

# **ΤΕΛΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ**

**ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ  
ΜΕ ΤΙΤΛΟ:**

## **ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ & ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ ΚΑΙ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΜΕΝΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ**

**ΜΕΡΟΣ Α  
(ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ)**

**ΠΡΟΣ  
ΕΥΡΩΠΑΙΚΟ ΚΕΝΤΡΟ ΠΡΟΓΝΩΣΗΣ ΚΑΙ ΠΡΟΛΗΨΗΣ ΣΕΙΣΜΩΝ/  
ΟΡΓΑΝΙΣΜΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ**

**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΠΑΤΡΩΝ  
ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**

**Αύγουστος 1995**

## **ΜΕΡΟΣ Α**

### **ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ & ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ**

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η αργολιθοδομή είναι το τυπικό φέρον υλικό παραδοσιακών και άλλων παλαιών, ή ακόμα και ιστορικών κατασκευών στην Ελλάδα αλλά και σε άλλες χώρες της Νοτίου Ευρώπης (Βαλκανική Χερσόνησος, Ιταλία, Ιβηρική Χερσόνησος). Τα παραδοσιακά κτίρια από λιθοδομή, τα οποία θεωρούμενα επί μέρους δεν έχουν ιδιαίτερη αρχιτεκτονική ή ιστορική αξία, την αποκτούν σαν τμήματα ενός διατηρητέου μνημειακού συνόλου. Όπως μάλιστα τονίζει η Διακήρυξη του Amsterdam (1975), που αποτελεί τον εγκεκριμένο από την Επιτροπή Υπουργών του Συμβουλίου της Ευρώπης Ευρωπαϊκό Χάρτη για την Αρχιτεκτονική Κληρονομιά, η διατήρηση και η αποκατάσταση μνημειακών συνόλων, των ιστορικών αστικών πυρήνων και των παραδοσιακών οικισμών, συντελεί στην ιστορική συνέχεια στο περιβάλλον, η οποία είναι σημαντική για τη διατήρηση ή τη δημιουργία ενός πλαισίου ζωής που επιτρέπει στον άνθρωπο να διατηρήσει την ταυτότητά του και να αναπτύξει ένα αίσθημα ασφάλειας στις απότομες αλλαγές της κοινωνίας. Επιπλέον, η διατήρηση/αποκατάσταση των παραδοσιακών κτιρίων και η απόδοσή τους σε λειτουργίες που ανταποκρίνονται στις σύγχρονες ανάγκες, συχνά είναι οικονομικά συμφερότερη της καθαίρεσης και της κατασκευής νέων κτιρίων, και συμβάλλει στην εξοικονόμηση υλικών και άλλων πόρων.

Τα κτίρια από λιθοδομή έχουν γενικά καλή αντοχή για κατακόρυφα φορτία. Όμως, λόγω της σχετικά χαμηλής εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας και της κακής σύνδεσης των στοιχείων των κτιρίων αυτών μεταξύ τους (τοιχοί μεταξύ τους και με τα πατώματα και τη στέγη), η σεισμική του συμπεριφορά είναι προβληματική. Για το λόγο αυτό, οποιαδήποτε αναστυλωτική επέμβαση σε κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία απαιτεί και ενίσχυση έναντι σεισμού.

Σε αντίθεση με τη λιθοδομή που χρησιμοποιείται κυρίως σαν υλικό παλαιών κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία, οι νέες κατασκευές από τοιχοποιία χρησιμοποιούν σαν υλικό κατά κανόνα τον οπτόπλινθο. Επιπλέον η φέρουσα οπτοπλινθοδομή φαίνεται να είναι οικονομικότερη από το οπλισμένο σκυρόδεμα, τουλάχιστον για κτίρια έως και 2 ορόφων, ακόμα και σε σεισμικές περιοχές. Επειδή όμως δεν υπάρχει σημαντική παράδοση αντισεισμικού σχεδιασμού κτιρίων από φέρουσα οπτοπλινθοδομή, ούτε το θέμα αυτό καλύπτεται αποτελεσματικά από τους ισχύοντες κανονισμούς, Ελληνικούς ή διεθνείς, συχνά εγείρονται ερωτηματικά για την αντισεισμικότητα κτιρίων από φέρουσα οπτοπλινθοδομή, καθώς και για την αξιοπιστία των μεθόδων ανάλυσής τους για σεισμικές δράσεις.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

### ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΤΟΙΧΟΔΟΜΩΝ ΥΠΟ ΠΟΛΥΑΞΟΝΙΚΗ ΕΝΤΑΣΗ

#### 2.1 Κριτήριο Αστοχίας Αργολιθοδομής

Η αργολιθοδομή είναι το τυπικό φέρον υλικό παραδοσιακών και άλλων παλαιών, ή ακόμα και ιστορικών κατασκευών στην Ελλάδα αλλά και σε άλλες χώρες της Νοτίου Ευρώπης (Βαλκανική Χερσόνησος, Ιταλία, Ιβηρική Χερσόνησος). Επιπλέον οι μεγάλοι πάχους τοίχοι των ρωμαϊκών, μεσαιωνικών και Αναγεννησιακών μνημείων, ιδίως στην Ιταλία, έχουν μεν επένδυση από οπτοπλίνθους, αλλά στο εσωτερικό, μεταξύ των επενδύσεων, αποτελούνται από λιθόδεμα, το οποίο, τόσο από την άποψη της συστάσεως, όσο και από αυτήν της μηχανικής συμπεριφοράς, είναι σαν αργολιθοδομή με μεγάλη ποσότητα κονιάματος. Παρά τη μεγάλη πρακτική της σημασία, όμως, η αργολιθοδομή ουδέποτε απετέλεσε το αντικείμενο συστηματικής και σε βάθος πειραματικής μελέτης υπό διαξονική ένταση, όπως αυτές που έχουν γίνει για την οπτοπλινθοδομή (Page 1981, 1983). Ελλείπει λοιπόν πειραματικών στοιχείων για την αντοχή της αργολιθοδομής υπό διαξονική ένταση, αξιοποιήθηκαν στην παρούσα μελέτη τα υπάρχοντα πειραματικά δεδομένα για οπτοπλινθοδομή από συμπαγή τούβλα. Τα στοιχεία αυτά αφορούν την αντοχή υπό διαξονική ένταση θλίψης-θλίψης και εφελκυσμού-θλίψης, με κύριες τάσεις υπό γωνία  $0^\circ$ ,  $22.5^\circ$ ,  $45^\circ$ ,  $67.5^\circ$  και  $90^\circ$  ως προς τη διεύθυνση των οριζοντίων αρμών της οπτοπλινθοδομής (Page 1981, 1983). Τα στοιχεία αυτά παρουσιάζονται στο Σχ. 2.1(α) με τη μορφή των κυρίων τάσεων, για όλες τις ανωτέρω γωνίες, μετά από αναγωγή ως προς τη θλιπτική αντοχή της οπτοπλινθοδομής κάθετα στους αρμούς,  $f_{w0}$ . Επειδή πρόκειται να χρησιμοποιηθούν στα πλαίσια ενός ισότροπου κριτηρίου αστοχίας ανεξάρτητα από την τιμή της γωνίας  $\theta$ , όλα τα πειραματικά στοιχεία μεταφέρονται στο άνω ημιεπίπεδο,  $\sigma_2 < \sigma_1$  πάνω από τη διχοτόμο  $\sigma_1 = \sigma_2$ , με αντικατάσταση  $\sigma_1 = \sigma_2$  και  $\sigma_2 = \sigma_1$  στις περιπτώσεις εκείνες που είναι  $\sigma_1 < \sigma_2$ .

Επειδή η διασπορά των επιμέρους πειραματικών σημείων είναι μεγάλη, στο Σχ. 2.1(β) παρουσιάζεται ο μέσος όρος των σημείων κάθε γωνίας  $\theta$ , για διάφορες περιοχές συνδυασμών τιμών  $\sigma_1$  και  $\sigma_2$ . Είναι προφανές από το σχήμα αυτό ότι ενώ στην περιοχή εφελκυσμού-θλίψης η τιμή της γωνίας  $\theta$  δεν παίζει ουσιαστικό ρόλο, στην περιοχή θλίψη-θλίψη οι μέσοι όροι για  $\theta = 0^\circ$  και  $\theta = 90^\circ$  ταυτίζονται, όπως και αυτοί για  $\theta = 22.5^\circ$  και  $\theta = 67.5^\circ$ . Μάλιστα οι μέσοι όροι για τις δύο πρώτες τιμές της γωνίας  $\theta$  υπολείπονται σημαντικά αυτών για τις δύο δεύτερες, ενώ οι τιμές της αντοχής είναι μέγιστες για  $\theta = 45^\circ$ .

Λόγω του ισότροπου της αργολιθοδομής, η περιβάλλουσα αντοχής της υπό διαξονική ένταση δεν εξαρτάται από τη διεύθυνση των κυρίων τάσεων αλλά μόνο από την τιμή τους.

## 2.2

Για το λόγο αυτό όλα τα πειραματικά στοιχεία συγκεντρώθηκαν σε μία κοινή βάση δεδομένων, ανεξάρτητα της γωνίας  $\theta$  και υπολογίσθηκαν οι μέσοι όροι τους για διάφορες περιοχές συνδυασμών  $\sigma_1, \sigma_2$ . Αυτοί οι μέσοι όροι παρουσιάζονται στο Σχ. 2.1(c) ανηγμένοι στην τιμή της μονοαξονικής αντοχής  $f_{w0}$ . Είναι αξιοσημείωτο ότι ο μέσος όρος όλων των τιμών για  $\sigma_1=0$  δεν συμπίπτει με το σημείο  $\sigma_2/f_{w0}=1.0$ , επειδή στην (ανισότροπη) οπτοπλινθοδομή η αντοχή σε μονοαξονική θλίψη εξαρτάται από τον προσανατολισμό της τελευταίας ως προς τον οριζόντιο αρμό της οπτοπλινθοδομής.

Στη συνέχεια αναζητήθηκε ένα ισότροπο κριτήριο αστοχίας υπό διαξονική, ή προτιμότερα τριαξονική ένταση, για την αργολιθοδομή. Μετά από δοκιμές διαφόρων πιθανών κριτηρίων βρέθηκε ότι το τετραπαραμετρικό κριτήριο αστοχίας που προτάθηκε από τον Ottosen (1977) για το σκυρόδεμα και υιοθετήθηκε πρόσφατα από τον Πρότυπο Κανονισμό του 1990 της Ευρωδιεθνούς Επιτροπής Σκυροδέματος (CEB,1991), δίνει ικανοποιητική προσέγγιση στο μέσο όρο των σημείων, μετά βέβαια από κατάλληλη επιλογή των τεσσάρων παραμέτρων του. Το γενικό κριτήριο του Ottosen έχει τη μορφή:

$$\alpha \frac{J_2}{f_w} + \lambda \frac{\sqrt{J_2}}{f_w} + \beta \frac{I_1}{f_w} = 1 \quad (2.1)$$

όπου  $I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$  είναι η πρώτη αναλοίωτος των τάσεων,  $J_2 = [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]/6$  είναι η δεύτερη εκτροπική αναλοίωτος των τάσεων,  $f_w$  είναι η (ανεξάρτητη διευθύνσεως) αντοχή της αργολιθοδομής σε μονοαξονική θλίψη και η παράμετρος  $\lambda$  ισούται με:

$$\lambda = c_1 \cos \frac{\cos^{-1}(c_2 \cos 3\theta)}{3} \quad \text{εάν} \quad \cos 3\theta \geq 0 \quad (2.2a)$$

$$\lambda = c_1 \cos \left( \frac{\pi - \cos^{-1}(-c_2 \cos 3\theta)}{3} \right) \quad \text{εάν} \quad \cos 3\theta < 0 \quad (2.2b)$$

Στις εξ. 2.2 είναι  $\cos 3\theta = 3\sqrt{3}J_3/2J_2^{3/2}$ , όπου  $J_3 = (\sigma_1 - I_1/3)(\sigma_2 - I_1/3)(\sigma_3 - I_1/3)$  είναι η τρίτη εκτροπική αναλοίωτος των τάσεων.

Για δεδομένη τιμή της παραμέτρου  $c_2$ , οι λοιπές παράμετροι  $\alpha$ ,  $\beta$  and  $c_1$  μπορούν να υπολογισθούν από τις σχέσεις:

$$\alpha = \frac{9 - (1 + \frac{\lambda_1}{\lambda_2}) \frac{3}{b} + (1 - 2 \frac{\lambda_1}{\lambda_2}) \frac{3}{f}}{3 - (1 + \frac{\lambda_1}{\lambda_2}) b + (1 - 2 \frac{\lambda_1}{\lambda_2}) f} \quad (2.3a)$$

2.3

$$\beta = \frac{1}{3} \left( \frac{1}{f} - \frac{1}{b} + \frac{b-f}{3} a \right) \quad (2.3b)$$

$$c_1 = \frac{1}{\lambda_2 \sqrt{3}} \left( \frac{2}{f} + \frac{1}{b} - \frac{2f+b}{3} a \right) \quad (2.3c)$$

όπου:

$$\lambda_1 = \cos \left( \frac{\pi - \cos^{-1} c_2}{3} \right) \quad (2.4a)$$

$$\lambda_2 = \cos \left( \frac{\cos^{-1} c_2}{3} \right) \quad (2.4b)$$

και

$$\omega = \frac{f_{wt}}{f_{wc}} \quad (2.5)$$

είναι ο λόγος της μονοαξονικής εφελκυστικής αντοχής,  $f_{wt}$ , προς τη θλιπτική  $f_{wc}$ . Τέλος με  $b$  συμβολίζεται στις εξ. (2.3) ο λόγος της αντοχής σε ίση διαξονική θλίψη προς την μονοαξονική θλιπτική αντοχή,  $f_{wc}$ .

Στην περίπτωση των μέσων πειραματικών δεδομένων του Σχ. 2.1(c), ο λόγος  $\omega$  της μονοαξονικής εφελκυστικής αντοχής προς τη μονοαξονική θλιπτική ισούται με:

$$\omega = 0.085 \quad (2.6a)$$

ενώ η ανηγμένη αντοχή σε ίση διαξονική θλίψη ισούται με

$$b = 1.65 \quad (2.6b)$$

Είναι αξιοσημείωτο ότι για το σκυρόδεμα η τιμή του  $\omega$  είναι της ίδιας τάξης με την ανωτέρω για την αργολιθοδομή, ενώ η τιμή του  $b$  είναι περίπου ίση με 1.2. Η διαφορά δικαιολογείται από το γεγονός ότι η τοιχοποιία οφείλει πολύ περισσότερο την αντοχή της στην τριβή απ' ότι το σκυρόδεμα.

Για τις ανωτέρω τιμές των  $\omega$  και  $b$  η βέλτιστη συμφωνία κριτηρίου μέσων πειραματικών δεδομένων επιτυγχάνεται για:

$$c_2 = 0.959 \quad (2.7a)$$

οπότε οι εξ.(2.3) δίνουν:

$$\alpha = 0.665 \quad (2.7b)$$

$$\beta = 3.84 \quad (2.7c)$$

$$c_1 = 13.8 \quad (2.7d)$$

Με τις ανωτέρω τιμές των παραμέτρων  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $c_1$ ,  $c_2$ , το κριτήριο Ottosen δίνει τη

## 2.4

συνεχή καμπύλη που παρουσιάζεται στα Σχ. 2.1(a-c). Είναι αξιοσημείωτο ότι η καμπύλη αυτή όχι μόνο διέρχεται από όλους τους μέσους όρους των πειραματικών σημείων αλλά επιπλέον στην περιοχή εφελκυσμός-εφελκυσμός, για την οποία δεν υπάρχουν πειραματικά στοιχεία, έχει περίπου τετράγωνο σχήμα, το οποίο είναι και εύλογο και φυσικά αποδεκτό.

Υπενθυμίζεται ότι για το σκυρόδεμα το κριτήριο Ottosen δίνει πολύ καλή συμφωνία με τα πειραματικά δεδομένα για τριαξονική ένταση  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3 \neq 0$ . Κατ' επέκταση, αναμένεται ότι η προσαρμογή του στην περίπτωση της αργολιθοδομής με τις ανωτέρω παραμέτρους θα δίνει εύλογη συμφωνία και στην περίπτωση της τριαξονικής έντασης της λιθοδομής,  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3 \neq 0$ .

Το ανωτέρω κριτήριο αστοχίας υπό διαξονική ένταση χρησιμοποιείται στην παρούσα μελέτη ως εξής: Αν η διαξονική ένταση στην τοιχοποιία είναι  $(\sigma_1, \sigma_2)$ , υπολογίζεται μία "ανηγμένη ισοδύναμη τάση"  $\sigma^*$  τέτοια ώστε το σημείο  $(\sigma_1/\sigma^*, \sigma_2/\sigma^*)$  να βρίσκεται πάνω στην περιβάλλουσα αστοχίας. Έτσι η τιμή του  $\sigma^*$  εκφράζει το πόσο η διαξονική ένταση  $(\sigma_1, \sigma_2)$  υπερβαίνει (αν  $\sigma^* > 1$ .) ή υπολείπεται (αν  $\sigma^* < 1$ .) της αστοχίας, με διατήρηση αναλόγιου του λόγου των δύο κυρίων τάσεων. Η τιμή του  $1/\sigma^*$  εκφράζει έτσι έναν ισοδύναμο συντελεστή ασφαλείας έναντι αστοχίας υπό διαξονική ένταση.

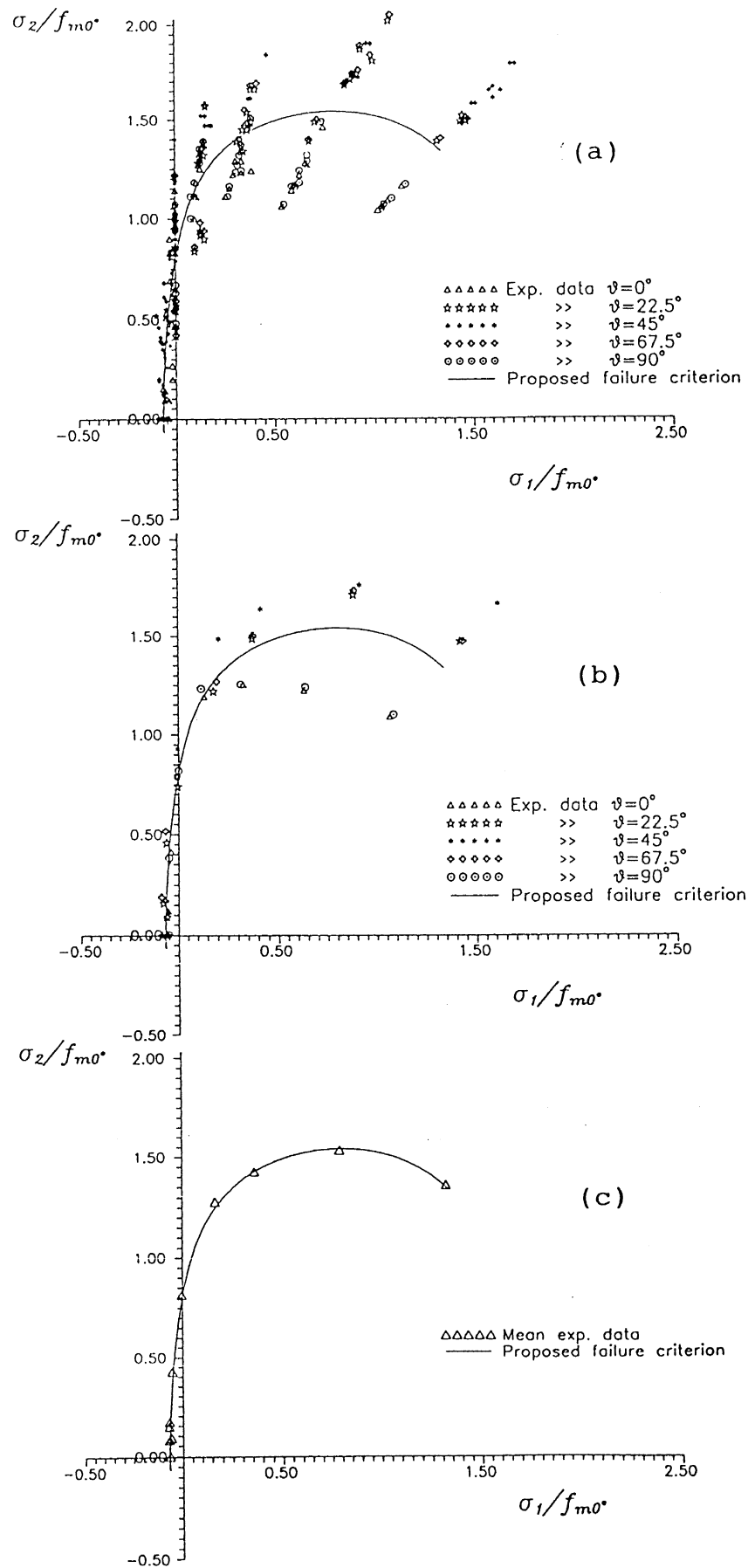


Fig. 2.1 Πειραματικά δεδομένα από Page (1981,1983) και προτεινόμενο κριτήριο αστοχίας, (α) σύνολο δεδομένων; (β) μέση τιμή για διάφορες τιμές της γωνίας  $\theta$ ; (γ) μέση τιμή για όλες τις γωνίες  $\theta$

## 2.2 Κριτήρια Αστοχίας Πλινθοδομών υπό Διαξονική Ένταση

### 2.2.1. Εισαγωγή

Η πλινθοδομή είναι υλικό ασυνεχές/ανομοιογενές και ανισότροπο. Η ανομοιογένεια/ασυνέχεια οφείλεται στο γεγονός ότι η πλινθοδομή αποτελείται από σαφώς διακεκριμένα τοιχοσώματα σε κανονική διάταξη, στο ενδιάμεσο των οποίων παρεμβάλλεται κονίαμα με τη μορφή αφενός μεν συνεχών οριζοντίων αρμών αφετέρου δε ασυνεχών κατακορύφων. Μάλιστα, λόγω του τρόπου κατασκευής και ενδεχόμενης συστολής, οι ασυνεχείς κατακόρυφοι αρμοί μπορεί να μην είναι εντελώς και ομοιόμορφα πλήρεις με κονίαμα ή και να έχουν ασυνέχεια (ρωγμή) σε κατακόρυφο επίπεδο. Η ανισοτροπία οφείλεται αφενός μεν στην ύπαρξη δύο συστημάτων αρμών σε ορθογωνικές μεταξύ τους διευθύνσεις και με διαφορετική υφή και διάταξη (συνεχή ή ασυνεχή), αφετέρου δε στις διαφορετικές ιδιότητες των λιθοσωμάτων στην οριζόντια και στην κατακόρυφη διεύθυνση λόγω της κατευθυντικότητας των κενών τους (οριζόντιες ή κατακόρυφες παράλληλες οπές). Η ανομοιογένεια/ασυνέχεια και η ανισοτροπία της πλινθοδομής εκδηλώνεται μηχανικά, αφενός μεν με την εξάρτηση της συμπεριφοράς και της τυχόν αστοχίας από την κλίση και την κατεύθυνση της έντασης ως προς τους αρμούς, αφετέρου δε με την ως επί το πλείστον σύμπτωση μεγάλου μέρους της επιφάνειας αστοχίας με τις θέσεις των αρμών.

