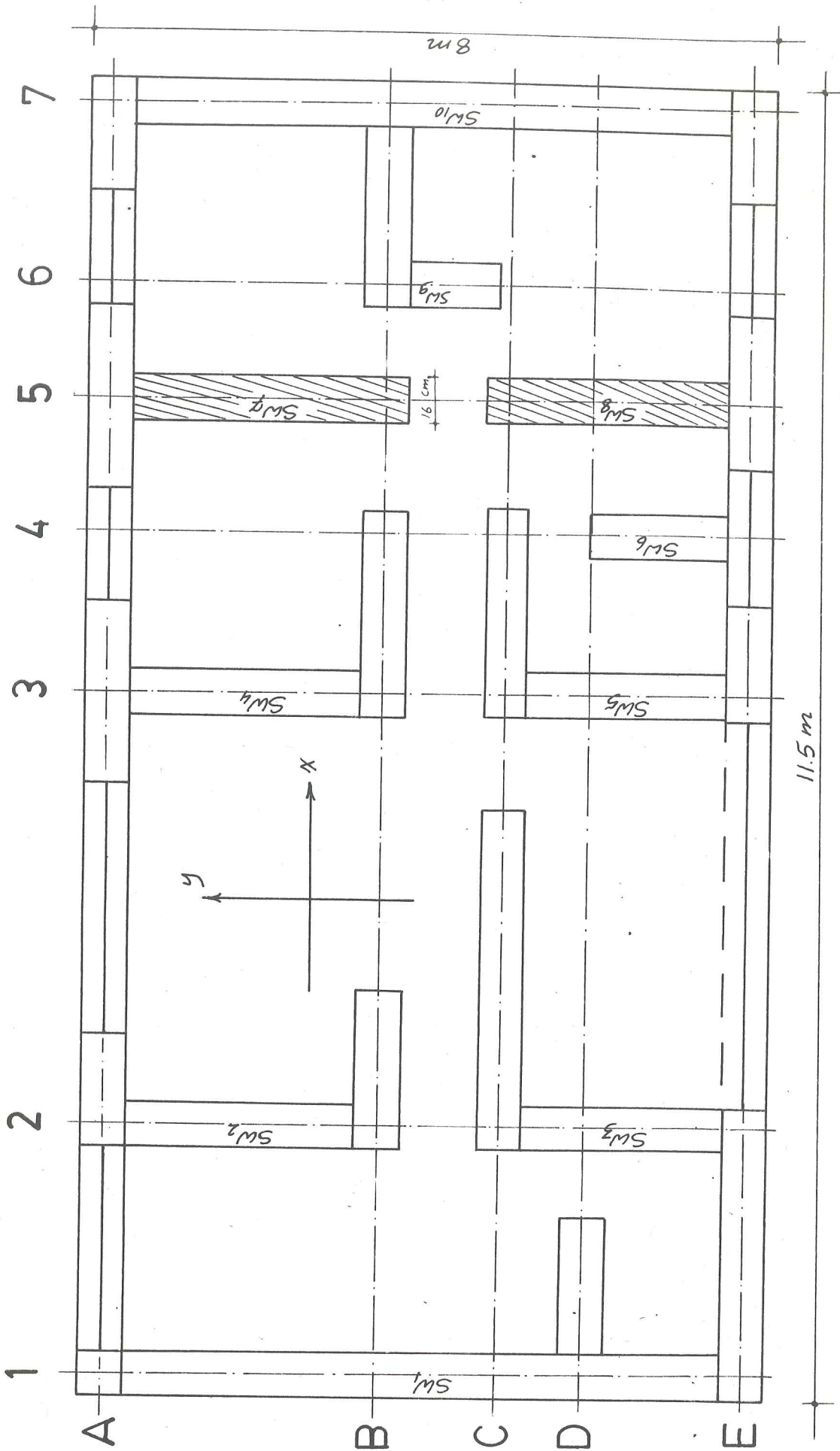
	SW _{8,1}	SW _{8,2}	SW _{7,1}	SW _{7,2}
N _u (Lb)	N _u = 31987.8 Lb	31987.8 Lb	37156.14 Lb	37156.14 Lb
V _u (Lb)	V _u = 2.96 T = 6525.67 Lb	13073.4 Lb	13073.4 Lb	6525.67 Lb
M _u (Lb.in)	M _u = 0.08121 (T.M) = 7048.7 Lb.in	7048.7 Lb.in	11083.8 Lb.in	11083.8 Lb.in
A _g (in ²)	A _g = 1.145 x 0.16 / 0.0254 ² = 284 in ²	284 in ²	330 in ²	330 in ²
P _{nw} (T)	P _{nw} = 0.55 x 0.7 x 3623.3 x 284 x (1 - (101.6 / 40 x 6.3) ²) P _{nw} = 331774 Lb = 149.3 T	149.3 T	173.5 T	173.5 T
	P _{nw} > N _u ∴ O.K.	P _{nw} > N _u ∴ O.K.	P _{nw} > N _u ∴ O.K.	P _{nw} > N _u ∴ O.K.