Από τα ανωτέρω συνάγεται ότι και τα κριτήρια αστοχίας πλινθοδομών υπό διαξονική επίπεδη ένταση πρέπει να είναι ανισότροπα, να αναφέρονται δηλ. όχι στις δύο κύριες διευθύνσεις 1 και 2 της έντασης ή της παραμόρφωσης αλλά στις διευθύνσεις  $x$  (ή  $p$ ) και  $y$  (ή  $n$ ), που είναι αντίστοιχα παράλληλες και κάθετες στους συνεχείς οριζόντιους αρμούς.

### 2.2.2. Ισότροπο Κριτήριο Αστοχίας (Adham, 1982)

Αν η αντοχή σε θλίψη της πλινθοδομής κάθετα και παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς,  $f_{wy}$  (ή  $f_{wn}$ ) και  $f_{wx}$  (ή  $f_{wp}$ ) αντίστοιχα είναι η ίδια, και το ίδιο ισχύει και για την εφελκυστική αντοχή στις δύο αυτές διευθύνσεις  $f_{ty}$  (ή  $f_{tn}$ ) και  $f_{tx}$  (ή  $f_{tp}$ ), τότε η ανισοτροπία του υλικού μπορεί να αγνοηθεί και να υιοθετηθεί, επί το απλούστερον, ένα ισότροπο κριτήριο αστοχίας. Επί παραδείγματι ο Adham (1982) πρότεινε σε φαινομενολογική βάση και χρησιμοποίησε το ισότροπο κριτήριο του Σχ.2.2, συναρτήσεως των κυρίων τάσεων  $\sigma_1$  και  $\sigma_2$ .

Στην περιοχή του διαξονικού εφελκυσμού, το κριτήριο είναι τετραγωνικό της μορφής:

## 2.7

$$\Phi_1 = \max(\sigma_1, \sigma_2) - \omega f_w = 0 \quad (2.8)$$

όπου  $\omega$  ο λόγος  $f_t/f_w$  της εφελκυστικής προς την θλιπτική αντοχή (αντίστοιχος του  $\omega$  της εξ. (2.5), με τιμή 0.10 κατά Adham, 1982), και στην περιοχή εφελκυσμού-θλίψης ευθύγραμμο, της μορφής:

$$\Phi_2 = \sigma_1/\omega - \sigma_2 - f_w = 0 \quad (2.9a)$$

ή

$$\Phi_2 = \sigma_2/\omega - \sigma_1 - f_w = 0 \quad (2.9b)$$

Τέλος στην περιοχή της διαξονικής θλίψης το κριτήριο του Adham αποτελείται από την έλλειψη του von Mises:

$$\Phi_3 = \sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \sigma_2 - f_w^2 = 0 \quad (2.10)$$

Εκφρασμένο συναρτήσει των  $\sigma_x$  (ή  $\sigma_p$ ),  $\sigma_y$  (ή  $\sigma_n$ ) και  $\tau_{xy}$  ( $\tau_{np}$ ) των ανισότροπων κριτηρίων, το κριτήριο του Adham (1982) είναι:

$$\Phi_1 = \tau_{xy}^2 - (\sigma_x - \omega f_w)(\sigma_y - \omega f_w) = 0 \quad (2.8')$$

$$\Phi_2 = (1 + \omega)^2 \tau_{xy}^2 - (\omega \sigma_x - \sigma_y + \omega f_w)(\omega \sigma_y - \sigma_x + \omega f_w) = 0 \quad (2.9')$$

$$\Phi_3 = 3\tau_{xy}^2 + \sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y - f_w^2 = 0 \quad (2.10')$$

Οι εξισώσεις (2.8') και (2.9') περιγράφουν παραβολικές κωνικές επιφάνειες, η τομή των οποίων από οριζόντια επίπεδα  $\tau_{xy} = \text{σταθ.}$  είναι υπερβολή, ενώ η τομή τους από κατακόρυφο επίπεδο με  $\sigma_x + \sigma_y = \text{σταθ.}$  είναι παραβολή με άξονα παράλληλο στον (κατακόρυφο) άξονα  $\tau_{xy}$ . Μάλιστα οι δύο κώνοι τέμνονται μέσα στο επίπεδο  $\sigma_x + \sigma_y = \omega f_w$ . Ετσι για:

$$2\omega f_w \geq \sigma_x + \sigma_y \geq \omega f_w \quad (2.11)$$

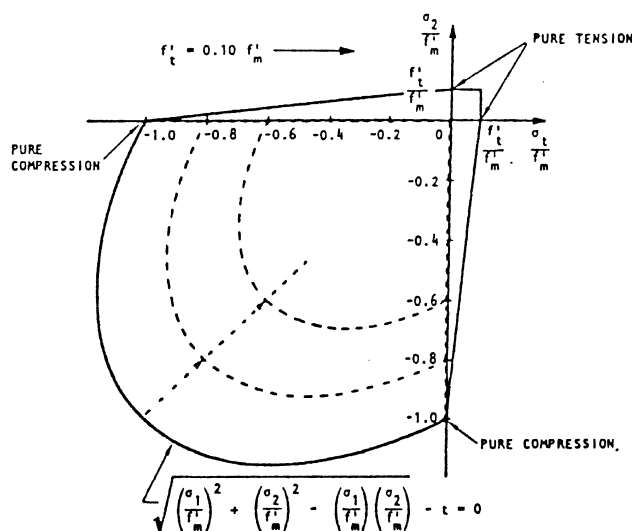
το κριτήριο αστοχίας δίνεται από την εξ. (2.8'), ενώ για:

$$\omega f_w \geq \sigma_x + \sigma_y > -f_w \quad (2.12)$$

δίνεται από την εξ. (2.9'). Για:

$$-f_w > \sigma_x + \sigma_y \quad (2.13)$$

το κριτήριο αστοχίας δίνεται από την εξ. (2.10'). Αυτή η τελευταία εξίσωση περιγράφει ένα παραβολικό ελλειψοειδές, με άξονα τον άξονα  $\tau_{xy}$ , οι τομές του οποίου από μεν οριζόντια επίπεδα,  $\tau_{xy} = \text{σταθ.}$ , είναι ελλείψεις, από δε επίπεδα  $\sigma_x + \sigma_y = \text{σταθ.}$  είναι παραβολές με άξονα παράλληλο στον  $\tau_{xy}$ . Οι επιφάνειες των κριτηρίων  $\Phi_2 = 0$  και  $\Phi_3 = 0$  τέμνονται μέσα στο επίπεδο  $\sigma_x + \sigma_y = -f_w$ .



Σχ. 2.2 Διαξονικό κριτήριο αστοχίας προτεινόμενο από Adham (1975)

Για  $\sigma_x = \sigma_y$  τα κριτήρια  $\Phi_1 = 0$  και  $\Phi_2 = 0$  μπορούν να θεωρηθούν σαν τρισδιάστατη γενίκευση του κριτηρίου Mohr-Coulomb, επειδή δίνουν γραμμική περιβάλλουσα στο επίπεδο  $\tau_{xy}$ - $\sigma_x$  με κλίση (συντελεστή τριβής)  $(1-\omega)/(1+\omega)$  για  $\sigma_x < \omega f_w/2$  και 1.0 για  $\omega f_w/2 < \sigma_x < \omega f_w$ , και αντίστοιχες τιμές συνοχής  $\omega f_w/(1+\omega)$  και  $\omega f_w$ . Για οποιαδήποτε όμως άλλη σχέση των  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ , περιλαμβανομένης και της περίπτωσης  $\sigma_x = 0$  ή  $\sigma_y = 0$ , η σχέση μεταξύ διατμητικής και ορθών τάσεων στην αστοχία δεν είναι γραμμική.

Το ισότροπο κριτήριο του Adham (1982) παρουσιάζει ασυνέχεια εφαπτόμενης (κλίσης) στα σημεία μετάβασης από το  $\Phi_1 = 0$  στο  $\Phi_2 = 0$  και από το  $\Phi_2 = 0$  στο  $\Phi_3 = 0$ .

Επιπλέον, στην περιοχή της διαξονικής θλίψης υποτιμά την αντοχή. Έτσι μειονεκτεί και από τις δύο αυτές απόψεις του ιστροπικού κριτηρίου που αναπτύχθηκε για τη λιθοδομή με βάση τα μέσα (ανεξάρτητα της κλίσης ως προς τους αρμούς) πειραματικά αποτελέσματα του Page (1981) για πλινθοδομή με συμπαγείς πλίνθους.

Για το κλασσικό πείραμα της αντιδιαμετρικής θλίψης υπό γωνία  $45^\circ$  ως προς τους αρμούς ("διαγώνια" θλίψη), για το οποίο η ελαστική λύση για ομοιογενές ισότροπο υλικό δίνει στο κέντρο του δοκιμίου  $\sigma_2 = -3\sigma_1$ , το ανωτέρω ιστροπικό κριτήριο αστοχίας δίνει τιμή της  $\sigma_1$  στην αστοχία κατά  $1+3\omega$  φορές μικρότερη της εφελκυστικής αντοχής  $f_t = \omega f_w$ , και κατά  $1.57/(1+3\omega)$  φορές μεγαλύτερη του  $0.707P/bt$  που λαμβάνεται κατά κανόνα σαν η εφελκυστική αντοχή κατά το πείραμα αυτό.

Για μονοαξονική θλίψη ή μονοαξονικό εφελκυσμό σε πρίσματα τοιχοποιίας υπό γωνία  $\theta$  ως προς τους αρμούς, το κριτήριο αστοχίας δίνει προφανώς αντοχή ανεξάρτητη της  $\theta$  και ίση με  $f_w$  ή  $\omega f_w$  αντίστοιχα.

### 2.2.3. Κριτήριο διατμητικής αστοχίας των αρμών, κατά Hamid and Drysdale (1982)

Οι αρμοί της πλινθοδομής αποτελούν επιφάνειες μειωμένης αντίστασης, όπου και συνήθως εντοπίζεται η αστοχία με τη μορφή διατμητικής ολίσθησης. Λόγω της συνέχειάς τους, ιδιαίτερα κρίσιμοι σε διατμητική ολίσθηση είναι οι οριζόντιοι αρμοί. Αντίθετα ολίσθηση κατά μήκος κατακόρυφων αρμών μέσα στο ίδιο κατακόρυφο επίπεδο απαιτεί και διάρρηξη των πλινθοσωμάτων κατ' επέκταση των κατακορύφων αρμών. Λόγω της σημαντικά υψηλότερης αντοχής των πλίνθων σε σύγκριση με τους αρμούς, ο τρόπος αστοχίας με ολίσθηση σε κατακόρυφο επίπεδο εμφανίζει υψηλότερη αντίσταση από αυτόν που αναφέρεται σε οριζόντιους αρμούς.

Κατά καλή προσέγγιση μπορεί να εφαρμοσθεί κατά μήκος των οριζοντίων αρμών το γραμμικό κριτήριο αστοχίας της εσωτερικής τριβής κατά Mohr-Coulomb:

$$\Phi_4 = |\tau_{yx}| - c_{yx} + \mu_{yx} \sigma_y = 0 \quad (2.14)$$

όπου  $\tau_{yx}$  και  $\sigma_y$  η διατμητική και η ορθή τάση που δρούν στο οριζόντιο επίπεδο ( $y$ =σταθ.), με  $\sigma_y$  θετική για εφελκυσμό, και  $c_{yx}$ ,  $\mu_{yx}$  η συνοχή και ο συντελεστής τριβής (εφαπτομένη της γωνίας εσωτερικής τριβής) στο επίπεδο αυτό.

Οι Hamid and Drysdale (1982), που πρότειναν την εφαρμογή της θεωρίας Mohr-Coulomb για την περιγραφή της αστοχίας κατά μήκος των αρμών, εισήγαγαν την έννοια της

## 2.10

ενεργού μέσης συνοχής  $c_{xy}$  και του αντίστοιχου συντελεστή τριβής  $\mu_{xy}$ , για τα κατακόρυφα επίπεδα ( $\chi = \text{σταθ.}$ ) δια των κατακορύφων αρμών. Αυτές οι παράμετροι αντικατοπτρίζουν κυρίως την αντίσταση των πλίνθων, και πολύ λιγότερο αυτήν των κατακορύφων αρμών, οι οποίοι έχουν, κυρίως ως προς τη συνοχή, πολύ μικρή αντοχή (σχεδόν μηδενική). Με αυτές τις ενεργές παραμέτρους εσωτερικής τριβής, το κριτήριο διατμητικής ολίσθησης κατά μήκος κατακορύφων αρμών και διαμέσου πλίνθων είναι:

$$\Phi_5 = |\tau_{xy}| - c_{xy} + \mu_{xy} \sigma_x = 0 \quad (2.15)$$

όπου η  $\sigma_x$  θεωρείται θετική για εφελκυσμό. Οι σταθερές  $c_{xy}$  και  $\mu_{xy}$  είναι μακροσκοπικές παράμετροι που περικλείουν φαινόμενα αρκετά πιο σύνθετα από την απλή συνοχή και τριβή. Και ο μὲν συντελεστής τριβής  $\mu_{xy}$  μπορεί να θεωρηθεί κατά προσέγγιση ίσος με το  $\mu_{yx}$  του κονιάματος ή της διεπιφάνειας κονίαμα-πλίνθος, όμως η  $c_{xy}$ , μπορεί μόνον να μετρηθεί πειραματικά σε πρίσματα πλινθοδομής τα οποία αστοχούν με διατμητική ολίσθηση σε επίπεδο που ορίζεται από τους κατακόρυφους αρμούς, υπό μηδενική εγκάρσια τάση. Προφανώς δε είναι  $c_{xy} > c_{yx}$ .

Στο χώρο των  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ,  $\tau_{xy}$  οι εξ. (2.14) και (2.15) ορίζουν επίπεδα παράλληλα στους άξονες  $\sigma_x$  και  $\sigma_y$  αντίστοιχα, με κλίση ως προς το επίπεδο  $\sigma_x - \sigma_y$  ίση με  $\mu_{yx}$  και  $\mu_{xy}$  αντίστοιχα. Τα επίπεδα αυτά τέμνονται στο κατακόρυφο (δηλ. παράλληλο στον άξονα  $\tau_{xy}$ ) επίπεδο:

$$\mu_{xy} \sigma_x - \mu_{yx} \sigma_y = c_{xy} - c_{yx} \quad (2.16)$$

Τα κριτήρια αστοχίας λόγω διατμητικής ολίσθησης κατά τις εξ. (2.14) και (2.15) χρειάζεται να συμπληρωθούν από την εξάντληση της μονοαξονικής αντοχής σε θλίψη και σε εφελκυσμό, στις διευθύνσεις  $x$  και  $y$ ,  $f_{tx}$ ,  $-f_{wx}$ ,  $f_{ty}$ ,  $-f_{wy}$ , αντίστοιχα όπου ο δείκτης  $t$  δηλώνει εφελκυσμό και ο δείκτης  $w$  (την πλινθοδομή) σε θλίψη. Η συμπλήρωση αυτή δεν είναι προφανής για τη γενική περίπτωση της διαξονικής έντασης. Για μονοαξονική θλίψη  $\sigma_2 < 0$  στη γωνία  $\theta$  ως προς τη διεύθυνση  $x$ , οι Hamid and Drysdale (1982) υποθέτουν ότι το μέγεθος της θλίψης αυτής περιορίζεται και από το μέγεθος της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής στην πλησιέστερη από τις δύο διευθύνσεις  $x$  και  $y$ , δηλ. σε  $\sigma_2 \leq -f_{wx}$  αν  $\theta < 45^\circ$  και σε  $\sigma_2 \leq -f_{wy}$  αν  $45^\circ < \theta < 90^\circ$ . Η υπόθεση αυτή, που στερείται φυσικής βάσης για  $\theta$  διάφορο των  $0^\circ$  και  $90^\circ$ , μπορεί να επεκταθεί σε διαξονική ένταση  $\sigma_1 > \sigma_2$  ως εξής:

Πρέπει, οι  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ , εκτός από το ότι ικανοποιούν τις εξ. (2.14) και (2.15), να είναι τέτοιες ώστε κάθε μία από αυτές: α) να είναι μικρότερη από την εφελκυστική αντοχή στην

πλησιέστερη προς τη διεύθυνσή της από τις διευθύνσεις  $x$  και  $y$  και  $\beta$ ) να είναι αλγεβρικά μεγαλύτερη της (αρνητικής) θλιπτικής αντοχής στην πλησιέστερη προς τη διεύθυνσή της από τις διευθύνσεις  $x$  ή  $y$ .

Για μονοαξονική θλίψη  $\sigma_2$  υπό γωνία  $\theta$  ως προς τη διεύθυνση  $x$  το κριτήριο των εξ. (2.14) και (2.15) δίνει σαν τιμή της αντοχής:

$$\sigma_2 = \min\left(\frac{c_{xy}}{(\mu_{xy} - \tan\theta)\cos^2\theta}, \frac{c_{yx}}{(\mu_{yx} - \cot\theta)\sin^2\theta}\right) \quad (2.17)$$

με τον περιορισμό:

$$\sigma_2 \geq -f_{wx} \quad \text{αν } \theta < 45^\circ \quad (2.18)$$

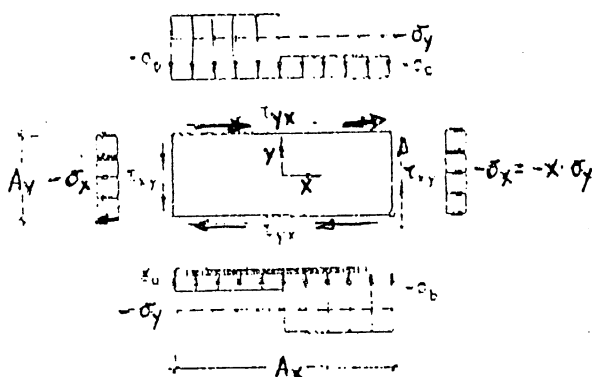
$$\sigma_2 \geq -f_{wy} \quad \text{αν } \theta > 45^\circ \quad (2.19)$$

Η ελάχιστη τιμή του πρώτου όρου εντός παρένθεσης στην εξ. (2.17) προκύπτει για  $\theta = 45^\circ + 0.5 \arctan \mu_{xy}$  και ισούται με  $-2c_{xy} \tan(45^\circ + 0.5 \arctan \mu_{xy})$ , ενώ η ελάχιστη τιμή του δεύτερου όρου προκύπτει για  $\theta = 45^\circ - 0.5 \arctan \mu_{yx}$  και ισούται με  $-2c_{yx} \tan(45^\circ - 0.5 \arctan \mu_{yx})$ . Γενικά για μικρές τιμές του  $\theta$  καθοριστικός είναι ο δεύτερος όρος της εξ. (2.17) ή το  $f_{wx}$  κατά την εξ. (2.18), όποιο είναι μικρότερο, ενώ για μεγάλες τιμές του  $\theta$  καθοριστικός είναι ο πρώτος όρος στην εξ. (2.17) ή το  $-f_{wy}$  κατά την εξ. (2.19).

#### 2.2.4 Το Διαξονικό Κριτήριο αστοχίας των Mann and Müller (1988) και Dialer (1991)

Το κριτήριο αστοχίας κατά Mann and Müller (1988) και Dialer (1991) είναι το πιο πρόσφατο και πιθανότατα πληρέστερο από τα διαξονικά κριτήρια αστοχίας που έχουν προταθεί μέχρι σήμερα. Βασίζεται εν μέρει σε αποτελέσματα πειραμάτων, μεταξύ των οποίων 33 του Dialer. Τα πειράματα αυτά έδειξαν ότι στις συνήθεις διατμητικές αστοχίες πλινθοδομών στις οποίες η επιφάνεια αστοχίας δεν είναι παράλληλη στη διεύθυνση των οριζοντίων ή των κατακορύφων αρμών, αλλά τεθλασμένη ή κλιμακωτή, συμπίπτοντας εν μέρει με κατακόρυφους αρμούς και εν μέρει με οριζόντιους ή ακόμη διαπερνώντας λοξά τα πλινθοσώματα, τα τελευταία (και κυρίως αυτά που συνορεύουν άμεσα με την επιφάνεια αστοχίας ή διασχίζονται από αυτήν), έχουν την τάση να περιστραφούν περί άξονα κάθετο στο επίπεδο του τοίχου, με φορά τέτοια ώστε η μεγάλη τους διάσταση να τείνει να γίνει

παράλληλη με τη μέση διεύθυνση της επιφάνειας αστοχίας. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι οι κατακόρυφοι αρμοί είναι λιγότερο πλήρεις με κονίαμα από τους οριζόντιους και μπορεί να εμφανίζουν και κατακόρυφες ρωγμές ή αποκόλληση κονιάματος-πλινθοσώματος λόγω συστολών κατά την οριζόντια διεύθυνση. Έτσι οι αρμοί αυτοί έχουν μικρότερη διατμητική αντοχή και αναπτύσσουν χαμηλότερες διατμητικές τάσεις από τους οριζόντιους, δηλ.  $\tau_{xy} < \tau_{yx}$ . Σαν αποτέλεσμα, σε κάθε πλινθοσώμα το ζεύγος των διατμητικών τάσεων  $\tau_{yx}$  στους οριζόντιους αρμούς δεν αντισταθμίζεται πλήρως από αυτό των  $\tau_{xy}$  στους κατακόρυφους, και η ανωτέρω τάση περιστροφής που αναπτύσσεται προκαλεί ανομοιομορφία των ορθών τάσεων στους οριζόντιους αρμούς για αντιστάθμιση της ροπής.



Σχ. 2.3 Μηχανικό προσομοίωμα κατά Mann and Muller

Χάριν απλότητας θεωρείται ότι η ορθή τάση στους οριζόντιους αρμούς είναι σταθερή σε κάθε μισό του λιθοσώματος εκατέρωθεν του αρμού, και ίση με  $\sigma_a$  και  $\sigma_b$  ( $\sigma_a$  αλγεβρικά μεγαλύτερη της  $\sigma_b$ ). Έτσι η μακροσκοπική τάση  $\sigma_y$  ισούται με το μέσο όρο των  $\sigma_a, \sigma_b$  (τάσεις θετικές για εφελκυσμό):

$$\sigma_y = (\sigma_a + \sigma_b)/2, \quad \sigma_b = 2\sigma_y - \sigma_a \quad (2.20)$$

Κατά τα πειράματα, η τοιχοποιία εμφανίζει τρεις τρόπους αστοχίας:

**Τρόπος Αστοχίας Α:** Συνεχής κλιμακωτή διατμητική αστοχία των αρμών, με αστοχία των κατακόρυφων αρμών και του τμήματος των οριζοντίων στο οποίο η ορθή τάση ισούται με  $\sigma_a$ .

Η διατμητική αστοχία των κατακορύφων αρμών εκφράζεται κατά Mohr-Coulomb ως εξής:

$$\tau_{xy} = c_{xy} + \mu_{xy} \sigma_x \quad (2.21)$$

και αυτή του τμήματος των οριζοντίων αρμών με την αλγεβρικά μεγαλύτερη ορθή τάση  $\sigma_a$ ,

πάλι κατά Mohr-Coulomb:

$$\tau_{yx} = c_{yx} - \mu_{yx} \sigma_a \quad (2.22)$$

Η ισορροπία των ροπών των τάσεων  $\tau_{yx}$ ,  $\tau_{xy}$ ,  $\sigma_x$ ,  $\sigma_a$  και  $\sigma_b$  που δρουν στο πλινθόσωμα διαστάσεων  $L$  (μήκος) επί  $H$  (ύψος), ως προς το κέντρο του τελευταίου δίνει:

$$LH\tau_{xy} - LH\tau_{yx} - 0.5L \times 0.25L(\sigma_a - \sigma_b) = 0 \quad (2.23)$$

Αντικαθιστώντας στην ανωτέρω εξίσωση για την  $\tau_{xy}$  από την εξ. (2.21), για την  $\sigma_b$  από την εξ. (2.19) συναρτήσκει των  $\sigma_y$  και  $\sigma_a$  και για την  $\sigma_a$  από την εξ. (2.22) συναρτήσκει της  $\tau_{yx}$ , μπορούμε να λύσουμε ως προς  $\tau_{yx}$ :

$$\tau_{yx} = \frac{c_{yx} - \mu_{yx}\sigma_y + 2\eta\mu_{yx}(c_{xy} - \mu_{xy}\sigma_x)}{(1 + 2\eta\mu_{yx})} \quad (2.24)$$

όπου  $\eta = H/L$

Η εξ. (2.24) είναι της μορφής Mohr-Coulomb με ταυτόχρονη επιρροή και των δύο ορθών τάσεων  $\sigma_x$  και  $\sigma_y$ , στην κεκλιμένη κατά  $2\eta$  ως προς την οριζόντιο μέση επιφάνεια αστοχίας. Λαμβάνοντας μάλιστα υπόψη ότι το  $\eta$  είναι της τάξεως του 0.5 και τα  $\mu_{xy}$  και  $\mu_{yx}$  έχουν παρόμοιες τιμές και περίπου ίσες με 1.0, το επίπεδο Mohr-Coulomb της εξ. (2.24) έχει παρόμοια κλίση (συντελεστή τριβής) προς τις δύο διευθύνσεις των ορθών τάσεων, περίπου ίση με το μισό του συντελεστή τριβής  $\mu_{xy} \approx \mu_{yx}$ , και συνολική συνοχή ίση με  $(c_{yx} + 2\eta\mu_{yx}c_{xy}) / (1 + 2\eta\mu_{yx})$ , δηλ. περίπου το μέσο όρο των  $c_{xy}$ ,  $c_{yx}$ .

Η επιφάνεια Mohr-Coulomb τέμνει το επίπεδο  $\tau_{xy} = 0$  κατά την ευθεία:

$$\sigma_y + 2\eta\mu_{xy}\sigma_x = 2\eta c_{xy} + c_{yx}/\mu_{yx} \quad (2.25)$$

που σημαίνει ότι η ενεργός μονοαξονική εφελκυστική αντοχή ισούται με

$$f_{ty} \approx 2\eta c_{xy} + c_{yx}/\mu_{yx} \quad (2.26)$$

κάθετα στους οριζόντιους αρμούς, και

$$f_{tx} \approx c_{xy}/\mu_{xy} + c_{yx}/2\eta(\mu_{xy}\mu_{yx}) \quad (2.27)$$

κάθετα στους κατακόρυφους. Για τις συνήθεις τιμές των  $\mu_{xy}$ ,  $\mu_{yx}$  και  $\eta$ , οι ενεργές εφελκυστικές αντοχές κατά Mann and Müller (1988) και Dialer (1991) προκύπτουν ίσες με το άθροισμα των δύο συνοχών.

**Τρόπος Αστοχίας Β:** Διατμητική αστοχία των κατακόρυφων αρμών και ταυτόχρονη αστοχία των πλινθοσωμάτων σε λοξό εφελκυσμό.

Αυτός ο τρόπος αστοχίας αποτελεί ενδιάμεσο μεταξύ της κλιμακωτής αστοχίας του τρόπου Α και της διατμητικής ολίσθησης κατά Hamid and Drysdale (1982) κατά μήκος κατακόρυφων αρμών και διαμέσου των πλινθοσωμάτων σε κατακόρυφο επίπεδο. Στον παρόντα τρόπο αστοχίας η διατμητική αστοχία δεν αφορά κατ' ανάγκην επάλληλους κατακόρυφους αρμούς αλλά γειτονικούς σε κλιμακωτή διάταξη ανά περισσότερες από μία στρώση (αντί ανά στρώση κατά τον τρόπο αστοχίας Α), η δε διάρρηξη των πλινθοσωμάτων δεν είναι πάντοτε κατακόρυφη αλλά και λοξή, κάθετα στην κύρια εφελκυστική τάση στο πλινθόσωμα.

Το πλινθόσωμα διαρρηγνύεται όταν η κύρια εφελκυστική τάση, στο σημείο όπου η διατμητική τάση είναι μέγιστη και ίση με  $\tau_{\max}$  (κατά κανόνα στο κέντρο του), φθάσει την εφελκυστική του αντοχή  $f_{bt}$ :

$$\sigma_I = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{\max}^2} = f_{bt}$$

δηλ.

$$\tau_{\max} = \sqrt{(f_{bt} - \sigma_x)(f_{bt} - \sigma_y)} \quad (2.28)$$

Αν  $\tau_{yx}$  και  $\tau_{xy}$  είναι οι μέσες τάσεις στις οριζόντιες και στις κατακόρυφες παρειές του πλινθοσώματος, η μέγιστη διατμητική τάση στο εσωτερικό του ισούται με:

$$\tau_{\max} = a(\tau_{yx} - 0.5\tau_{xy}) \quad (2.29)$$

Ο συντελεστής  $a$  ισούται περίπου με 2.3.

Αντικαθιστώντας στην εξ. (2.28) για την  $\tau_{\max}$  από την (2.29) και για  $\tau_{xy}$  από την (2.21) για διατμητική αστοχία των κατακόρυφων αρμών, μπορούμε να λύσουμε για το  $\tau_{yx}$ :

$$\tau_{yx} = 0.5(c_{xy} - \mu_{xy}\sigma_x) + \frac{1}{a}\sqrt{(f_{bt} - \sigma_x)(f_{bt} - \sigma_y)} \quad (2.30)$$

**Τρόπος Αστοχίας C:** Διατμητική αστοχία κατά μήκος των κατακόρυφων αρμών και ταυτόχρονη θλιπτική αστοχία του τοίχου στην κατακόρυφη διεύθυνση, λόγω εξάντλησης της θλιπτικής αντοχής του συστήματος πλινθοσώματα-κονιάμα σε εκείνο το τμήμα των οριζοντίων αρμών όπου η θλιπτική ορθή τάση είναι μέγιστη.

Στην περίπτωση αυτή είναι:

$$\sigma_b = -f_{wy} \quad (2.31)$$

και

$$\sigma_a = 2\sigma_y - \sigma_b = 2\sigma_y + f_{wy} \quad (2.32)$$

Αντικαθιστώντας στην συνθήκη ισορροπίας ροπών, εξ. (2.23), την  $\tau_{xy}$  από την εξ. (2.21) και την  $\sigma_a$  από την ανωτέρω εξ. (2.32), προκύπτει η  $\tau_{yx}$ :

$$\tau_{yx} = c_{xy} - \mu_{xy}\sigma_x + (\sigma_y + f_{wy})L/2H \quad (2.33)$$

Η εξ. (2.33) περιγράφει ένα επίπεδο με θετική κλίση ως προς την  $\sigma_x$  αλλά αρνητική ως προς την  $\sigma_y$ . Για τις συνήθεις τιμές των  $\eta = H/L$  και  $\mu_{xy}$  οι κλίσεις του επιπέδου αυτού ως προς τους άξονες  $\sigma_x$  και  $\sigma_y$  είναι αντίθετες. Το επίπεδο αυτό τέμνει το επίπεδο  $\sigma_x - \sigma_y$  κατά την ευθεία:

$$2\eta\mu_{xy}\sigma_x - \sigma_y = 2\eta c_{xy} + f_{wy} \quad (2.34)$$

η οποία διέρχεται από το σημείο της ταυτόχρονης θλιπτικής αστοχίας στη διεύθυνση  $y$ ,  $\sigma_y = -f_{wy}$ , και εξουδετέρωσης-μηδενισμού της συνοχής κατά τη διεύθυνση  $x$ ,  $\sigma_x = c_{xy}/\mu_{xy}$ , και είναι περίπου παράλληλη στη διχοτόμο του τεταρτημορίου των θετικών  $\sigma_x$  και  $\sigma_y$ .

Το κριτήριο των Mann and Müller δεν περιλαμβάνει τρόπο αστοχίας στον οποίο καθοριστική είναι η θλίψη στην διεύθυνση της  $\sigma_x$ . Δηλ., ενώ η επιφάνεια αστοχίας είναι κλειστή στην κατεύθυνση των αρνητικών  $\sigma_y$ , στην κατεύθυνση των αρνητικών  $\sigma_x$  είναι ανοικτή. Ομως αυτός ο τρόπος αστοχίας είναι ασυνήθης, επειδή τα φορτία βαρύτητας καταπονούν σε θλίψη τη διεύθυνση  $y$  κυρίως και επιπλέον για τα συνήθη τούβλα με οριζόντιες οπές η θλιπτική αντοχή στην οριζόντια διεύθυνση είναι μεγαλύτερη,  $f_{wx} > f_{wy}$ . Επίσης το κριτήριο δεν περιλαμβάνει την επιρροή της λοξής κύριας θλιπτικής τάσης  $\sigma_2$  στην αστοχία του πλινθοσώματος κατά τον τρόπο αστοχίας B.

### 2.2.5. Διαξονικό κριτήριο αστοχίας του Ganz (1981, 1989)

Στην αρχική του και ευρύτερα εφαρμοζόμενη μορφή το κριτήριο αστοχίας του Ganz αγνοεί τυχόν εφελκυστική αντοχή των υλικών της πλινθοδομής (πλίνθων και κονιάματος) και επομένως και την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας. Συγκεκριμένα βασίζεται στις εξής υποθέσεις και θεωρήσεις για τα επιμέρους υλικά:

α. Το υλικό των πλινθοσωμάτων είναι ισότροπο, με μηδενική εφελκυστική αντοχή. Σε θλίψη υπό διαξονική ένταση αστοχεί με βάση το κριτήριο της μέγιστης κύριας θλιπτικής τάσης. Αυτό σημαίνει ότι το διαξονικό κριτήριο αστοχίας του υλικού των πλίνθων είναι τετραγωνικό, με μηδενική εφελκυστική αντοχή.

β. Σε διάτρητους πλίνθους υπό επίπεδη ένταση, τα τμήματα του πλινθοσώματος που είναι σε επίπεδα παράλληλα στο επίπεδο της έντασης (δηλ. τα παράλληλα στο επίπεδο του τοίχου) λειτουργούν όντως υπό διαξονική ένταση, ενώ αυτά που βρίσκονται μεταξύ οπών γειτονικών στη διεύθυνση της έντασης αναλαμβάνουν μόνο μονοαξονική ένταση, και συγκεκριμένα τάσεις παράλληλες στη διεύθυνση των οπών. Έτσι, αν οι οπές είναι κατακόρυφες (αντίστοιχα οριζόντιες), ένα τμήμα του πλινθοσώματος αναλαμβάνει μόνο κατακόρυφες (αντίστοιχα οριζόντιες) ορθές τάσεις  $\sigma_y$  (αντίστοιχα  $\sigma_x$ ) και το υπόλοιπο αναλαμβάνει διαξονική ένταση  $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ , με αποτέλεσμα η αντοχή του πλινθοσώματος και κατ' επέκταση της τοιχοποιίας να είναι μεγαλύτερη στην κατακόρυφη (αντίστοιχα οριζόντια) διεύθυνση. Οι τάσεις στο διαξονικά καταπονούμενο τμήμα του πλινθοσώματος συμβολίζονται με  $\sigma_{x,bi}, \sigma_{y,bi}$  και  $\tau_{xy,bi}$ , ενώ αυτές στο μονοαξονικό επιπονούμενο με  $\sigma_{x,uni}, \sigma_{y,uni}$ . Αν οι οπές είναι οριζόντιες, τότε  $\sigma_{y,uni}=0$ . Αν είναι κατακόρυφες, τότε είναι  $\sigma_{x,uni}=0$ . Θεωρώντας ότι όλες οι τάσεις αναφέρονται στη μεικτή διατομή του πλινθοσώματος, περιλαμβανομένων και των κενών, είναι:

$$\sigma_x = \sigma_{x,bi} + \sigma_{y,uni} \quad (2.35a)$$

$$\sigma_y = \sigma_{y,bi} + \sigma_{y,uni} \quad (2.35b)$$

$$\tau_{xy} = \tau_{xy,bi} \quad (2.35c)$$

γ. Η διατμητική αντοχή των οριζοντίων αρμών περιγράφεται από το κριτήριο Mohr-Coulomb, εξ. (2.14), με ή χωρίς ανάπτυξη ορθών εφελκυστικών τάσεων στον αρμό:

$$\sigma_y \leq 0 \quad (2.36)$$

δ. Αγνοείται το ενδεχόμενο διατμητικής αστοχίας των κατακορύφων αρμών.

Η αδυναμία ανάπτυξης εφελκυστικών τάσεων στα πλινθοσώματα οδηγεί στην απαίτηση αρνητικής κύριας τάσης  $\sigma_1$  σ' αυτά:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{x,bi} + \sigma_{y,bi}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,bi} - \sigma_{y,bi}}{2}\right)^2 + \tau_{xy,bi}^2} \leq 0$$

$$\eta \quad \tau_{xy}^2 - \sigma_{x,bi} \sigma_{y,bi} \leq 0 \quad (2.37)$$

$$\eta \quad \tau_{xy}^2 - (\sigma_x - \sigma_{x,uni})(\sigma_y - \sigma_{y,uni}) \leq 0 \quad (2.37')$$

Αν οι οπές των πλινθοσωμάτων είναι κατακόρυφες, τότε είναι πάντοτε  $\sigma_{x,uni} = 0$ . Επιπλέον η απαγόρευση ανάπτυξης εφελκυστικών τάσεων στα πλινθοσώματα σημαίνει ότι και στα μονοαξονικά επιπονούμενο τμήμα τους θα είναι:

$$\sigma_{y,uni} \leq 0 \quad (2.38)$$

Θέτοντας λοιπόν στην εξ. (2.37') την δυσμενέστερη για το μονοαξονικά επιπονήσιμο και ευμενέστερη για το διαξονικά επιπονήσιμο τμήμα του πλίνθου τιμή της  $\sigma_{y,uni}$ , δηλ.  $\sigma_{y,uni} = 0$ , προκύπτει:

$$\Phi_{1''} = \tau_{xy}^2 - \sigma_x \sigma_y \leq 0 \quad (2.8'')$$

Η ίδια συνθήκη αστοχίας προκύπτει και για πλίνθους με οριζόντιες οπές.

Η εξ. (2.8'') είναι παρόμοια της (2.8') του ισοτροπικού κριτηρίου αλλά με μηδενική εφελκυστική αντοχή, και περιγράφει ένα παραβολικό κώνο στο χώρο  $\sigma_x - \sigma_y - \tau_{xy}$ , με κορυφή στην αρχή των αξόνων και άξονα τη διχοτόμο του 1ου τεταρτημορίου του επιπέδου  $\sigma_x - \sigma_y$ . Ο κώνος ανοίγει προς την κατεύθυνση των αρνητικών  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ .

Αν οι οπές του πλινθοσώματος είναι **κατακόρυφες**, τότε στην **οριζόντια** διεύθυνση στη μονοαξονική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας,  $f_{wx}$ , συμβάλλουν μόνον οι τάσεις  $\sigma_{x,bi}$ , που σημαίνει ότι η ανηγμένη στη μεικτή διατομή μονοαξονική θλιπτική αντοχή του διαξονικά επιπονήσιμου τμήμα του πλινθοσώματος ισούται με  $f_{wx}$ . Επειδή μάλιστα το υλικό του πλινθοσώματος είναι ισότροπο, η μονοαξονική θλιπτική αντοχή του τμήματός του αυτού θα είναι η ίδια προς οποιαδήποτε διεύθυνση, περιλαμβανομένης και της κατακόρυφης διεύθυνσης. Ετσι, αν η ανηγμένη στη μεικτή διατομή μονοαξονική θλιπτική αντοχή του

πλινθοσώματος στην κατακόρυφη διεύθυνση  $y$  ισούται με  $f_{wy} > f_{wx}$ , το τμήμα  $f_{wx}$  της αντοχής αυτής προσφέρεται από τάσεις  $\sigma_{x,bi}$  στο διαξονικά επιπονήσιμο τμήμα και το υπόλοιπο,  $f_{wy} - f_{wx}$ , από το μονοαξονικά επιπονήσιμο.