TABLO J

Perde Duvarların Kayma Mukavemetleri Ve Donatıları

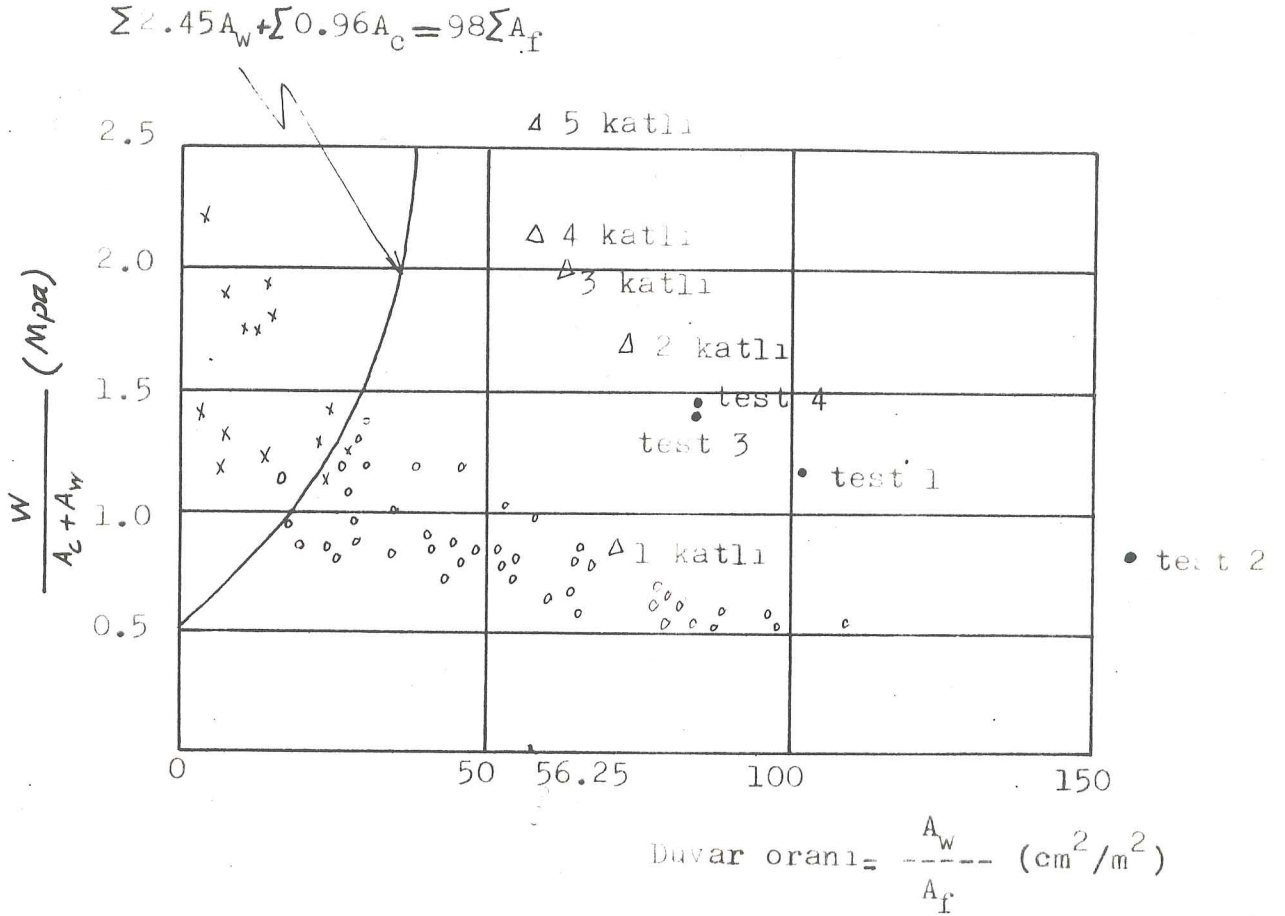
SW _{8,1}	SW _{8,2}	SW _{7,1}	SW _{7,2}
$V_{c1} = 2.6\sqrt{3623.3} \times 6.3 \times 45 + 0.2 \times 44974.2$ $V_{c1} = 53364 \text{ (Lb)} = 24 \text{ (T)}$	$V_{c1} = 25 \text{ (T)}$ 55612.4 (Lb)	$V_{c1} = 28.85 \text{ (T)}$ 64125.6 (Lb)	$V_{c1} = 27.85 \text{ (T)}$ 61890.13 (Lb)
$V_{c2} = (0.5\sqrt{3623.3} + 45(1.24\sqrt{3623.3} + 0.2 \times 44974.2 / 45 \times 6.3) / (7048.7 / 6525.7 - 45 / 2)) \times 6.3 \times 45$ <p>$(M_u / v_u - L_w / 2) < 0 \therefore V_{c2}$ gerek yok</p> $V_c = V_{c1}$	$V_c = V_{c1}$	$V_c = V_{c1}$	$V_c = V_{c1}$
$v_u < v_c / 2 \therefore$ $\rho_h = 0.25 \%$ $\rho_v = 0.15 \%$	$v_u < v_c / 2 \therefore$ $\rho_h = 0.25 \%$ $\rho_v = 0.15 \%$	$v_u < v_c / 2 \therefore$ $\rho_h = 0.25 \%$ $\rho_v = 0.15 \%$	$v_u < v_c / 2 \therefore$ $\rho_h = 0.25 \%$ $\rho_v = 0.15 \%$

B Ö L Ü M (6)

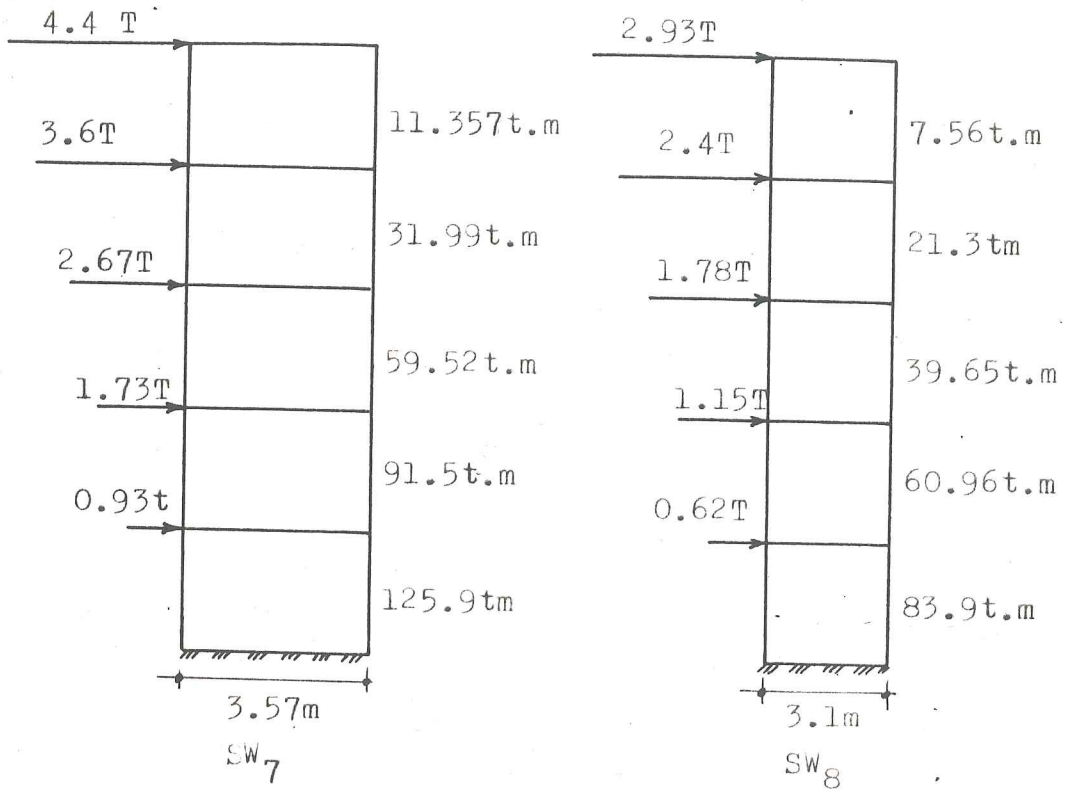


Şekil: 1 - Plan