Για να αστοχήσει η τοιχοποιία σε διαξονική θλίψη, χρειάζεται να αστοχήσει το μονοαξονικά επιπονούμενο τμήμα του πλίνθου σε θλίψη:

$$\sigma_{y,uni} = -(f_{wy} - f_{wx}) \quad (2.39)$$

Επιπλέον, στο διαξονικά επιπονούμενο (με  $\sigma_{x,bi}$ ,  $\sigma_{y,bi}$ ,  $\tau_{xy,bi}$ ) τμήμα, πρέπει η κύρια θλιπτική τάση να ισούται με την αντίστοιχη αντοχή,  $-f_{wx}$ :

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_{x,bi} + \sigma_{y,bi}}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,bi} - \sigma_{y,bi}}{2}\right)^2 + \tau_{xy,bi}^2} = -f_{wx}$$

δηλ.

$$\tau_{xy,bi}^2 - (\sigma_{x,bi} + f_{wx})(\sigma_{y,bi} + f_{wx}) = 0 \quad (2.40)$$

Αντικαθιστώντας στην εξ. (2.40) από τις εξ. (2.35) την  $\tau_{xy}$  για την  $\tau_{xy,bi}$ , την  $\sigma_x$  για την  $\sigma_{x,bi}$  δεδομένου ότι για κατακόρυφες τρύπες είναι  $\sigma_{x,uni} = 0$ , και την  $\sigma_y - \sigma_{y,uni} = \sigma_y + f_{wy} - f_{wx}$  για την  $\sigma_{y,bi}$ , προκύπτει το κριτήριο αστοχίας της πλινθοδομής για διαξονική θλίψη:

$$\Phi_3'' = \tau_{xy}^2 - (\sigma_x + f_{wx})(\sigma_y + f_{wy}) = 0 \quad (2.10'')$$

Η εξ. (2.10'') περιγράφει ένα παραβολικό κώνο με κορυφή στο σημείο  $\sigma_x = -f_{wx}$ ,  $\sigma_y = -f_{wy}$  και άξονα παράλληλο στη διχοτόμο του πρώτου τεταρτημορίου του επιπέδου  $\sigma_x - \sigma_y$ . Όμως στην περίπτωση αυτή ο κώνος ανοίγει προς την αρχή των αξόνων, δηλ. αντίθετα από τον κώνο της εξ. (2.8'').

Στην τομή του κώνου της εξ. (2.10'') με το κατακόρυφο επίπεδο:

$$\sigma_{x,bi} + \sigma_{y,bi} = -f_{wx} \quad (2.41)$$

δηλ., για  $\sigma_{x,uni} = 0$ ,  $\sigma_{y,uni} = -(f_{wy} - f_{wx})$  με το επίπεδο:

$$\sigma_x + \sigma_y = -f_{wy} \quad (2.42)$$

η  $\sigma_1$  στο διαξονικά επιπονήσιμο τμήμα του πλίνθου γίνεται 0. (Υπενθυμίζεται ότι είναι  $\sigma_{x,bi} + \sigma_{y,bi} = \sigma_1 + \sigma_2$  και ότι η  $\sigma_2$  ισούται με  $-f_{wx}$  κατά μήκος του κώνου της εξ. (2.10'')). Δεξιά του επιπέδου αυτού, δηλ. προς την τομή των αξόνων, και εφόσον εξακολουθεί να ισχύει η εξ. (2.39), η  $\sigma_1$  στο διαξονικά επιπονήσιμο τμήμα του πλίνθου γίνεται θετική. Αντίστοιχα, στην τομή του κώνου της εξ. (2.8'') με το κατακόρυφο επίπεδο της εξ. (2.41), δηλ., για  $\sigma_{x,uni} = 0$  (που είναι οι προϋποθέσεις ισχύος της εξ. (2.8'')) με το κατακόρυφο επίπεδο:

$$\sigma_x + \sigma_y = -f_{wx} \quad (2.43)$$

η  $\sigma_2$  στο διαξονικά επιπονούμενο τμήμα του πλίνθου ισούται με  $-f_{wx}$ , και γίνεται αλγεβρικά μικρότερη της  $-f_{wx}$  αριστερά του επιπέδου αυτού, εφόσον εξακολουθεί να ισχύει η  $\sigma_{y,uni} = 0$ . Συνάγεται επομένως ότι στο μεταξύ των δύο επιπέδων των εξ. (2.42) και (2.43) τμήμα της επιφάνειας αστοχίας, οι τάσεις στο διαξονικά επιπονήσιμο τμήμα του πλίνθου παραμένουν τέτοιες ώστε να εξακολουθεί να ισχύουν οι εξ. (2.37), (2.40) και (2.41), που σημαίνει ότι οι κύριες τάσεις στο τμήμα αυτό του πλίνθου παραμένουν ίσες με τις οριακές τιμές 0 και  $-f_{wx}$ . Η σταθερότητα της έντασης αστοχίας στο διαξονικά επιπονούμενο τμήμα του πλίνθου σημαίνει ότι στο τμήμα της επιφάνειας αστοχίας μεταξύ των επιπέδων των εξ. (2.42) και (2.43) η μεταβολή της τάσης  $\sigma_y$  αναλαμβάνεται αποκλειστικά από τις τάσεις  $\sigma_{y,uni}$  στο μονοαξονικά επιπονούμενο τμήμα. Αντικαθιστώντας από την εξ. (2.41), που εξακολουθεί να ισχύει σ' όλο το μεταξύ των επιπέδων των εξ. (2.42) και (2.43) διάστημα της επιφάνειας αστοχίας, το  $\sigma_{y,bi}$  σαν  $-(f_{wx} + \sigma_x)$  στις εξ. (2.37) ή (2.40), και λαμβάνοντας υπόψη τις εξ. (2.35), προκύπτει η εξίσωση της επιφάνειας αστοχίας στο μεταξύ των δύο ανωτέρω επιπέδων διάστημα:

$$\Phi_2'' = \tau_{xy}^2 + \sigma_x(\sigma_x + f_{wx}) = 0 \quad (2.9'')$$

Η εξ. (2.9'') περιγράφει έναν παραβολικό κύλινδρο με γενέτειρες παράλληλες στον άξονα  $\sigma_y$ , και αντιστοιχεί σε αστοχία του διαξονικά επιπονούμενου τμήματος του πλίνθου ταυτόχρονα σε λοξό εφελκυσμό ( $\sigma_1 = 0$ ) και σε λοξή θλίψη ( $\sigma_2 = 0$ ), χωρίς όμως αστοχία, σε εφελκυσμό ή θλίψη, του μονοαξονικά επιπονούμενου τμήματος.

Όλα τα ανωτέρω ισχύουν για πλίνθους με κατακόρυφες οπές. Στη συνηθέστερη στην Ελλάδα περίπτωση των πλίνθων με **οριζόντιες οπές**, είναι  $f_{wx} > f_{wy}$  και οι συνθήκες αστοχίας της εξ. (2.9'') αντικαθίστανται από την:

$$\Phi_{2'''} = \tau_{xy}^2 + \sigma_y(\sigma_y + f_{wy}) = 0 \quad (2.9''')$$

Η εξ. (2.9''') περιγράφει παραβολικό κύλινδρο με γενέτειρες παράλληλες στον άξονα  $\sigma_x$ . Ο κύλινδρος αυτός ισχύει σαν επιφάνεια αστοχίας μεταξύ των δύο κατακόρυφων επιπέδων των εξ. (2.42) και (2.43), μόνο που στην περίπτωση αυτή το επίπεδο της εξ. (2.42) βρίσκεται πλησιέστερα στην αρχή των αξόνων από αυτό της εξ. (2.43) και διαχωρίζει την επιφάνεια της εξ. (2.9''') από αυτήν της εξ. (2.8'). Αντίθετα, το κατακόρυφο επίπεδο της εξ. (2.43) είναι στην περίπτωση αυτή το κοινό σύνορο των επιφανειών  $\Phi_{2''} = 0$  και  $\Phi_{3''} = 0$ .

Τα ανωτέρω κριτήρια αστοχίας, εξ. (2.8''), (2.10'') και (2.9'') ή (2.9'''), συμπληρώνονται με αυτό της εξ. (2.14), που εκφράζει τη διατμητική αστοχία των οριζοντίων αρμών κατά Mohr-Coulomb. Η εξ. (2.14) περιγράφει ένα επίπεδο παράλληλο στον άξονα  $\sigma_x$ , με κλίση  $\mu_{yx}$  ως προς το επίπεδο  $\sigma_x - \sigma_y$ . Το επίπεδο αυτό τέμνει το  $\sigma_x - \sigma_y$ , κατά μήκος μιας ευθείας παράλληλης στον άξονα  $\sigma_x$ , με θετική τεταγμένη  $\sigma_y$  ίση με  $c_{yx}/\mu_{yx}$ . Εάν δεν γίνονται αποδεκτές εφελκυστικές τάσεις  $\sigma_x$  στην τοιχοποιία, το τμήμα του επιπέδου αστοχίας της εξ. (2.14) που βρίσκεται πάνω από το αντίστοιχο τμήμα των εξ. (2.8'') και (2.9'') για κατακόρυφες τρύπες, ή των εξ. (2.8''), (2.10'') και (2.9''') για οριζόντιες (δηλ. δίνει μεγαλύτερες τιμές  $\tau_{xy}$  για το ίδιο  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ), δεν είναι καθοριστικό. Αντίθετα, είναι καθοριστικό το τμήμα του επιπέδου της εξ. (2.17) που βρίσκεται κάτω από τις ανωτέρω επιφάνειες αστοχίας. Έτσι, η τομή της κωνικής επιφάνειας που καθορίζεται από την εξ. (2.8'') και του επιπέδου της εξ. (2.14) περιγράφεται από την παραβολή:

$$(c_{yx} - \mu_{yx}\sigma_y)^2 - \sigma_x\sigma_y = 0 \quad (2.44)$$

Η αντίστοιχη τομή με την κυλινδρική επιφάνεια της εξ. (2.9'') για πλίνθους με κατακόρυφες οπές δίνεται από την έλλειψη:

$$(c_{yx} - \mu_{yx}\sigma_y)^2 + \sigma_x(\sigma_x + f_{wx}) = 0 \quad (2.45)$$

Έτσι, στην περίπτωση των κατακόρυφων οπών, η επιφάνεια αστοχίας δίνεται από την εξ. (2.9) στο τμήμα του επιπέδου  $\sigma_x - \sigma_y$  που περικλείεται από τις δύο καμπύλες των εξ. (2.44) και (2.45).

Η τομή του επιπέδου της εξ. (2.14) με την κυλινδρική επιφάνεια της εξ. (2.9''') για πλίνθους με οριζόντιες οπές, αποτελείται από τις δύο ευθείες με  $\sigma_y = \text{σταθ.}$  που καθορίζονται από τη λύση της εξίσωσης:

$$(c_{yx} - \mu_{yx} \sigma_y)^2 + \sigma_y (\sigma_y + f_{wy}) = 0$$

δηλ. τις:

$$\sigma_y = \frac{-(f_{wy} - 2c_{yx}\mu_{yx}) \pm \sqrt{f_{wy}^2 - 4c_{yx}\mu_{yx}f_{wy} - 4c_{yx}^2}}{2(1 + \mu_{yx}^2)} \quad (2.46)$$

Τέλος, στην περίπτωση των πλίνθων με οριζόντιες οπές, η τομή της κωνικής επιφάνειας που δίνεται από την εξ. (2.10'') με το επίπεδο της εξ. (2.14) είναι η παραβολή:

$$(c_{yx} - \mu_{yx} \sigma_y)^2 - (\sigma_x + f_{wx})(\sigma_y + f_{wy}) = 0 \quad (2.47)$$

Ετσι, στην περίπτωση αυτή, η επιφάνεια αστοχίας δίνεται από το επίπεδο της εξ. (2.14) στο τμήμα του επιπέδου  $\sigma_x - \sigma_y$  που περικλείεται από τις καμπύλες των εξ. (2.44) και (2.47) και από τις δύο παράλληλες ευθείες της εξ. (2.48).

Για μονοαξονική θλίψη  $\sigma_2$ , υπό γωνία  $\theta$  ως προς τους οριζόντιους αρμούς, το κριτήριο αστοχίας του Ganz χωρίς εφελκυστική αντοχή δίνει:

Η εξ. (2.8''), που εκφράζει την απουσία εφελκυσμού σε οποιαδήποτε διεύθυνση, ικανοποιείται σαν ταυτότητα, ανεξαρτήτως τιμής της  $\sigma_2$  και της  $\theta$ .

Η εξ. (2.14), που εκφράζει την ολίσθηση κατά μήκος των οριζοντίων αρμών, δίνει (πρβλ. εξ. (2.17')):

$$\sigma_2 = \frac{c_{yx}}{(\mu_{yx} - \cot \theta) \sin^2 \theta} \quad (2.17')$$

Η ελάχιστη τιμή της  $\sigma_2$  κατά την εξ. (2.17') προκύπτει για  $\theta = 45^\circ - 0.5 \arctan \mu_{yx}$  και ισούται με  $-2c_{yx} \tan(45^\circ - 0.5 \arctan \mu_{yx})$ . Για τις συνήθεις τιμές του συντελεστή τριβής  $\mu_{yx}$ , η ελάχιστη τιμή του  $\sigma_2$  κατά την εξ. (2.17') συμβαίνει για γωνία  $\theta$  περί τις  $25^\circ$  και ισούται περίπου με τη συνοχή  $c_{yx}$ .

Οι εξ. (2.9'') και (2.9''') δίνουν:

$$\sigma_2 = -\min(f_{wx}, f_{wy}) \quad \text{για } 0^\circ < \theta < 90^\circ \quad (2.48a)$$

$$\sigma_2 = -f_{wx} \quad \text{για } \theta = 0^\circ \quad (2.48b)$$

$$\sigma_2 = -f_{wy} \quad \text{για } \theta = 90^\circ \quad (2.48c)$$

ενώ η εξ. (2.10'') δίνει:

$$\sigma_2 = -\frac{f_{wx}f_{wy}}{\cos^2\theta f_{wy} + \sin^2\theta f_{wx}} \quad (2.49)$$

Εν όψει των εξ. (2.48), η εξ. (2.49) δεν είναι ποτέ καθοριστική, γιατί δίνει τιμές μεταξύ των  $-f_{wx}$  και  $-f_{wy}$ . Έτσι τελικά η τιμή της  $\sigma_2$  στην αστοχία δίνεται από την εξ. (2.17'), εκτός αν οι εξ. (2.48a) δίνουν μικρότερη τιμή. Αυτό συνήθως συμβαίνει για τιμές της  $\theta$  πάνω από  $45^\circ$ .

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

## ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΛΙΘΟΔΟΜΗ ΓΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

### 3.1. Εισαγωγή

Ιστορικά, οι μέθοδοι ελαστικής ανάλυσης κατασκευών ανεπτύχθησαν κατ' αρχάς για πλαισιακούς φορείς με γραμμικά (ραβδόμορφα) μέλη. Γενικές μέθοδοι ανάλυσης κατασκευών που αποτελούνται από στοιχεία με επίπεδη γεωμετρία (δίσκοι, πλάκες), όπως οι Μέθοδοι Πεπερασμένων ή και Συνοριακών Στοιχείων, καθώς και τα αντίστοιχα υπολογιστικά μέσα (προγράμματα Η/Υ) ανεπτύχθησαν πολύ αργότερα. Επειδή επιπλέον η συντριπτική πλειονότητα των νέων κατασκευών, είτε από οπλισμένο σκυρόδεμα είτε από χάλυβα, έχουν σήμερα φέροντα οργανισμό που αποτελείται από γραμμικά μέλη, τόσο η εμπειρία και η γνώση των μελετητών μηχανικών όσο και τα ευρείας χρήσεως υπολογιστικά μέσα, είναι προσανατολισμένα προς πλαισιακούς φορείς αποτελούμενους από γραμμικά στοιχεία. Δεν είναι λοιπόν περίεργο το γεγονός ότι για την ανάλυση κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία χρησιμοποιούνται σήμερα μέθοδοι, προσεγγιστικές ή ακριβέστερες, οι οποίες έχουν αναπτυχθεί και ισχύουν για φορείς του ανωτέρω τύπου. Υπάρχουν, εν τούτοις, ορισμένα βασικά χαρακτηριστικά των κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία, και ειδικότερα αυτών από λιθοδομή, τα οποία δημιουργούν σημαντικά ερωτηματικά για την εφαρμοσιμότητα των ανωτέρω μεθόδων.

Πρώτον, η γεωμετρία των τοίχων είναι γεωμετρία επιπέδων στοιχείων (δίσκων, για τη συμπεριφορά μέσα στο επίπεδο του τοίχου, ή πλακών, για τη συμπεριφορά κάθετα σε αυτό), με ανοίγματα, και όχι πλαισίων γραμμικών στοιχείων. Βεβαίως, αν η διάταξη των ανοιγμάτων καθ' ύψος και οριζοντίως είναι αρκετά κανονική, μπορεί να αναγνωρίσει κανείς συνεχείς κατακόρυφες λωρίδες τοίχου μεταξύ γειτονικών ανοιγμάτων, τους "πεσσούς", οι οποίες συνήθως εξιδανικεύονται σαν στύλοι, και συνεχείς οριζόντιες λωρίδες μεταξύ των ανοιγμάτων διαδοχικών ορόφων, τα "ανώφλια", τα οποία εξιδανικεύονται συνήθως σαν δοκοί. Εν τούτοις το μέγεθος των περιοχών όπου ανώφλια και πεσσοί αλληλοεπικαλύπτονται είναι τέτοιο, που οι κόμβοι μεταξύ των στοιχείων δοκών και υποστυλωμάτων που χρησιμοποιούνται στην εξιδανίκευση δεν επιτρέπεται να ληφθούν σαν σημειακοί, αλλά πεπερασμένου μεγέθους, άκαμπτοι ή όχι. Επιπλέον, επειδή οι λόγοι του καθαρού ύψους προς το πλάτος και το πάχος των πεσσών, και του καθαρού ανοίγματος προς το ύψος και το πάχος των

ανωφλίων είναι μικροί, δεν ισχύει η υπόθεση της επιπεδότητας των διατομών, ούτε μπορούν να αγνοηθούν οι οριζόντιες ορθές τάσεις στους πεσσούς και οι κατακόρυφες στα ανώφλια.

Ενας πρόσθετος λόγος που θέτει σε αμφισβήτηση την εφαρμοσιμότητα των μεθόδων για πλαισιακούς φορείς σε κατασκευές από λιθοδομή αφορά την κατανομή των λόγω σεισμού οριζοντίων φορτίων στην κατασκευή. Σε πλαισιακές κατασκευές το μεγαλύτερο μέρος (σχεδόν το σύνολο) της μάζας, και άρα και των οριζοντίων αδρανειακών δυνάμεων, είναι συγκεντρωμένο στις στάθμες των πατωμάτων. Λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας των πατωμάτων μέσα στο επίπεδό τους, οι αδρανειακές δυνάμεις των ορόφων κατανέμονται στα στοιχεία πλευρικής (οριζόντιας) δυσκαμψίας, δηλ. στα πλαίσια και στα τυχόν τοιχώματα, ανάλογα με τη δυσκαμψία τους. Έτσι τις οριζόντιες αδρανειακές δυνάμεις αναλαμβάνουν να μεταφέρουν στο έδαφος τα πλαίσια και τα τοιχώματα που είναι παράλληλα σ'αυτές. Αντίθετα με τα ανωτέρω, σε κτίρια με φέροντα οργανισμό από λιθοδομή όλη σχεδόν η μάζα βρίσκεται στους τοίχους. Έτσι η ανάλυση χρειάζεται να γίνει για καθ' ύψος κατανεμημένες αδρανειακές δυνάμεις τοίχων, και όχι για συγκεντρωμένες στις στάθμες των ορόφων, όπως γίνεται για τους πλαισιακούς φορείς. Το σημαντικότερο όμως θέμα είναι ότι οι λόγω ιδίας μάζας αδρανειακές δυνάμεις που είναι κάθετες στο επίπεδο ενός τοίχου μεταφέρονται στο έδαφος (άμεσα, προς τη θεμελίωση του ίδιου του τοίχου, ή έμμεσα, μέσω των εγκάρσιων τοίχων, οι οποίοι είναι και οριζόντια πιο δύσκαμπτοι, εφόσον οι υπόψη δυνάμεις είναι παράλληλες στο επίπεδό τους) μέσω κάμψης. Αν τα πατώματα είναι δύσκαμπτα μέσα στο επίπεδό τους (π.χ. από οπλισμένο σκυρόδεμα, και όχι από παράλληλες ξύλινες ή μεταλλικές δοκούς), τμήμα των κάθετων στον τοίχο αδρανειακών δυνάμεων μεταφέρεται στους εγκάρσιους τοίχους μέσω του πατώματος, αντί μέσω των κατακόρυφων ακμών σύνδεσής του με τους τελευταίους, το δε κατακόρυφο άνοιγμα της εγκάρσιας καμπτικής παραμόρφωσης του τοίχου μειώνεται σημαντικά. Όπως θα δούμε όμως αναλυτικότερα κατωτέρω, ακόμα και στην περίπτωση αυτή, η καμπτική ένταση των τοίχων που συνοδεύει την μεταφορά των ιδίων αδρανειακών τους δυνάμεων στα εγκάρσια πιο δύσκαμπτα στοιχεία είναι σημαντική σε μέγεθος. Μάλιστα, συνήθως αυτή η καμπτική ένταση των τοίχων είναι η καθοριστική, και όχι αυτή που αναπτύσσεται μέσα στο επίπεδό τους λόγω της μεταφοράς στο έδαφος των παράλληλων στον τοίχο σεισμικών φορτίων. Επομένως, ο τρόπος προσομοίωσης και η μέθοδος ανάλυσης χρειάζεται να λαμβάνει υπ'όψη τη σημαντική καμπτική συνιστώσα της συμπεριφοράς. Η συνιστώσα αυτή αγνοείται βεβαίως αν η κατασκευή εξιδανικεύεται σαν ένα σύστημα που αποτελείται μόνο από τα (συζευγμένα μεταξύ τους) στοιχεία με μεγάλη δυσκαμψία στην υπόψη διεύθυνση της σεισμικής δράσης, δηλ. από τους παράλληλους σ'αυτήν πεσσούς (με προσομοίωση συζευγμένων προβόλων) ή τοίχους (με θεώρηση

επιπέδων πλαισίων). Μία τέτοια εξιδανίκευση αγνοεί την πρωτογενή και κυριώτερη αιτία της επιπόνησης των τοίχων, που είναι η μεταφορά των ιδίων αδρανειακών τους δυνάμεων στα στοιχεία μεγάλης δυσκαμψίας, μέσω κάμψης.