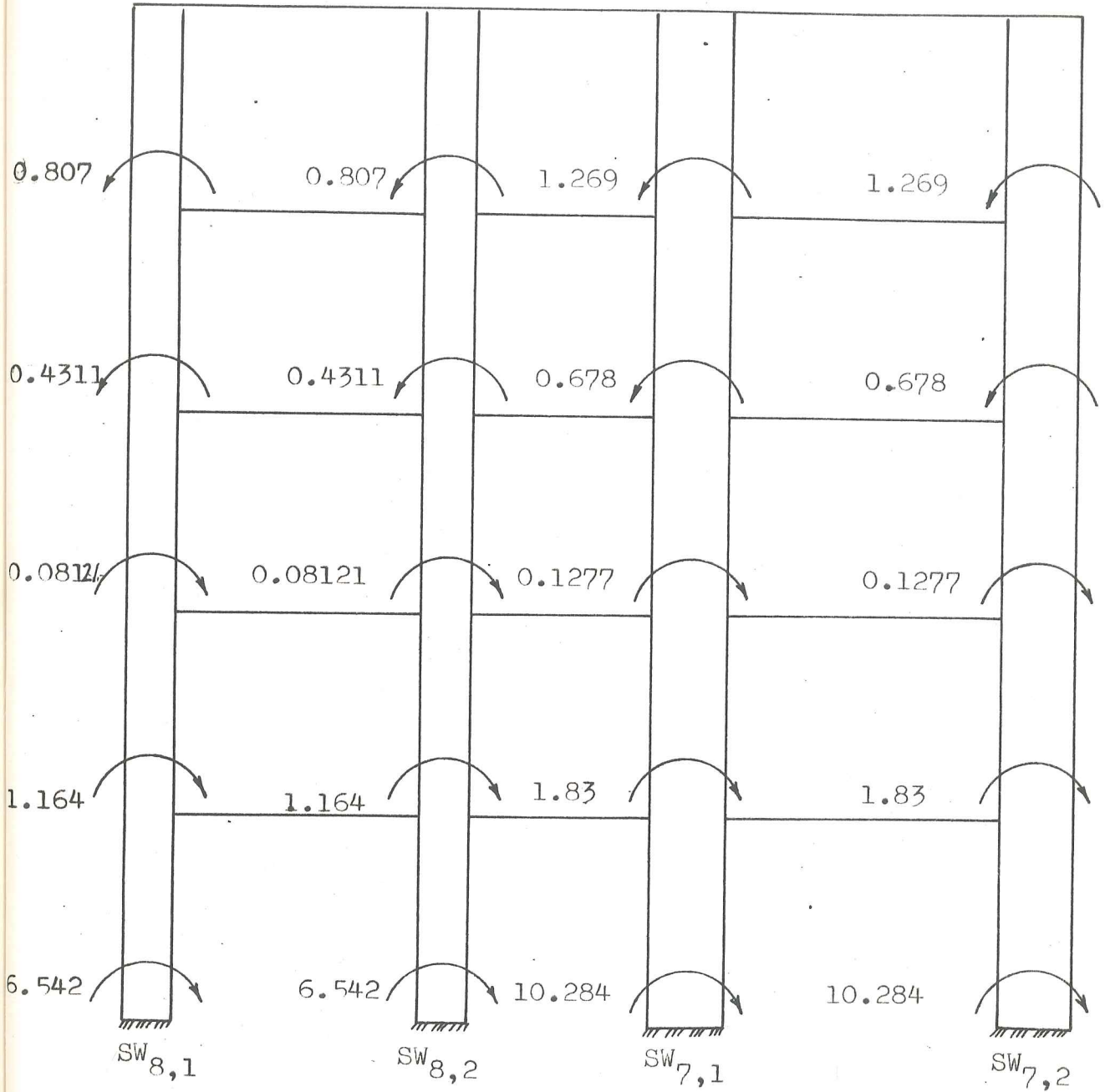
- x: Hasar görmüş binalar
 o: Hasar görmemiş binalar
 •: Test 1 4