Τα ανωτέρω καταδεικνύονται στη συνέχεια με τη βοήθεια αναλύσεων συγκεκριμένων κτιρίων με διάφορες μεθόδους.

Τρία κτίρια που υπέστησαν βλάβες από το σεισμό της Καλαμάτας (1986), ανελύθησαν με τρεις εναλλακτικές μεθόδους. Οι προβλέψεις των αναλύσεων για το μέγεθος της ισοδύναμης τάσης  $\sigma^*$  που αναπτύσσεται στους τοίχους, συγκρίθηκαν με τη θέση και το μέγεθος των βλαβών που προκλήθηκαν από το σεισμό. Με βάση τη σύγκριση αυτή αποτιμάται η ικανότητα της κάθε μίας από τις τρεις μεθόδους να προβλέψει τη σεισμική συμπεριφορά κτιρίων του ίδιου τύπου με αυτά που εξετάστηκαν.

Οι μέθοδοι με τις οποίες ανελύθησαν τα κτίρια είναι:

1. Η Μέθοδος των Πεπερασμένων Στοιχείων ( Μ.Π.Σ ) με προσομοίωση της κατασκευής με πεπερασμένα στοιχεία που είναι συνδυασμός στοιχείων επίπεδης έντασης και πλάκας μεγάλου πάχους. Το κάθε κτίριο προσομοιώθηκε με μεγάλο αριθμό πεπερασμένων στοιχείων και αναλύθηκε η απόκρισή του στο χώρο.

2. Ανάλυση στο χώρο με την Μέθοδο των Μετακινήσεων και την Αμεση Μέθοδο Δυσκαμψίας, προσομοιώνοντας κάθε πεσσό και κάθε ανώφλιο με ένα υψίκορμο πρισματικό στοιχείο με παραμόρφωση λόγω καμπτικής και διατμητικής έντασης και 6 βαθμούς ελευθερίας σε κάθε κόμβο πεσσού και ανωφλίου. Η μέθοδος αυτή θα αναφέρεται στη συνέχεια ως Μέθοδος Ισοδυνάμου Χωρικού Πλαισίου ( Μ.Ι.Χ.Π. ).

3. Προσεγγιστική Ανάλυση στην οποία ο κάθε τοίχος θεωρείται σαν σύστημα κατακορύφων προβόλων ( των πεσσών ), με κάποιο βαθμό ελαστικής πάκτωσης στα ανώφλια. Η συνολική τέμνουσα κατανέμεται στους τοίχους ανάλογα με τη δυσκαμψία τους και στους πεσσούς ανάλογα με την επιφάνειά τους . Η μέθοδος αυτή θα αναφέρεται στη συνέχεια ως Προσεγγιστική Μέθοδος των Πεσσών ( Π.Μ.Π. ).

### 3.2. Περιγραφή των κτιρίων

Τα κτίρια που επελέγησαν για ανάλυση είναι τυπικές περιπτώσεις κλασσικιστικών κτιρίων όχι μόνο της Καλαμάτας αλλά όλων των μεγάλων Ελληνικών πόλεων. Έχουν κτισθεί γύρω στις αρχές του αιώνα, είναι διόροφα με υπερυψωμένο υπόγειο και έχουν υποστεί περιορισμένες νεώτερες επεμβάσεις στο δομικό τους σύστημα. Οι φέροντες τοίχοι τους είναι λιθοδομή απο αλάξευτα λιθοσώματα, χωρίς διάτονες λίθους. Κατ' εξαίρεση στις γωνίες τα λιθοσώματα

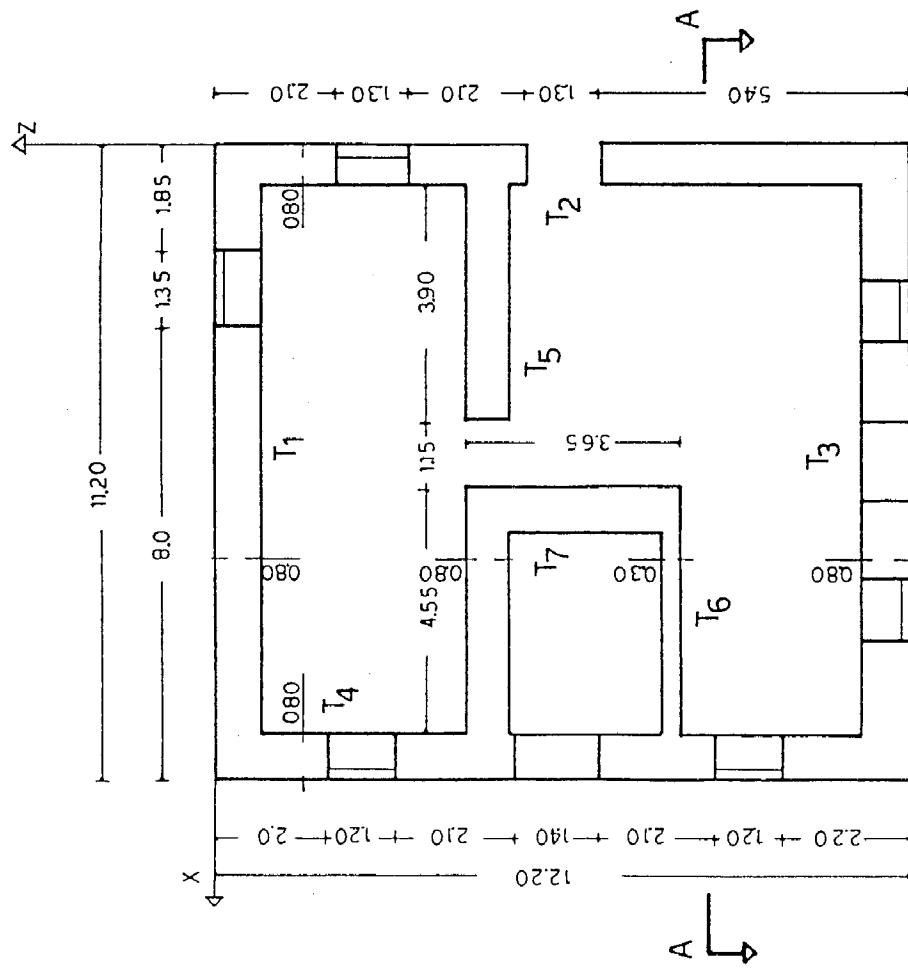
(αγκωνάρια) είναι ημιλαξεμένα και έχουν δομηθεί ώστε να υπάρχει καλή αλληλοεμπλοκή μεταξύ τους. Το κονίαμα είναι ασβεστοκονίαμα με πολύ χαμηλή θλιπτική αντοχή. Και στα τρία κτίρια οι τοίχοι έχουν πάχος 0.80 m στο υπόγειο και 0.60 m στους άλλους δύο ορόφους. Οι διαχωριστικοί τοίχοι είναι ή ξυλόπηκτοι ή δρομικοί από οπτοπλίνθους. Η κάλυψη γίνεται με ξύλινη κεραμοσκεπή στέγη. Τα δάπεδα είναι ξύλινα επί ξυλοδοκών. Οι ποδιές των παραθύρων έχουν γενικά πάχος 0.20m - 0.30m και αποτελούνται από πλίνθους χωρίς σύνδεση με τους πεσσούς μέσω αλληλοεμπλοκής των λιθοσωμάτων στην κατακόρυφη διεπιφάνεια. Τέτοιου είδους ποδιές δεν ελήφθησαν υπόψη σαν φέρον στοιχείο στην προσομοίωση των κτιρίων. Τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά του κάθε κτιρίου είναι τα ακόλουθα :

**ΚΤΙΡΙΟ Ι :** Στα Σχήμ. 3.2.1(a-d) παρουσιάζονται οι κατόψεις και μία καθ' ύψος τομή του κτιρίου. Στα Σχήμ. 3.2.2(a-d) των όψεων του κτιρίου σημειώνονται οι σημαντικότερες βλάβες που προκλήθηκαν στο κτίριο από το σεισμό της 13-9-1986. Το κτίριο υπέστη έντονη ρηγμάτωση και τμηματική κατάρρευση του ορόφου ( γραμμοσκιασμένο τμήμα του τοίχου T3 ). Οι ποδιές όλων των παραθύρων στον τοίχο T1 και του ισογείου στον τοίχο T2 είναι από λιθοδομή πάχους 0.6 m. Για τον λόγο αυτό αυτές οι ποδιές ελήφθησαν υπόψη και στις τρεις μεθόδους ανάλυσης. Οι ποδιές των παραθύρων του ισογείου στους τοίχους T3 και T4 είναι από συμπαγείς οπτοπλίνθους και ελήφθησαν υπόψη μόνο στην ανάλυση με τη Μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων, με τιμές των Μέτρων Ελαστικότητας και Διάτμησης και Συντελεστή Poisson αυτές που αντιστοιχούν σε τοιχοποιία από συμπαγείς πλίνθους. Το μονόροφο τμήμα του τοίχου T3 σχηματίζει την είσοδο της αυλής και φέρει μέρος των φορτίων του εξώστη του ορόφου. Για το λόγο αυτό ελήφθη υπόψη στις αναλύσεις.

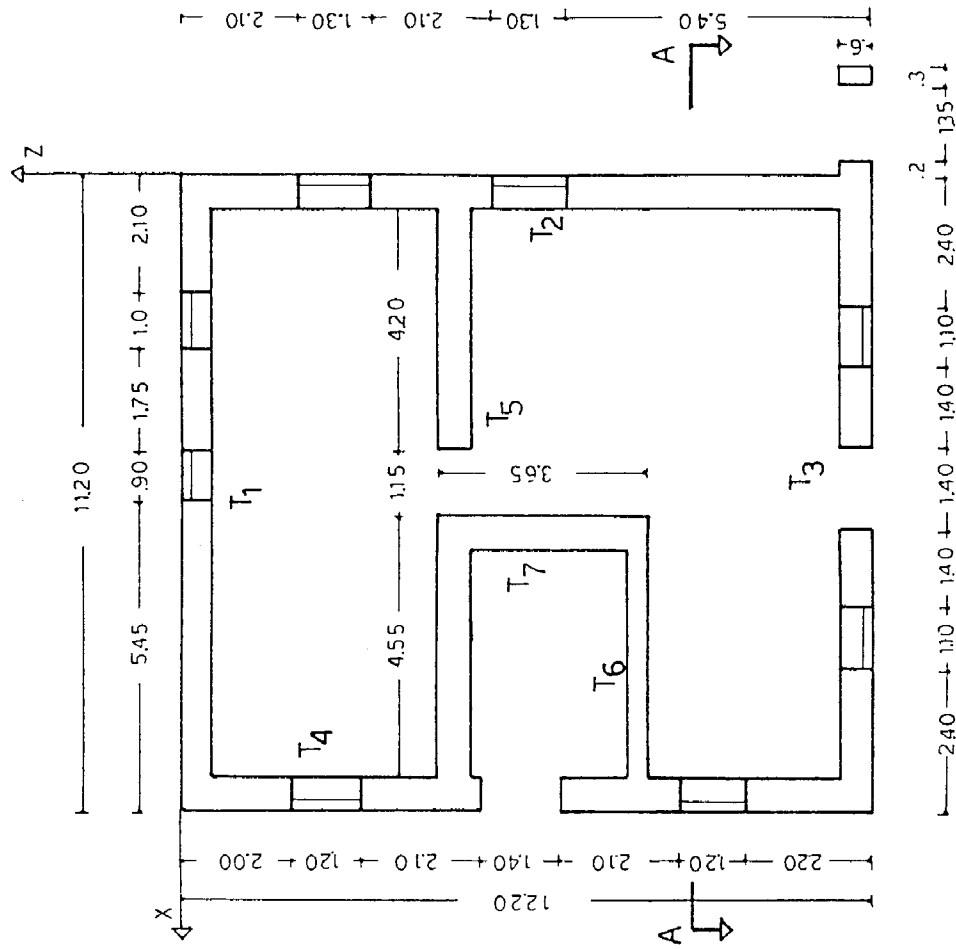
**ΚΤΙΡΙΟ ΙΙ :** Στα Σχήμ. 3.2.3(a-d) παρουσιάζονται οι κατόψεις και μια τομή του κτιρίου. Στα Σχήμ. 3.2.4(a-d) φαίνονται οι όψεις του κτιρίου, με σημειωμένες τις βλάβες από το σεισμό. Στη νότια πλευρά του κτιρίου υπάρχει ο εξώστης E1. Το δάπεδό του αποτελείται από σιδηροδοκούς διατομής διπλού T, στις οποίες στηρίζονται συμπαγείς πλίνθοι. Οι σιδηροδοκοί στηρίζονται στο ένα άκρο τους στον τοίχο T1 και στο άλλο σε άλλη σιδηροδοκό η οποία με τη σειρά της στηρίζεται σε υποστυλώματα από συμπαγείς σκαφωτούς πλίνθους. Ο εξώστης E2 στη ανατολική πλευρά του κτιρίου είναι νεώτερη προσθήκη. Αποτελείται από οπλισμένο σκυρόδεμα και στηρίζεται στον τοίχο T2 και σε υποστυλώματα οπλισμένου σκυροδέματος. Ένα μονόροφο τμήμα του τοίχου T4 κάτω από τον εξώστη E1 αγνοήθηκε στις αναλύσεις γιατί δεν συνδέεται ούτε συνεργάζεται με τον υπόλοιπο τοίχο.

### 3.5

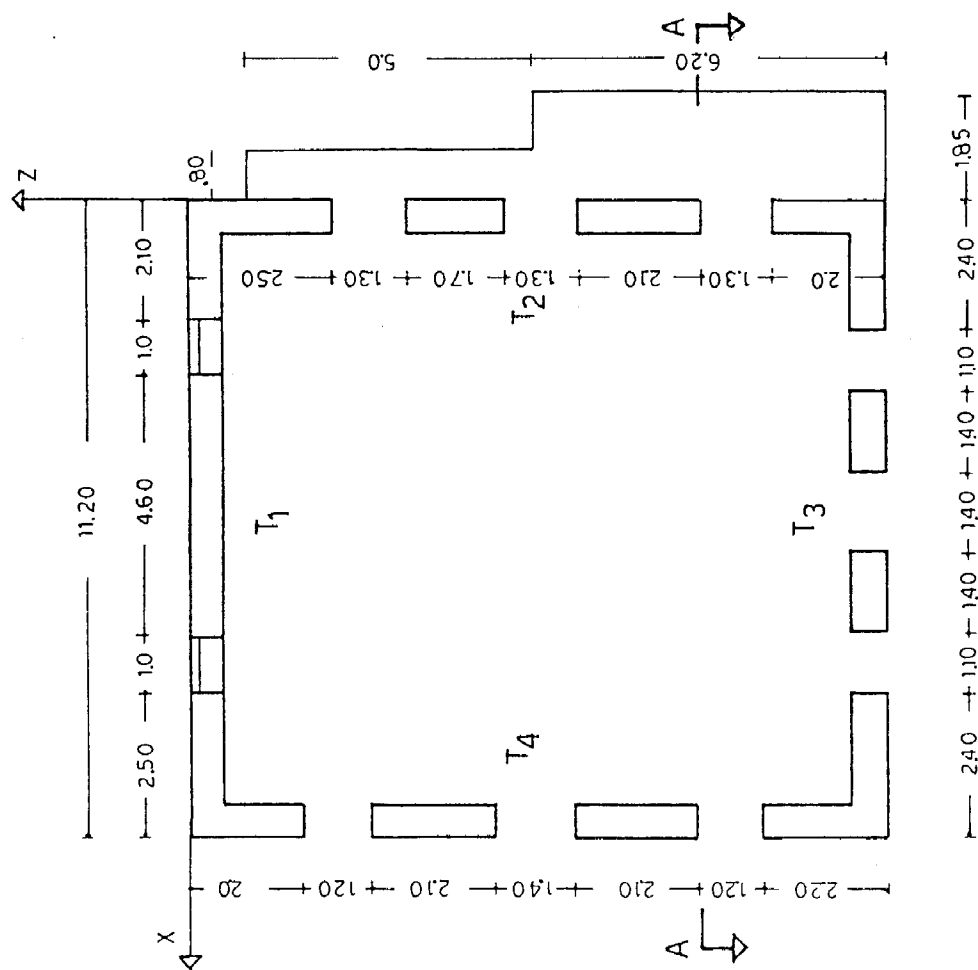
**ΚΤΙΡΙΟ III :** Στα Σχήμ. 3.2.5(a-d) παρουσιάζονται οι κατόψεις και μία καθ' ύψος τομή του κτιρίου. Το κτίριο εμφάνισε ελαφρές ρηγματώσεις στις όψεις, όπως φαίνεται στα σχήματα 3.2.6.(a-d). Όπως φαίνεται στο Σχ. 3.2.5.(c) ο όροφος καλύπτει τμήμα μόνο του ισογείου. Το μονόροφο τμήμα καλύπτεται με πλάκα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το ίδιο ισχύει και για το τμήμα του ορόφου μεταξύ των τοίχων T4 και T5. Επίσης τμήμα της οροφής του υπογείου έχει αντικατασταθεί με πλάκα από οπλισμένο σκυρόδεμα. (Τα γραμμοσκιασμένα τμήματα των κατόψεων αντιστοιχούν στις περιοχές των οροφών όπου υπάρχουν πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος). Τα παράθυρα του υπογείου έχουν κτισθεί κατά το μεγαλύτερο μέρος τους με τσιμεντόλιθους. Η επέμβαση αυτή θεωρήθηκε ως μη φέρουσα πλήρωση και αγνοήθηκε στην ανάλυση του κτιρίου.