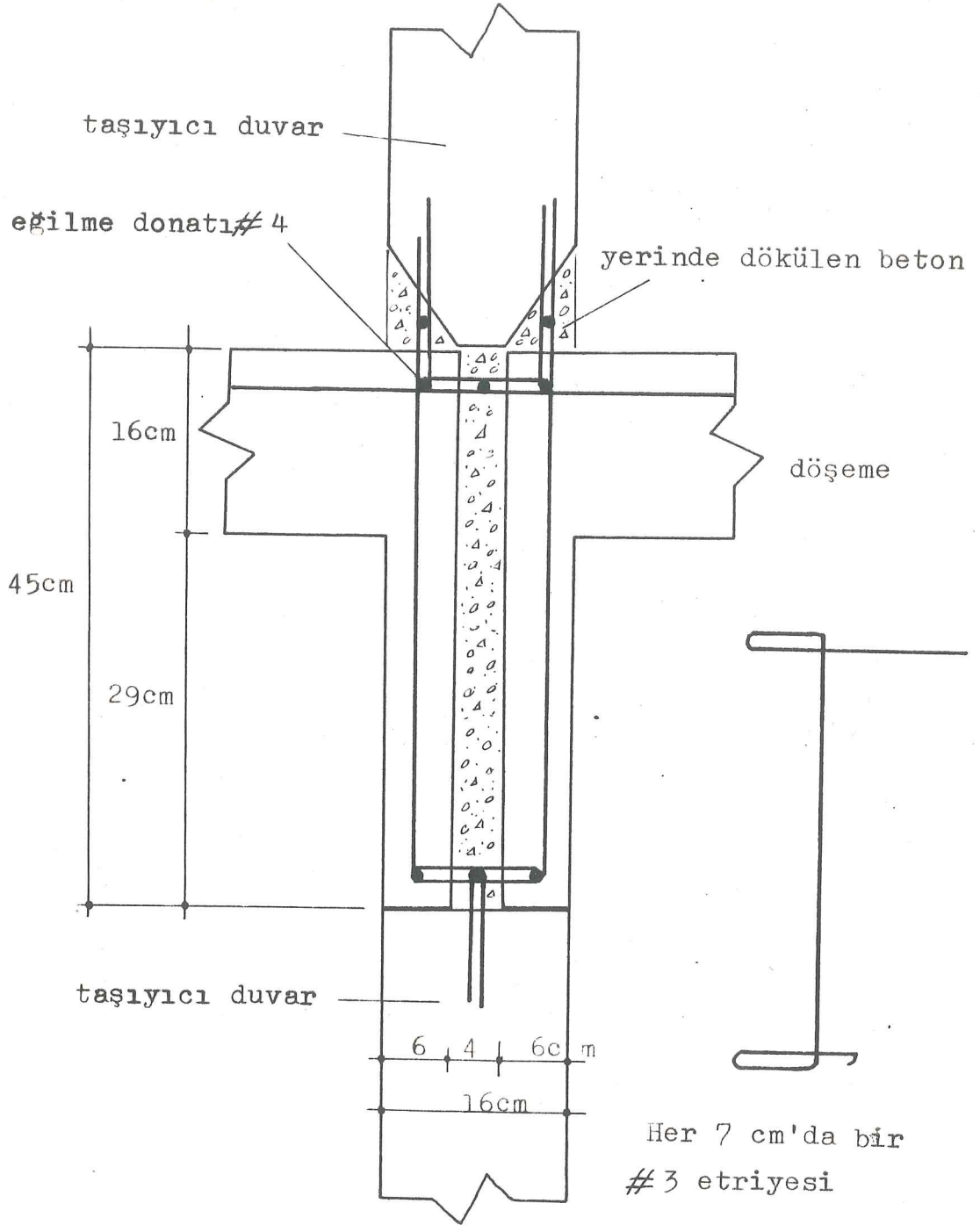
Şekil:2 - 1978 deki Miyaziken-Oki depreminin hasarları



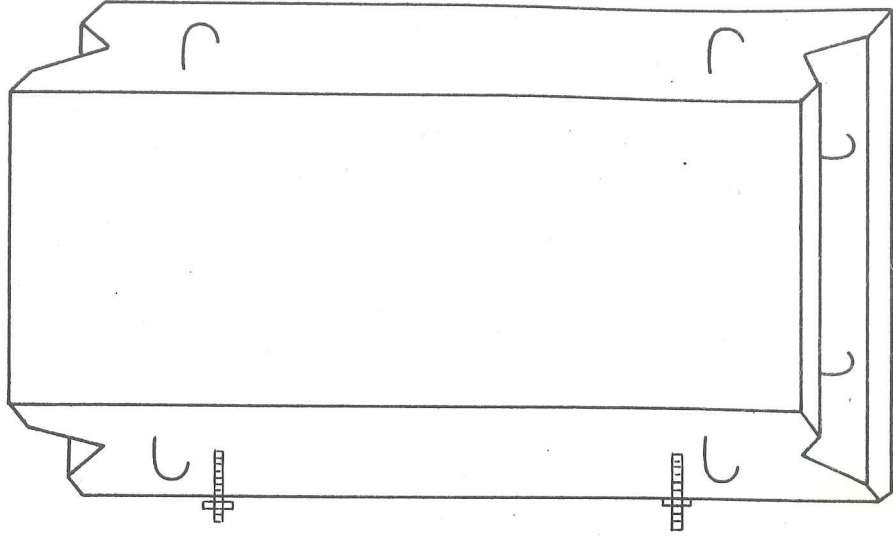
Şekil:3- SW₇, SW₈ ların yanal kuvvetleri ve momentleri



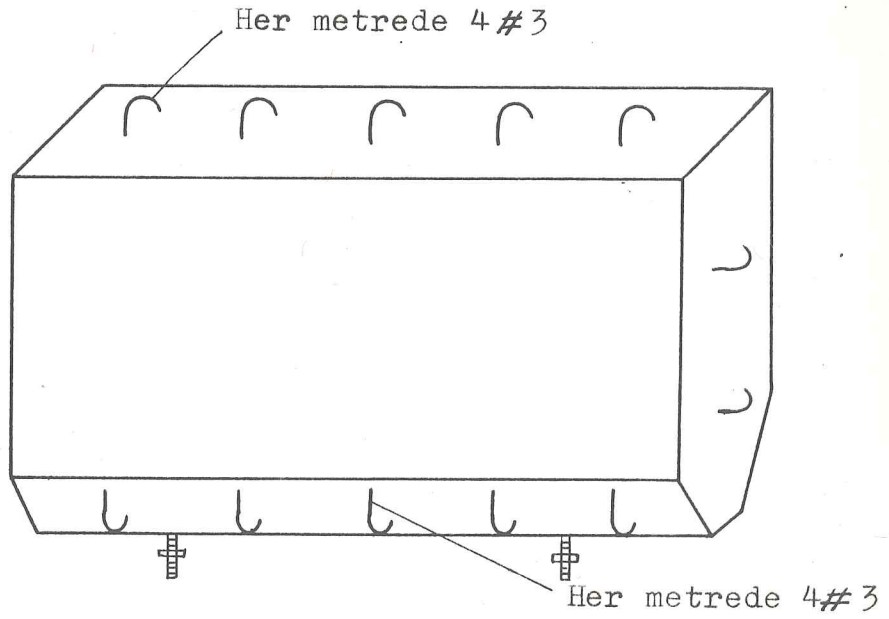
Şekil:4- Perde duvarların momentleri (t.m)



Şekil:5- Düşey birleşim noktası



Şekil:7- Donatısız beton duvar paneli



Şekil:8- Donatılı beton duvar paneli

Sonuç

Perde duvarları,yapıları yanal deprem kuvvetlerine karşı korumak amacıyla eskiden beri kullanılmaktadır.

Bu duvarlar,yapının deprem esnasında fazla deplasman yapmasını önler.Deprem yönündeki duvarların uzunlukları binanın rijitliği ile doğru orantılıdır.