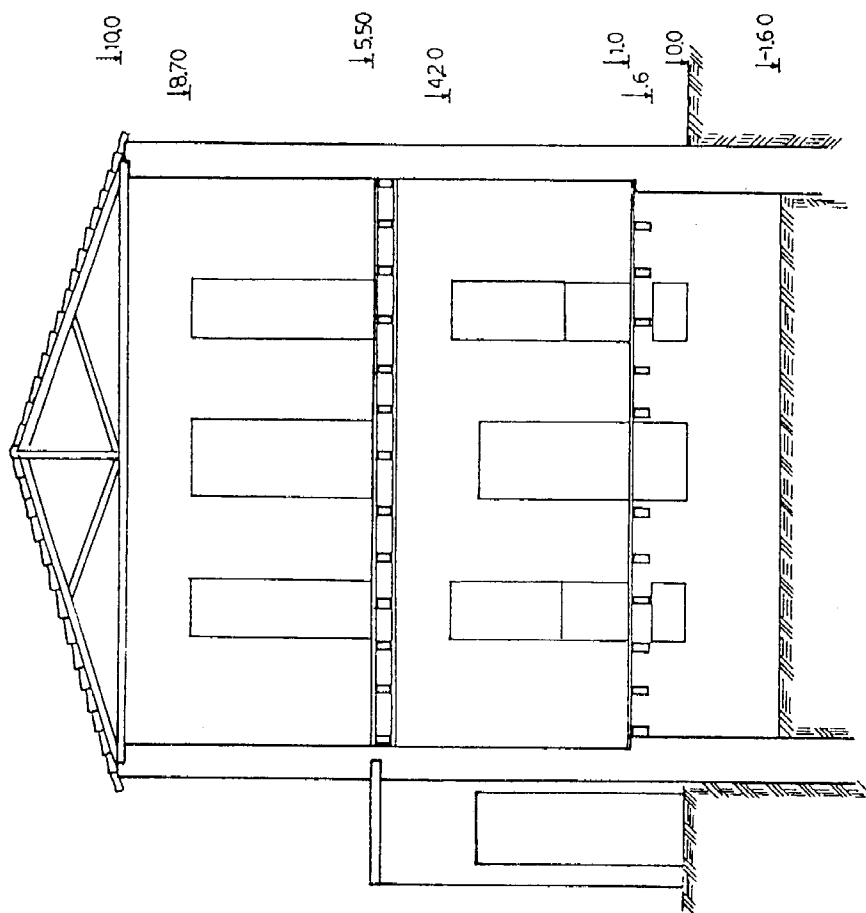
(a) ТПОГЕΙΟ



(b) ΙΣΟΓΕΙΟ

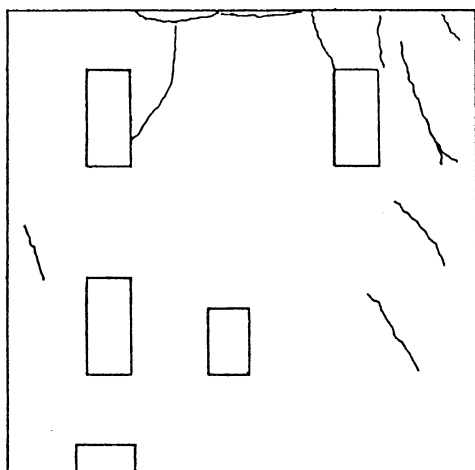


(c) ΟΡΟΦΟΟΣ

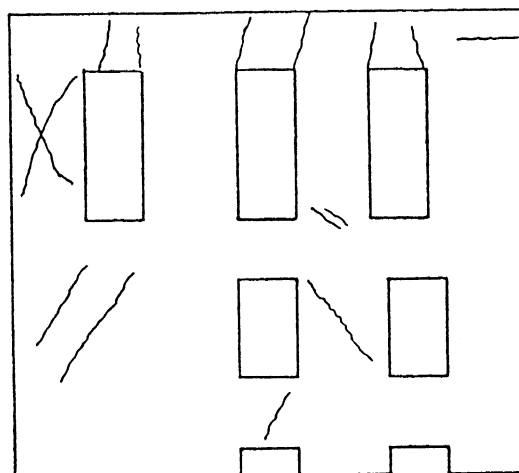


(d) ΤΟΜΗ Α-Α

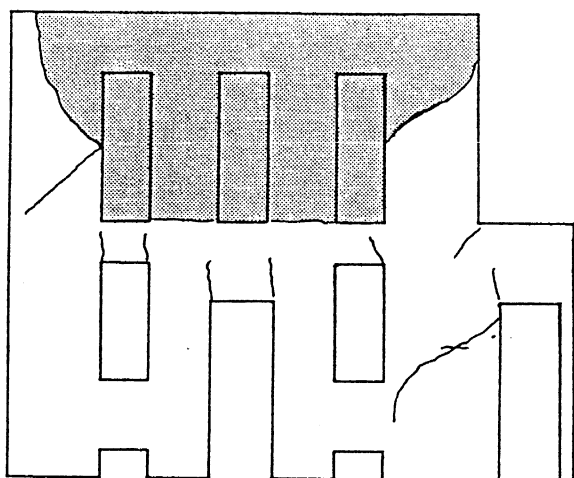
ΣΧ. 3.2.1 Κατόψεις και Τομή Α-Α του Κτιρίου Ι



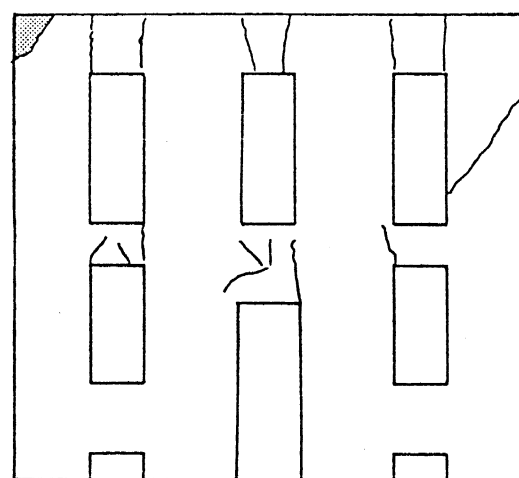
(a) Τοίχος T1



(b) Τοίχος T2

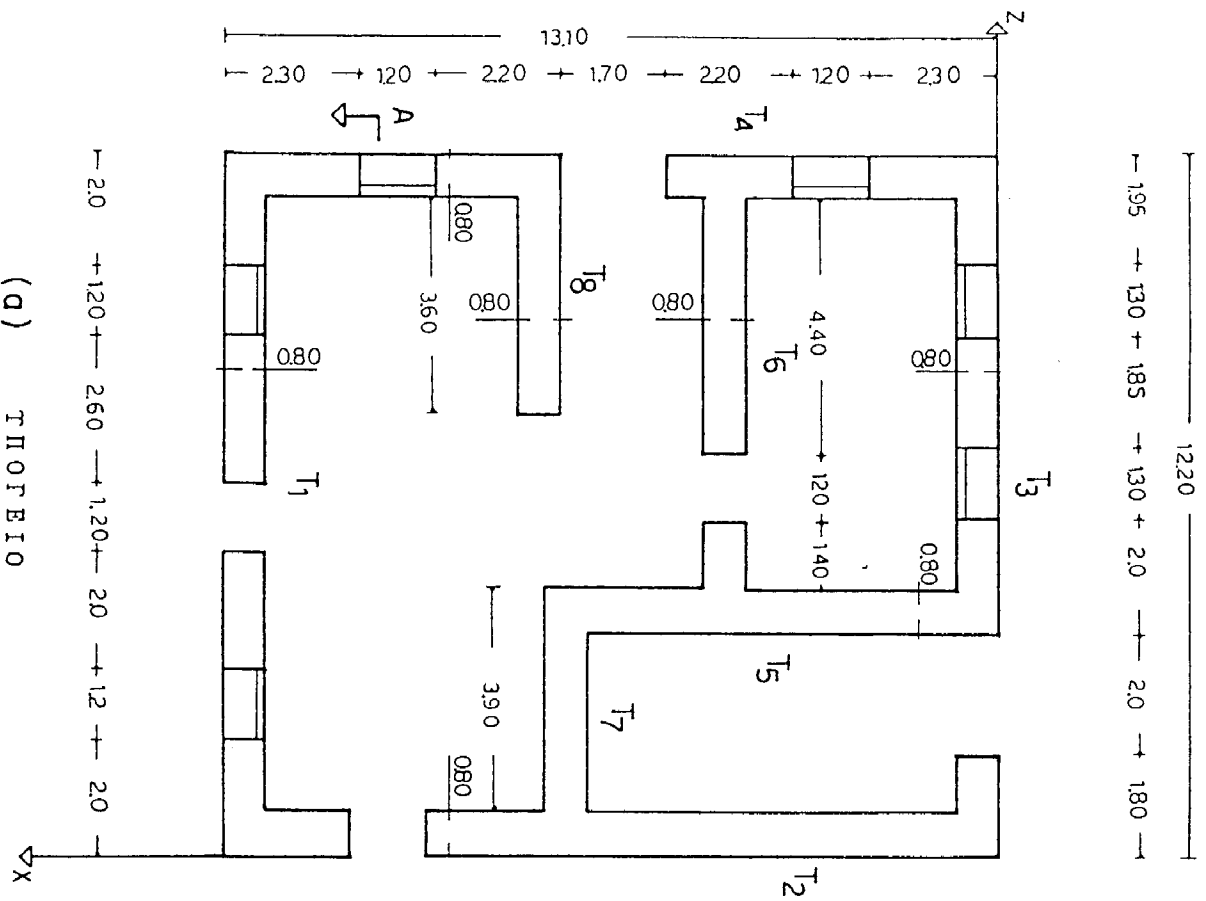


(c) Τοίχος T3

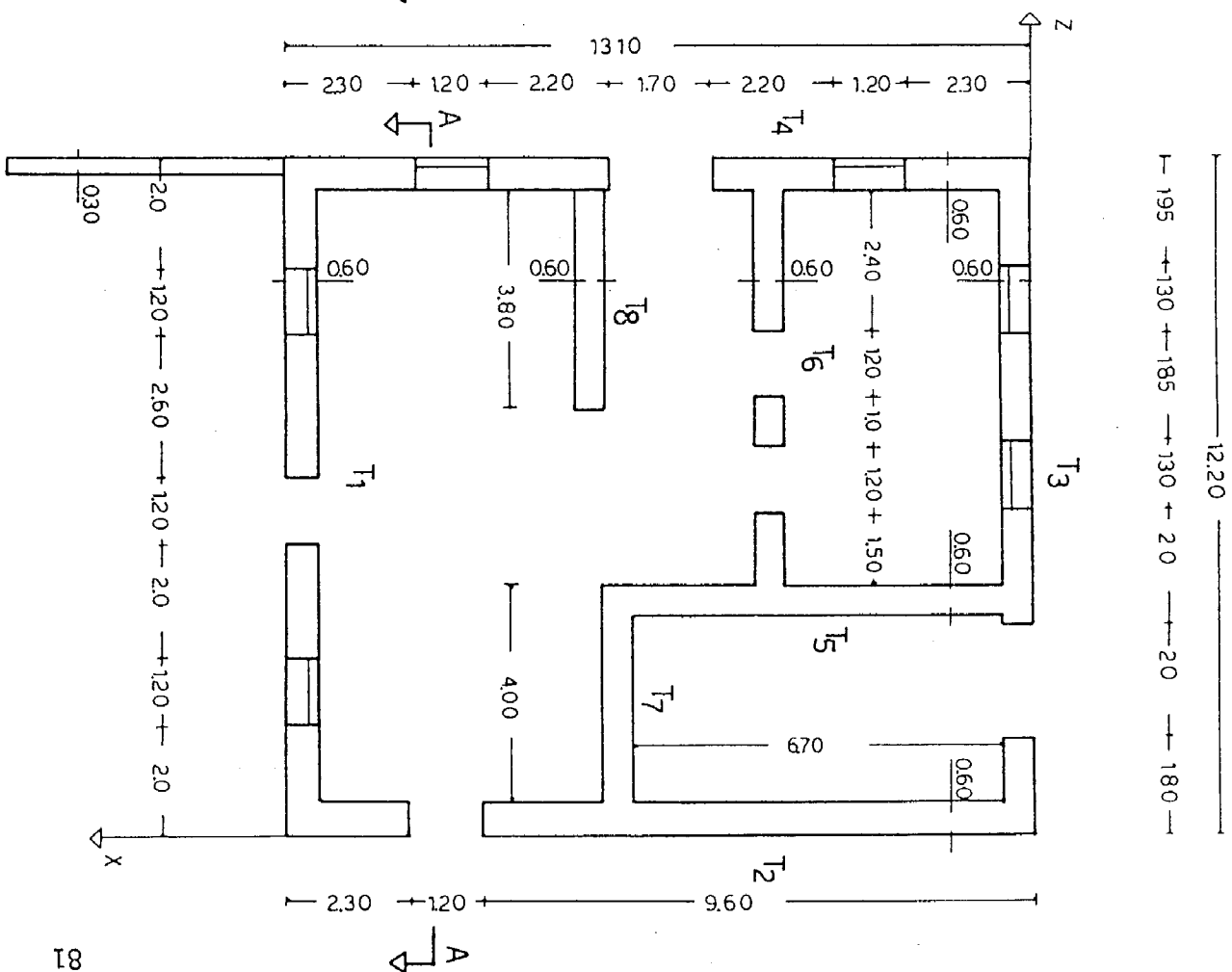


(d) Τοίχος T4

Σχ. 3.2.2 Αποτύπωση βλαβών των εξωτερικών τοίχων του Κτιρίου Ι

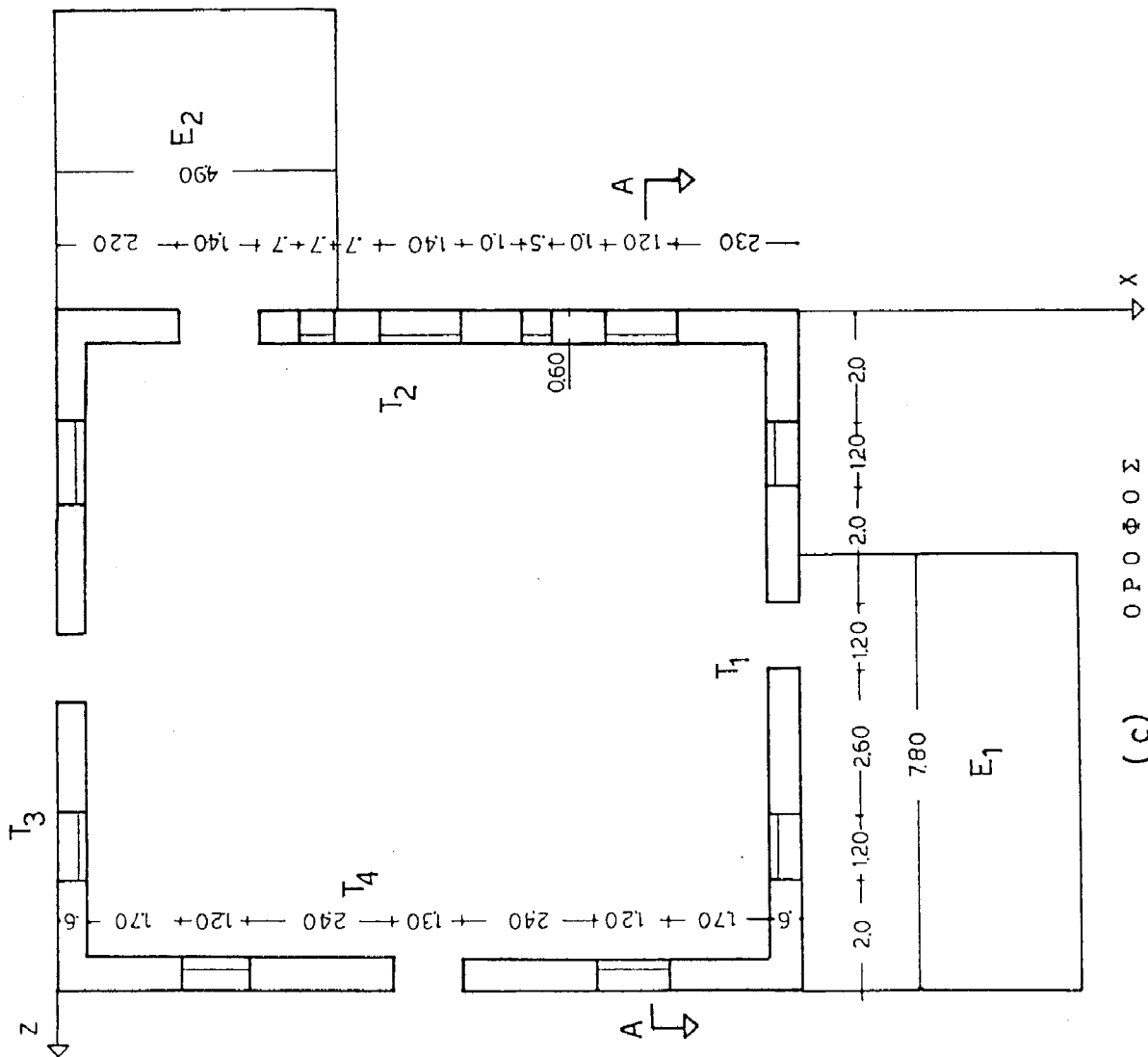


(a) ПЛАН

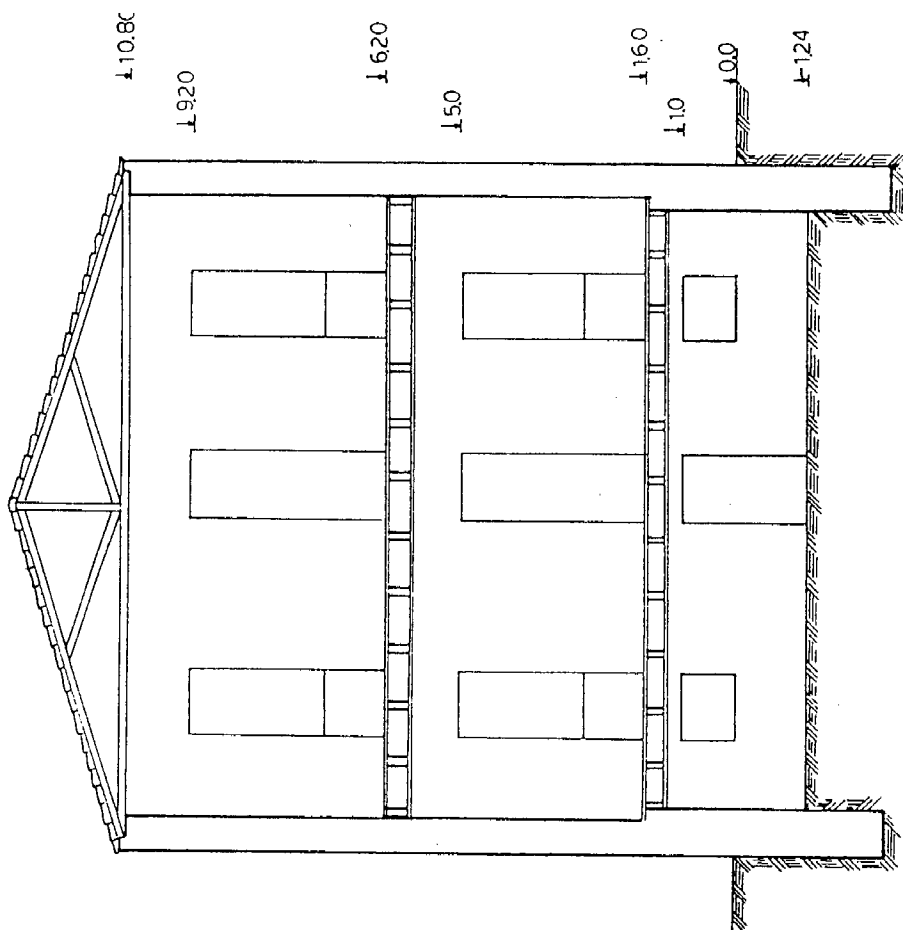


(b) ПЛАН

1220  
195 → 130 → 185 → 130 → 20 → 20 → 180

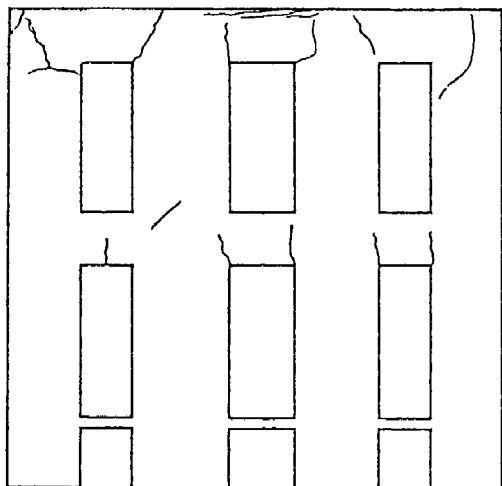


(c) ΟΡΟΦΟΣ

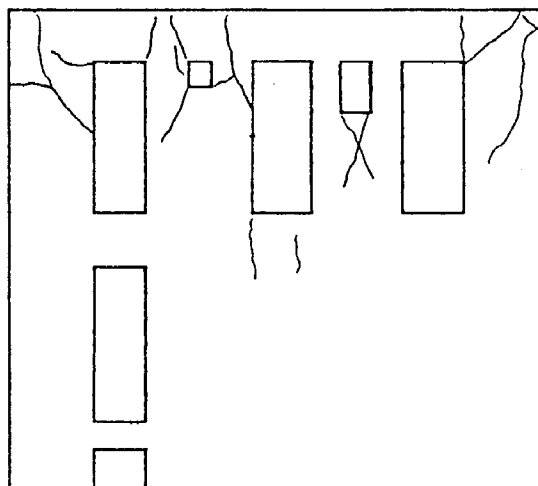


(d) ΤΟΜΗ Α - Α

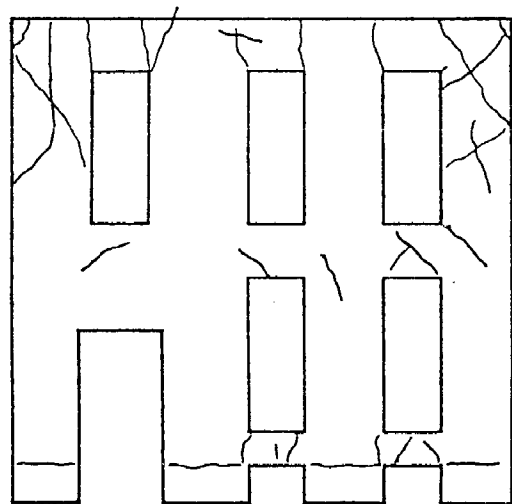
ΣΧ-Γ.2.3 Κατόψεις και Τομή Α-Α του Κτιρίου II