Bu tezin sonunda elde edilen neticeye göre duvarların uzunlukları %30 azaltıldığında ve döşeme seviyelerindeki bağ kirişleri,perde duvarlarının ortalarına yerleştirildiği takdirde hem binanın yanal deprem kuvvetine karşı dayanıklılığı azalmamış,hem de donatı sarfiyatından % 24 nispetinde kâr elde edilmiştir

R E F E R A N S

- 1 Oyak Kutlutaş Notes.
- 2 ATC-8, Design Of Prefabricated Buildings For Earthquake Loads, "Explanation Of Current Aseismic Design Provisions For Prefabricated Buildings In Japan," (Applied Technology Council Berkeley, Calif. U.S.A., 1981), P.81
- 3 Ibid P.81
- 4 Prof. Dr. Hüseyin Celâsun, Lecture Notes Of Prefabricated Structure Course.
- 5 V.N. Balkov, V.I. Murashev, E.E. Sigalov, Design Of Reinforced Concrete Structure, "Analysis Of Multistory Buildings For Horizontal Load," (Mir Publisher Moscow 1971) P. 545-68
- 6 Doç. Dr. Bilyap, Siracettin, Betonarme Yüksek Yapılarda Burulmasız Perde Çerçeve Sistemlerinin Yatay Kuvvetlere Göre Yaklaşık Hesap Yöntemleri Ve Dinamik Karakteristikleri, (Ei. İnş Fakültesi Bornova Turkey, 1979), P.22-5
- 7 Phil M, Ferguson, Reinforced Concrete Fundamentals (John Wiley and Sons, Inc, U.S.A., 1981), P.331
- 8 Oyak Kutlutaş Notes, Op.Cit. P.3
- 9 Building Code Requirements For Reinforced Concrete (ACI 318-77), (American Concrete Institute, U.S.A. 1977), P.63

- 10 Ibid P.47
- 11 ATC-8, OpCit.P.701
- 12 Phil M, Ferguson, Op.Cit.P.70-5
- 13 Ibid P.103
- 14 Koncz, Tihamer, Manual Of Precast Concrete Construction,
"Stability and statics of large panel structures,"
(Hans Meister KG Germany, 1978), P.331-3
- 15 Phil M, Ferguson, Op.Cit.P.12

B İ B L İ Y O G R A F İ

- 1 Balkov, V. N., Murashev, E. E.
Design Of Reinforced Concrete Structure
Mir Publisher Moscow, 1971
- 2 Prof. Dr. Celâsun, Hüseyin,
Lecture Notes Of Prefabricated Structure Course.
- 3 Doç. Dr. Bilyap, Siracettin.
Betonarme Yüksek Yapılarda Burulmasız Perde Çerçeve-
Sistemlerinin Yatay Kuvvetlere Göre Yaklaşık Hesap-
Yöntemleri Ve Dinamik Karakteristikleri
E.Ü. İnş Fakültesi Bornova Turkey, 1979.
- 4 Ferguson, Phil M.
Reinforced Concrete Fundamentals, SI Version. (Fourth
Edition) John Wiley Sons, Inc. U.S.A., 1981
- 5 Friedman, Frank L, Koffman, Elliot B.
Problem Solving and Structured Programming In Fortran
Addison Wesley Publishing Company, Inc. U.S.A., 1981
- 6 McCormac, Jack C.
Structural Analysis (Third Edition)
Thomas Y. Crowell Company, Inc. U.S.A., 1975.
- 7 ATC-8
Proceedings of a workshop on
Design Of Prefabricated Concrete Buildings For Earth-
quake Loads
Applied Technology Council Berkeley, Calif. U.S.A., 1981

8 Building Code Requirements For Reinforced Concrete
(ACI 318-77)

American Concrete Institute U.S.A.,1977

9 Oyak Kutlutaş Notes

Ist Prefabrike Eleman Sanayi Ve Ticaret A.S.

10 Dr.Ing.Tihamér Koncz

Manual Of Precast Concrete Construction

Printed In Germany by Hans Meister KG,

Kassel 1978,Vol.3



ÖZ GEÇMİŞ

Saeed Ainechi, 1958 yılında Tebriz'de doğdu. İlk ve orta tahsilini Tebriz'de tamamladı. (1977-1978) yılları arasın'da iki yıl Tebriz Üniversitesi İngilizce Filolojisinde okudu. (1979-1980) yılında Amerika George Washington ve Louisiana State Üniversitelerinde iki yıl Genel Mühendislik okudu, 1981'de Boğaziçi Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümüne transfer etti, 1983'de Mühendislik diploması aldı. 1984 yılında Yıldız Üniversitesinde İnşaat Mühendisliği Bölümü Yapı Anabilim dalında yüksek lisansa başladı.