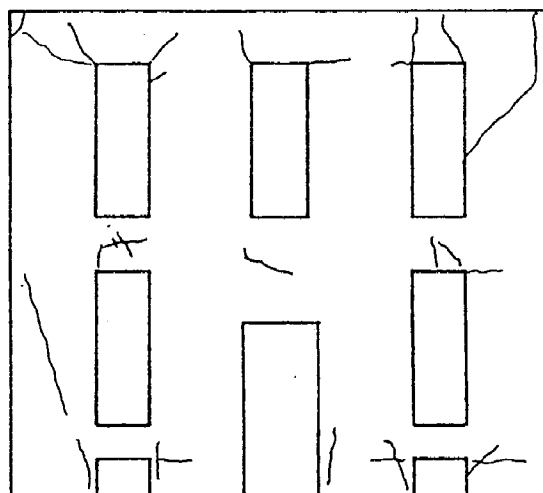
(a) Τοίχος T1



(b) Τοίχος T2



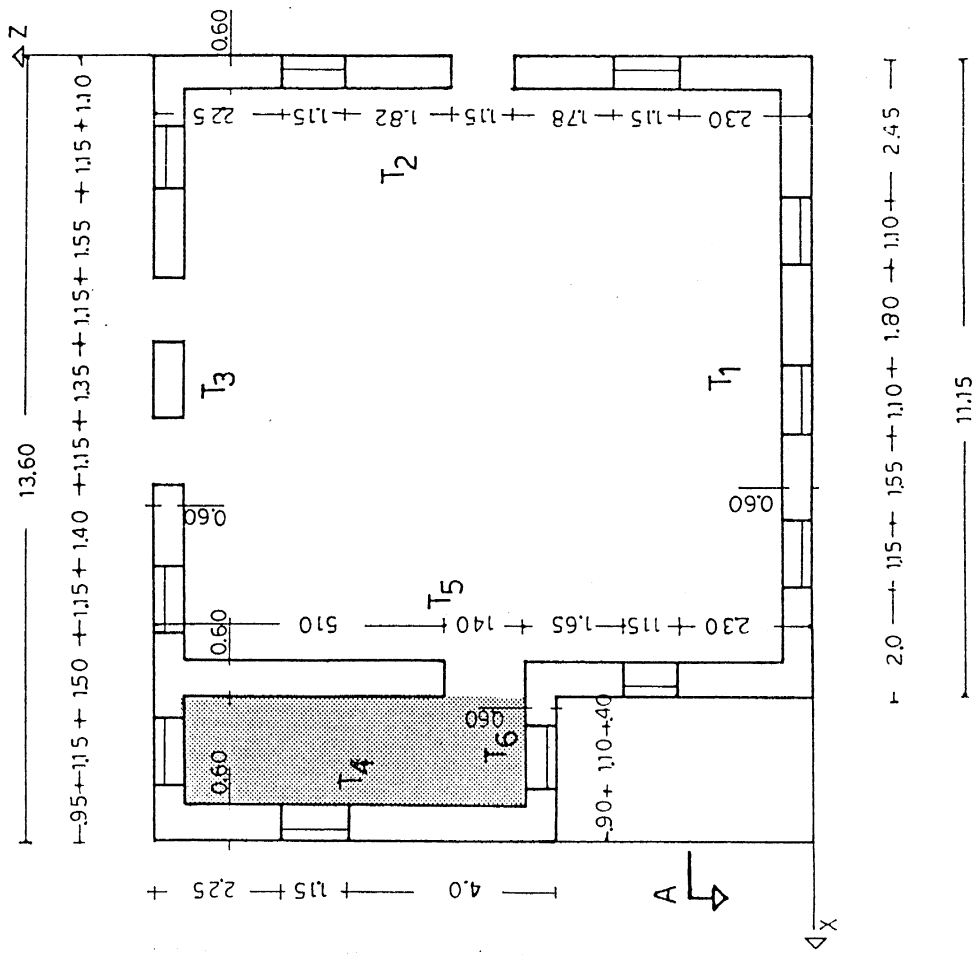
(c) Τοίχος T3



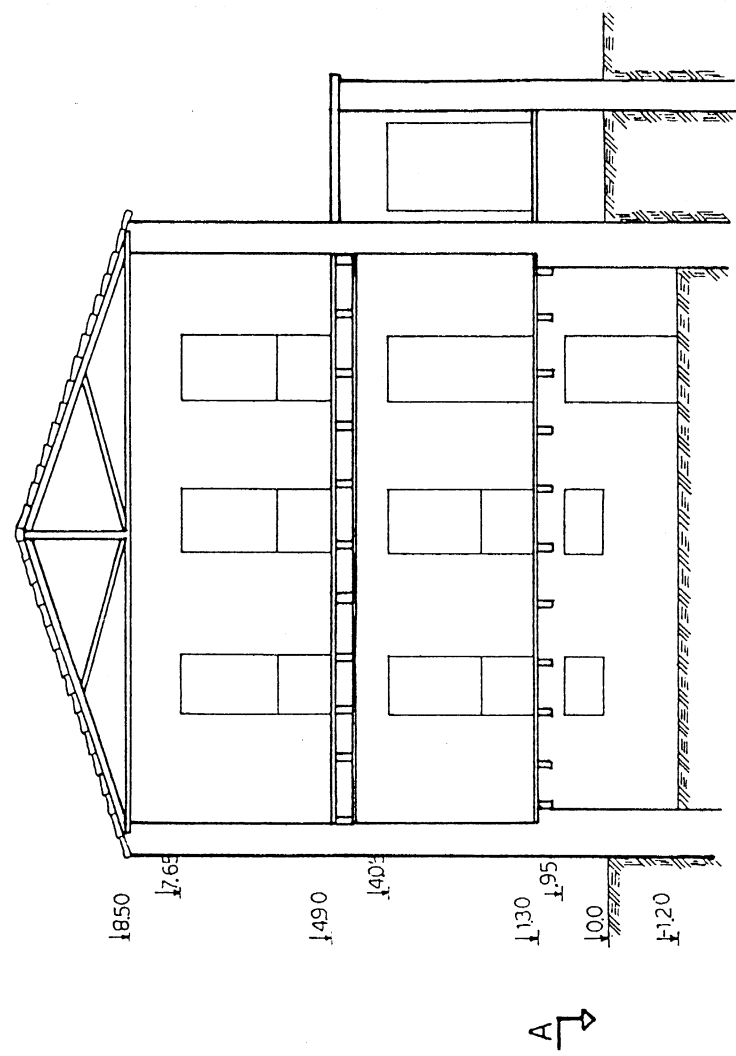
(d) Τοίχος T4

Σχ. 3.2.4 Αποτύπωση βλαβών των εξωτερικών τοίχων του Κτιρίου II



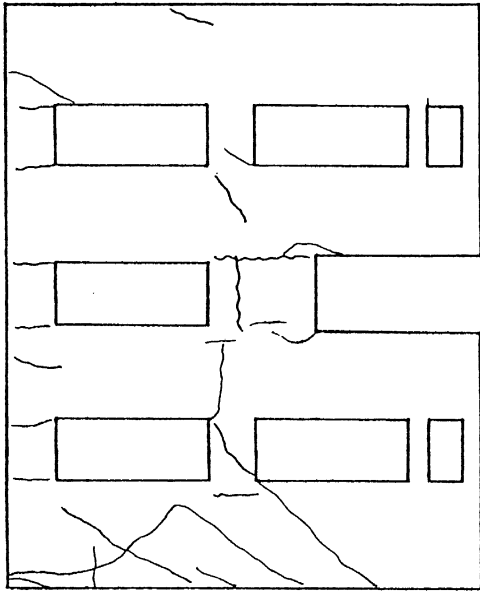


(c) ΟΡΟΦΟΣ

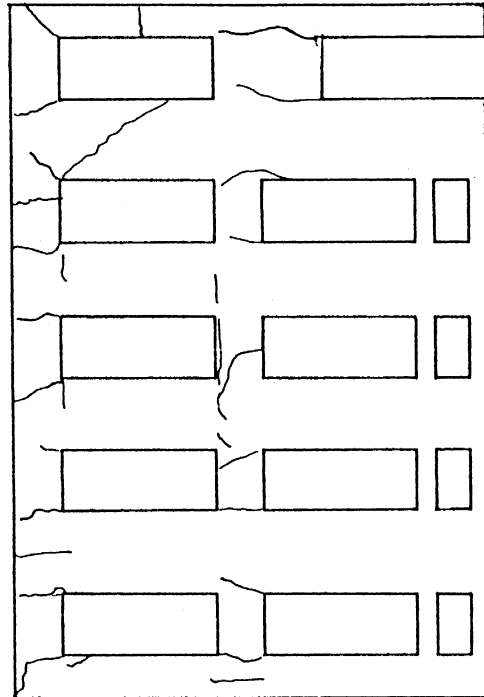


(d) ΤΟΜΗ Α-Α

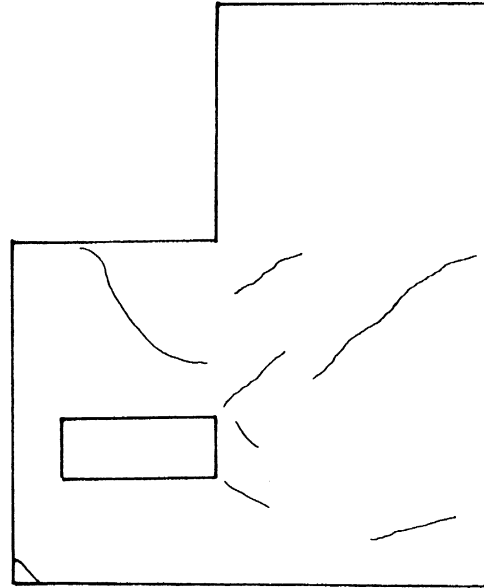
ΣΧ. 3.2.5 Κατόψεις και Τομή Α-Α του Κτιρίου III



(a) Τοίχος T1



(b) Τοίχος T2



(c) Τοίχος T3

(d) Τοίχος T4

ΣΧ. 3.2.6 Αποτύπωση βλαβών των εξωτερικών τοίχων του Κτηρίου III

### 3.3 Δεδομένα για τη στατική ανάλυση

Και στις τρεις μεθόδους η ανάλυση ήταν στατική με ισοδύναμη οριζόντια φόρτιση. Και τα τρία κτίρια είναι κοντά στις θέσεις καταγραφών των δύο οριζοντίων και κατακορύφων συνιστωσών του σεισμού στις 13-9-86, και έτσι τα μέσα ελαστικά φάσματα απόκρισης που προέκυψαν από τις καταγραφές αυτές μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την εκτίμηση της σεισμικής φόρτισης. Στην οριζόντια διεύθυνση η μέση φασματική επιτάχυνση των ελαστικών φασμάτων απόκρισης για συντελεστή απόσβεσης 20% στο διάστημα ιδιοπεριόδων από 0.1 έως 0.28 sec (στο οποίο βρίσκεται η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος και των τριών κτιρίων, όπως προέκυψε από τη δυναμική ελαστική ανάλυση, βλ. Κεφ.5) ισούται περίπου με 0.42g και στις δύο διευθύνσεις Β-Ν και Α-Δ. Η ανωτέρω τιμή του συντελεστή απόσβεσης είναι συμβατή με το βαθμό ρηγμάτωσης που παρατηρήθηκε και την εκτιμώμενη απορρόφηση ενεργείας από τη φέρουσα τοιχοποιία στη διάρκεια του σεισμού και συμφωνεί με την τιμή που αναφέρουν οι Benedetti et al (1987). Η ανωτέρω εκτιμώμενη τιμή της φασματικής επιτάχυνσης συμπίπτει περίπου με το σεισμικό συντελεστή βάσης κατά το Νέο Αντισεισμικό Κανονισμό (NEAK, 1991) για τις περιοχές σεισμικότητας ΙΙΙ (που περιλαμβάνει την πλειονότητα των περισσότερο σεισμικών περιοχών της χώρας, πλην Λευκάδος, Κεφαλληνίας και Ζακύνθου, δηλ. τη Βόρεια και τη Δυτική Πελοπόννησο, την Κρήτη, τα Δωδεκάνησα, τη Μαγνησία, τα νησιά του Ανατολικού Αιγαίου, κ.λ.π.). Για την Περιοχή ΙΙΙ η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού είναι 0.24g, οπότε για φασματικό συντελεστή ίσο με 2.5 (για απόσβεση 5% και τις συνήθεις χαμηλές ιδιοπερίόδους, που βρίσκονται μεταξύ  $T_1$  και  $T_2$ , όπου  $T_1=0.1$  sec, 0.15 sec και 0.2 sec για εδάφη κατηγορίας Α, Β και Γ ή Δ αντίστοιχα, και  $T_2=4T_1$  γενικά ή  $T_2=1.2$  sec για έδαφος κατηγορίας Δ) και για δείκτη συμπεριφοράς 1.5, ο σεισμικός συντελεστής βάσης ισούται με  $0.24 \times 2.5 / 1.5 = 0.40$ , πολύ κοντά δηλαδή στο 0.42 του σεισμού της Καλαμάτας. Έτσι τελικά η ανάλυση έγινε με σεισμικό συντελεστή αυτόν του Ν.Ε.Α.Κ., δηλ. 0.40g. Η τιμή αυτή της επιτάχυνσης θεωρήθηκε σταθερή καθ' ύψος του κτιρίου, γιατί για δύσκαμπτα κτίρια, του τύπου που εξετάζονται εδώ, η υπόθεση της ομοιόμορφης καθ' ύψος κατανομής είναι πιο κοντά στην πραγματικότητα από αυτήν της τριγωνικής.

Οι αναλύσεις ήταν γραμμικές ελαστικές, με θεώρηση της τοιχοποιίας σαν ελαστικό, ισότροπο υλικό. Η επιλογή της γραμμικής ελαστικής ανάλυσης αντί της πιθανόν ρεαλιστικότερης μη-γραμμικής, και κατ' ανάγκην δυναμικής, οφείλεται σε πολλούς λόγους: 1) Η υπόθεση της γραμμικής ελαστικότητας προσφέρει τη δυνατότητα για κοινή βάση σύγκρισης των τριών μεθόδων ανάλυσης. Αντίθετα, αν επελέγετο η μη-γραμμική ανάλυση, τα αποτελέσματα της κάθε μεθόδου θα εξαρτώντο σε πολύ μεγάλο βαθμό από τον τρόπο

και τις λεπτομέρειες της (κατ' ανάγκην διαφορετικής) προσομοίωσης της μη-γραμμικής συμπεριφοράς σε κάθε μία από τις τρεις μεθόδους. Ετσι, η σύγκριση των αποτελεσμάτων των τριών τρόπων ανάλυσης μεταξύ τους και με τις βλάβες θα αποτελούσε περισσότερο σύγκριση μεταξύ των διαφορετικών τρόπων προσομοίωσης της μη-γραμμικής συμπεριφοράς παρά των τρόπων ανάλυσης. 2) Όταν γίνεται η υπόθεση γραμμικής ελαστικής συμπεριφοράς, η στατική ανάλυση με την ομοιόμορφα κατανεμημένη ισοδύναμη φόρτιση με την ίδια μεγίστη οριζόντια επιτάχυνση και για τις τρεις μεθόδους, ισοδυναμεί με ελαστική δυναμική ανάλυση, με την ίδια ιδιομορφή και την ίδια φασματική επιτάχυνση και στις τρεις περιπτώσεις. Αντίθετα, αν επελέγετο η μη-γραμμική ανάλυση, αυτή κατ' ανάγκην θα ήταν και δυναμική, γεγονός που θα απέκλειε την τρίτη μέθοδο (την Προσεγγιστική Μέθοδο των Πεσσών). 3) Η μη-γραμμική δυναμική ανάλυση θα ήταν πρακτικά αδύνατη από υπολογιστική άποψη, ιδίως στην περίπτωση της Μεθόδου Πεπερασμένων Στοιχείων, όπου για την προσομοίωση κάθε κτιρίου απαιτούνται πάνω από 10.000 βαθμοί ελευθερίας. 4) Η γραμμική ελαστική ανάλυση είναι υπερεπαρκής για το σκοπό των αναλύσεων, δηλαδή για τη σύγκριση της κατανομής και του σχετικού μεγέθους της προβλεπομένης από την ανάλυση έντασης με τη θέση και τη διεύθυνση των ρωγμών και με την κατανομή των λοιπών βλαβών στην κατασκευή. Επιπλέον για το συγκεκριμένο υλικό, δηλ. για τη φέρουσα τοιχοποιία, η συμπεριφορά είναι σχεδόν γραμμική ελαστική σε εφελκυσμό μέχρι τη ρηγμάτωση, αλλά και σε θλίψη, επειδή οι λόγω σεισμού και κατακορύφων φορτίων θλιπτικές τάσεις δεν πλησιάζουν τη θλιπτική αντοχή.

Πέραν των ανωτέρω έγιναν οι εξής παραδοχές :

Για την αντοχή της λιθοδομής σε μονοαξονική θλίψη χρησιμοποιείται η σχέση που προτείνεται από τον Τάσιο (1986):

$$f_{wc} = \frac{2}{3} \sqrt{f_{bc} - a} + b \cdot f_{mc} \quad (3.1)$$

όπου :  $f_{bc}$  και  $f_{mc}$  η θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων και του κονιάματος αντίστοιχα και  $a$  και  $b$  διορθωτικοί συντελεστές, εξαρτώμενοι από το είδος και την ηλικία της λιθοδομής και του κονιάματος. Στην εξ. 3.1 ελήφθησαν:

$$f_{bc} = 27 \text{ MPa}, \quad f_{mc} = 0.5 \text{ MPa}, \quad a = 2.0, \quad b = 0.5$$

οπότε η τιμή της αντοχής  $f_{wc}$  προκύπτει ίση με 1.7 MPa.

Τα μέτρα Ελαστικότητας και Διάτμησης λαμβάνονται πάλι κατά Τάσιο (1986), ως εξής:

$$E_w = 1200 f_{wc} \quad (3.2a)$$

$$G_w = 500 f_{wc} \quad (3.2b)$$

Η εξίσωση (3.2b) προκύπτει από τιμή του λόγου Poisson  $\nu$  ίση με 0.20.

Τα μόνιμα φορτία των κτιρίων αποτελούνται από τα βάρη των τοίχων και τα βάρη των δαπέδων και της στέγης. Το ειδικό βάρος της λιθοδομής των τοίχων του Κτιρίου I ελήφθη ίσο με  $21 \text{ kN/m}^3$  και αυτής των τοίχων των Κτιρίων II και III, η οποία είχε μικρότερο ποσοστό κονιάματος, ίσο με  $22 \text{ kN/m}^3$ . Το τμήμα κινητού φορτίου που δρούσε κατά την στιγμή του σεισμού ελήφθη γενικά ίσο με  $1 \text{ kN/m}^2$ . Στο δάπεδο του ισογείου του Κτιρίου II, όπου στεγάζεται βιβλιοθήκη, το κινητό φορτίο τη στιγμή του σεισμού εκτιμήθηκε ίσο με  $5.3 \text{ kN/m}^2$ . Το ειδικό βάρος του τυχόν οπλισμένου σκυροδέματος (π.χ. της πλάκας) ελήφθη ίσο με  $24 \text{ kN/m}^3$ .

Τα φορτία της στέγης κατενεμήθηκαν στους φέροντες τοίχους σύμφωνα με την επιφάνεια επιρροής που προκύπτει από τη διάταξη των ζευκτών. Τα φορτία των δαπέδων κατενεμήθηκαν ομοιόμορφα στους τοίχους στους οποίους εδράζονταν οι ξυλοδοκοί.

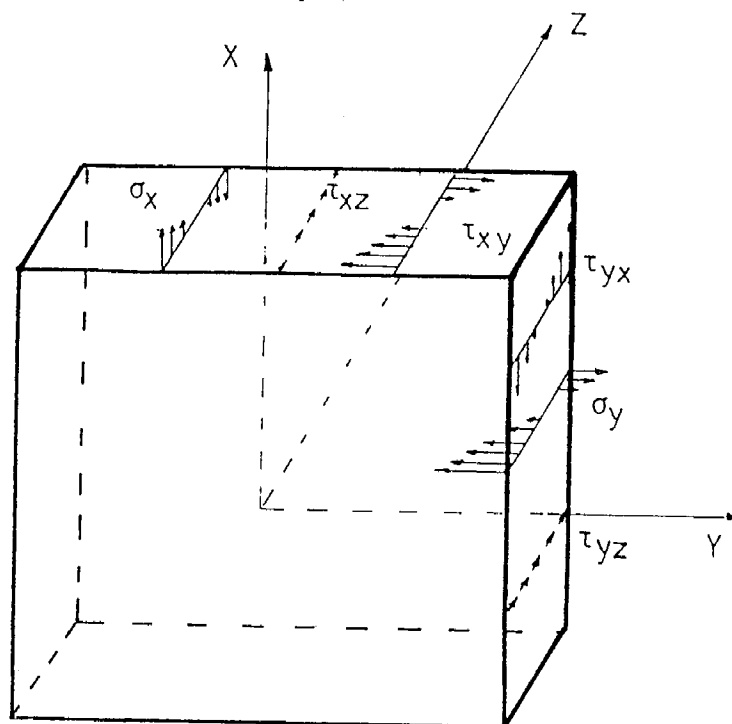
Οι αναλύσεις έγιναν για τους εξής 4 συνδυασμούς δράσεων:

- μόνιμα φορτ. + κινητά φορτ. + σεισμός στην οριζόν. διεύθ. + x
- μόνιμα φορτ. + κινητά φορτ. + σεισμός στην οριζόν. διεύθ. - x
- μόνιμα φορτ. + κινητά φορτ. + σεισμός στην οριζόν. διεύθ. + z
- μόνιμα φορτ. + κινητά φορτ. + σεισμός στην οριζόν. διεύθ. - z

### 3.4 Ανάλυση με τη Μέθοδο Πεπερασμένων Στοιχείων (Μ.Π.Σ)

Για την ανάλυση με τη Μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων οι φέροντες τοίχοι κάθε κτιρίου διακριτοποιήθηκαν σε μεγάλο αριθμό διδιάστατων ισοπαραμετρικών Στοιχείων με πάχος ίσο με αυτό του τοίχου. Τα Στοιχεία είναι συνδυασμός στοιχείων επίπεδης έντασης και πλάκας μεγάλου πάχους με καμπτικές και διατμητικές παραμορφώσεις. Ο συνδυασμός αυτός λαμβάνει υπόψη ορθές και διατμητικές τάσεις και παραμορφώσεις μέσα στο επίπεδο του τοίχου, καθώς και διατμητικές τάσεις και παραμορφώσεις σε επίπεδα κάθετα στο μέσο επίπεδο του τοίχου. Οι παράλληλες στο επίπεδο του τοίχου ορθές τάσεις και παραμορφώσεις κατανέμονται γραμμικά στη διεύθυνση του πάχους του τοίχου, χωρίς όμως να διατηρείται η καθετότητα των διατομών στο μέσο επίπεδο του (Σχ.3.4.1). Τα στοιχεία μπορούν να έχουν 4 έως 8 κόμβους. Γενικά χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία με τέσσερεις κόμβους, με εξαίρεση τις περιπτώσεις όπου η θεώρηση ενός ενδιάμεσου κόμβου στην πλευρά είναι απαραίτητη λόγω έδρασης δοκών πατωμάτων, συμβολής τοίχων, κ.α.

Η ανάλυση έγινε με το πρόγραμμα ανάλυσης H/Y SCADA. Για την ανάλυση των κτιρίων I, II και III χρησιμοποιήθηκαν 1567, 1732 και 1695 διδιάστατα στοιχεία και 10176,



Σχ. 3.4.1

11430 και 11022 βαθμοί ελευθερίας, αντίστοιχα. Ο τυπικός κόμβος βρίσκεται στο μέσο επίπεδο του στοιχείου και έχει 5 βαθμούς ελευθερίας: (μετακινήσεις στους τρεις άξονες και στροφή γύρω από τους άξονες  $x$ ,  $y$  του μέσου επιπέδου (Σχ.3.4.1). Σε στοιχεία πλάκας η στροφή περί άξονα κάθετο στο επίπεδο της πλάκας δεν διαθέτει, ως γνωστόν, δυσκαμψία, και επομένως δεν περιλαμβάνεται στους βαθμούς ελευθερίας. Οι κόμβοι στη στάθμη του εδάφους θεωρήθηκαν αμετάθετοι και πακτωμένοι. Οι τυπικές διαστάσεις των στοιχείων είναι περίπου  $0.5\text{m} \times 0.5\text{m}$ . Τα δάπεδα προσομοιώθηκαν με ράβδους αξονικής έντασης, με διάταξη όπως αυτή των ξυλοδοκών των δαπέδων. Στα Σχήμ. 3.4.2 (a-e), 3.4.3 (a-e) και 3.4.4 (a-e) παρουσιάζονται τα πλέγματα των Πεπερασμένων Στοιχείων που χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις των Κτιρίων I, II και III αντίστοιχα.

Το βασικό αποτέλεσμα της ανάλυσης είναι οι τιμές των ορθών και των διατμητικών τάσεων μέσα στο επίπεδο των δύο επιφανειών του τοίχου, εσωτερικής και εξωτερικής. Οι τάσεις αυτές υπολογίζονται στις θέσεις των κόμβων, στα σημεία τομής της καθέτου στη μέση επιφάνεια του τοίχου με τις δύο επιφάνειές του. Οι τάσεις στις θέσεις των κόμβων υπολογίζονται από επιφανειακή προεκβολή των τιμών που προέκυψαν στα σημεία ολοκλήρωσης Gauss για τάξη ολοκλήρωσης  $3 \times 3$ . Από τις τάσεις αυτές υπολογίζονται στη συνέχεια οι κύριες τάσεις μέσα στο επίπεδο της εσωτερικής και της εξωτερικής επιφάνειας και η διεύθυνσή τους.

Σε κάθε κόμβο στον οποίο συμβάλλουν  $n$  Στοιχεία υπολογίζονται  $n$  τιμές ορθών τάσεων  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  καθώς και της διατμητικής τάσης  $\tau_{xy}$  για κάθε επιφάνεια του τοίχου και για κάθε συνδυασμό δράσεων. Με βάση τους μέσους όρους των  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  και  $\tau_{xy}$  από τα  $n$  Στοιχεία υπολογίζεται ένα ζεύγος κυρίων τάσεων  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  για τον κόμβο και από αυτό υπολογίζεται η τιμή της ισοδύναμης τάσης  $\sigma^*$  κατά το διαξονικό κριτήριο αστοχίας. Στη θέση κάθε κόμβου υπολογίζονται, για κάθε έναν από τους τέσσερις συνδυασμούς της σεισμικής δράσης με τις κατακόρυφες, δύο τιμές της ισοδύναμης τάσης  $\sigma^*$ , μία στην εσωτερική επιφάνεια του τοίχου και μία στην εξωτερική. Η μεγαλύτερη από τις δύο αυτές τιμές αποτελεί, για το συνδυασμό δράσεων που μας ενδιαφέρει, την καθοριστική τιμή της ισοδύναμης τάσης. Για δεδομένη διεύθυνση της σεισμικής δράσης η ένταση και η συμπεριφορά των τοίχων που είναι παράλληλοι με τη σεισμική δράση είναι κυρίως επίπεδη, μέσα στο επίπεδό τους, ενώ αυτή των τοίχων των καθέτων στη διεύθυνση της σεισμικής δράσης είναι κυρίως καμπτική, κάθετα στο επίπεδό τους. Αντίστοιχα και τα αποτελέσματα για κάθε τοίχο παρουσιάζονται εδώ χωριστά για τη σεισμική δράση παράλληλη στο επίπεδό του και για την κάθετη σ' αυτό. Για κάθε τοίχο και διεύθυνση σεισμικής δράσης (παράλληλη ή κάθετη) χρησιμοποιείται σε κάθε σημείο του τοίχου η δυσμενέστερη τιμή της ισοδύναμης τάσης  $\sigma^*$  για τις δύο επιφάνειες και για τις δύο διευθύνσεις της σεισμικής δράσης (θετικά ή αρνητικά). Η εν λόγω δυσμενέστερη τιμή παρουσιάζεται στα Σχ.3.4.5(a-c)-3.4.16(a-c) με τη μορφή ισοτασικών καμπυλών. Για κάθε τοίχο δίνονται, εκτός από τις ισοτασικές καμπύλες για σεισμό παράλληλο ή κάθετο στο επίπεδό του, και οι ισοτασικές ανεξαρτήτως διευθύνσεως της σεισμικής δράσης. Οι τελευταίες κατασκευάζονται με βάση τη μέγιστη τιμή της ισοδύναμης τάσης σε δεδομένο σημείο της μέσης επιφάνειας του τοίχου για τους τέσσερις συνδυασμούς δράσεων και για τις δύο επιφάνειές του (εσωτερική ή εξωτερική), και δίνουν, κατά κάποιο τρόπο, την περιβάλλουσα της σεισμικής έντασης στον κάθε τοίχο, ανεξάρτητα διεύθυνσης της σεισμικής δράσης.

Από τη μελέτη των ισοτασικών καμπυλών των ανωτέρω σχημάτων για τους τέσσερις εξωτερικούς τοίχους του κάθε κτιρίου προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

Για σεισμική δράση παράλληλη στο επίπεδο του τοίχου η ισοδύναμη τάση είναι συστηματικά μέγιστη στην πάνω δεξιά και αριστερά γωνία του κάθε τοίχου στη σύνδεσή του με τον εγκάρσιο, παίρνοντας εκεί τιμές της τάξεως του 3.0 και άνω, που σημαίνει υπέρβαση του κριτηρίου αστοχίας υπό διαξονική ένταση κατά 3 τουλάχιστον φορές. Αυτή η συγκέντρωση τάσεων οφείλεται στη μεταφορά στον υπ' όψη τοίχο των αδρανειακών δυνάμεων του εγκάρσιου του, μέσω εφελκυστικής για τον υπ' όψη τοίχο επίπεδης έντασης στη μία γωνία και θλιπτικής στην απέναντι (με αντιστροφή βεβαίως του προσήμου για

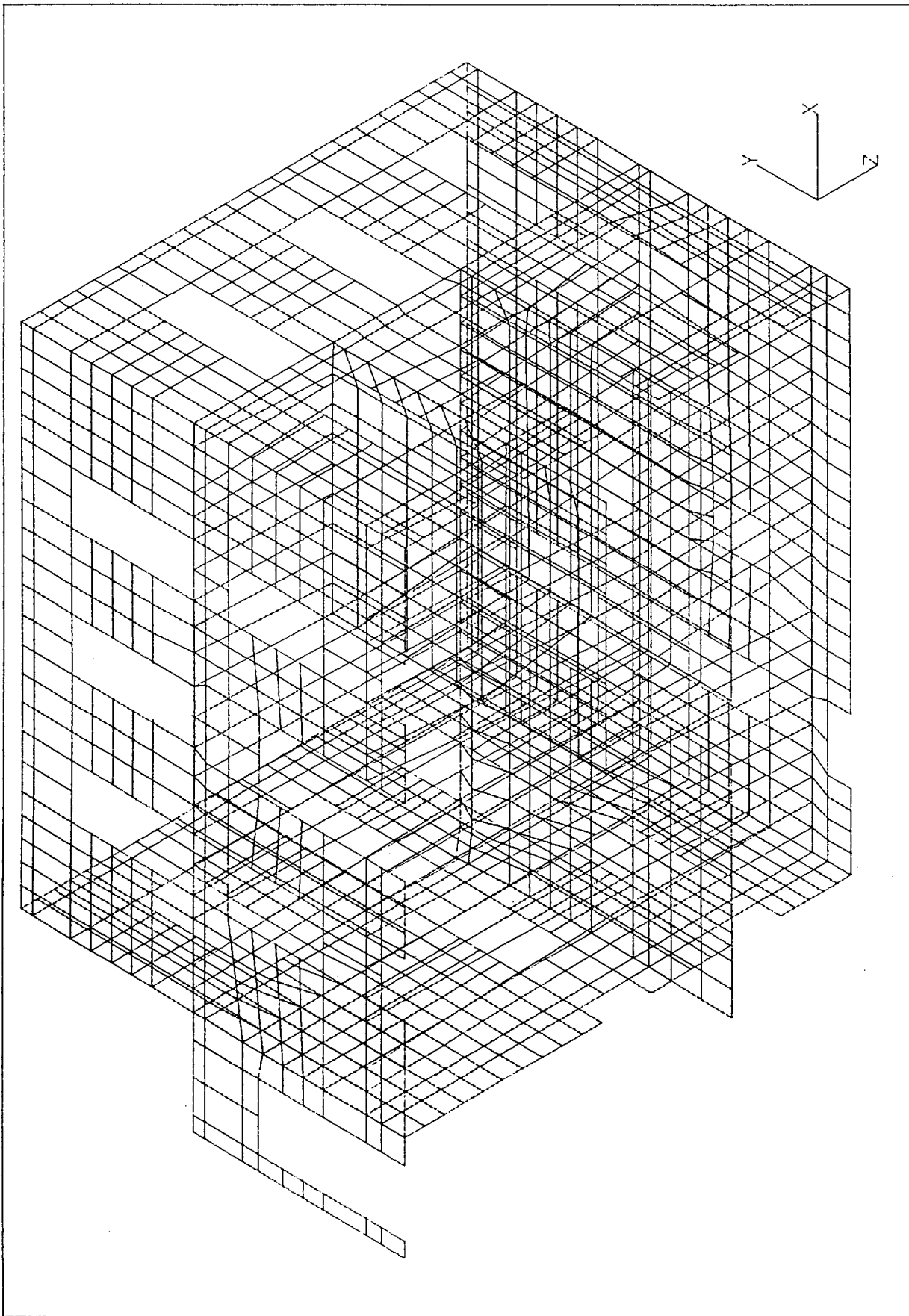
αντιστροφή της κατεύθυνσης της σεισμικής δράσης). Στις τάσεις αυτές οφείλονται οι αποκολλήσεις και καταπτώσεις των γωνιών των τοίχων, και κυρίως οι περίπου κατακόρυφες ρηγματώσεις ή και πλήρεις λύσεις της συνέχειας του τοίχου κατά μήκος των ακραίων πεσσών στον όροφο, στη ραφή σύνδεσης του τοίχου με τον εγκάρσιό του.

Η παράλληλη στον τοίχο σεισμική δράση προκαλεί επίσης συγκεντρώσεις τάσεων γύρω από τις γωνίες των ανοιγμάτων, τόσο στον όροφο όσο και στο ισόγειο. Επίσης συχνά προκαλεί σχετικά υψηλές τιμές της ισοδύναμης τάσης  $\sigma^*$  (μεγαλύτερες από 1.0) στα ανώφλια του ισογείου. Από τις συγκεντρώσεις τάσεων στις γωνίες των ανοιγμάτων ξεκινούν οι λοξές ρηγματώσεις των πεσσών. Με εξαίρεση τις ανωτέρω συγκεντρώσεις τάσεων στις πάνω αριστερά και δεξιά γωνίες του ορόφου, γύρω από τις γωνίες των ανοιγμάτων και σε ορισμένα ανώφλια και πεσσούς του ισογείου, στη λοιπή επιφάνεια του τοίχου η παράλληλη  $\sigma'$  αυτόν σεισμική δράση προκαλεί τιμές της ισοδύναμης τάσης μικρότερες από το 1.0.

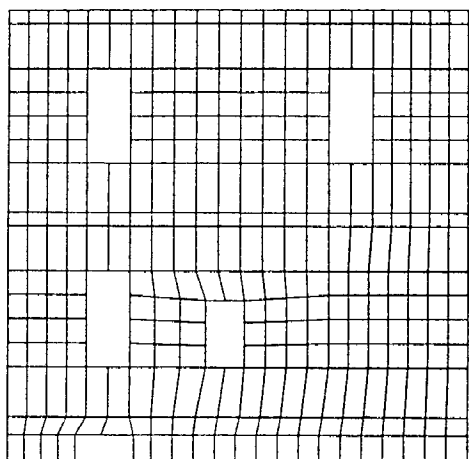
Η κάθετη στον τοίχο σεισμική δράση προκαλεί μεγάλες τιμές της ισοδύναμης τάσης  $\sigma^*$  (της τάξεως του 2.5 και 3.0) στο κεντρικό τμήμα του ανωφλίου του ορόφου, ιδίως πάνω από τα ανοίγματα. Ελαφρώς μικρότερες τιμές προκαλεί στα ακραία τμήματα των ανωφλίων ορόφου, κοντά στη σύνδεση με τον εγκάρσιο τοίχο. Οι ανωτέρω υψηλές τιμές της ισοδύναμης τάσης οφείλονται στην καμπτική λειτουργία του κάθε τοίχου υπό τη δράση των κάθετων στο επίπεδό του ιδίων αδρανειακών δυνάμεων, σαν μία κατακόρυφη τριέρειστη πλάκα με ανοίγματα, ελαστικά πακτωμένη στους δύο εκατέρωθεν εγκάρσιους τοίχους. Στη λειτουργία αυτή οφείλονται οι κατακόρυφες ρηγματώσεις των ανωφλίων του ορόφου, ιδίως πάνω από τα κεντρικά ανοίγματα. Στην ίδια λειτουργία οφείλονται και οι συγκεντρώσεις τάσεων στις πάνω γωνίες των εγκάρσιων τοίχων, από τη μεταφορά των αντιδράσεων της τριέρειστης πλάκας στις εγκάρσιες στηρίξεις της.

Μεγάλες τιμές της ισοδύναμης τάσης παρουσιάζονται, για σεισμική δράση κάθετη στον τοίχο, και στο ισόγειο και σε ορισμένα ανώφλια αλλά κυρίως στις θέσεις όπου ο τοίχος συνδέεται με εγκάρσιους εσωτερικούς τοίχους που φθάνουν μέχρι την οροφή του ισογείου. Στη σύνδεση μ' αυτούς ακριβώς τους τοίχους οφείλονται οι συγκεντρώσεις της ισοδύναμης τάσης σε τιμές ενίοτε πάνω από 2.0 στο ενδιάμεσο πεσσών ισογείου των τοίχων T2 και T4 των κτιρίων I και III και των T2, T3, T4 του κτιρίου II. Οι ενίοτε υψηλές τιμές της ισοδύναμης τάσης στο κάτω τμήμα των τοίχων (υπόγειο) για σεισμική δράση κάθετη στον τοίχο οφείλονται κατά κύριο λόγο στις συνθήκες πάκτωσης του τοίχου στη στάθμη του εδάφους, και είναι σε μεγάλο βαθμό πλασματικές. Στο βαθμό όμως που είναι πραγματικές μπορεί να είναι υπεύθυνες για τις οριζόντιες ρηγματώσεις στο υπόγειο των τοίχων T3 και T4 του κτιρίου II. Η εικόνα και η κατανομή των βλαβών στους τοίχους των τριών κτιρίων, όπως

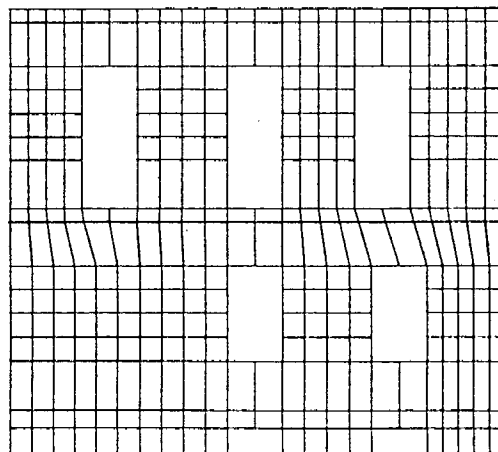
εμφανίζονται στα Σχ.3.2.2(a-d), 3.2.4(a-d) και 3.2.6(a-d), βρίσκονται σε πλήρη σχεδόν αντιστοιχία με τις ανωτέρω προβλέψεις της Μεθόδου Πεπερασμένων Στοιχείων. Στους Πιν. 3.4.1 και 3.4.2 παρουσιάζεται η μέση τιμή της ισοδύναμης τάσης σε κάθε όροφο κάθε τοίχου των τριών κτιρίων για σεισμική δράση παράλληλα και εγκάρσια στον υπόψη τοίχο αντίστοιχα ενώ στον Πιν. 3.4.3 η τιμή της για τον δυσμενέστερο από τους τέσσερις συνδυασμούς δράσεων.



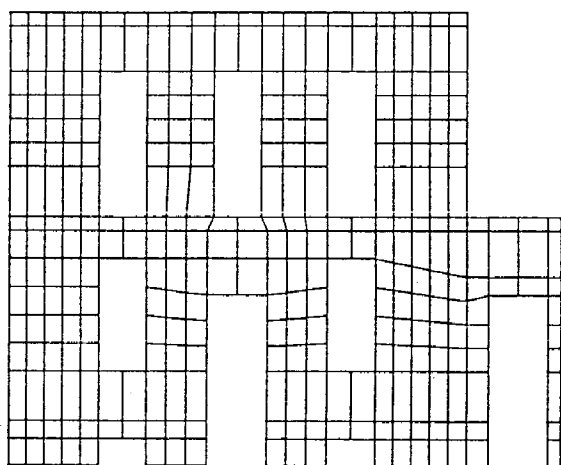
(a)



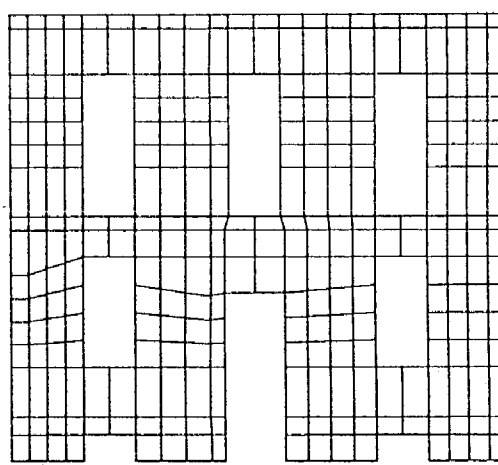
(b)



(c)



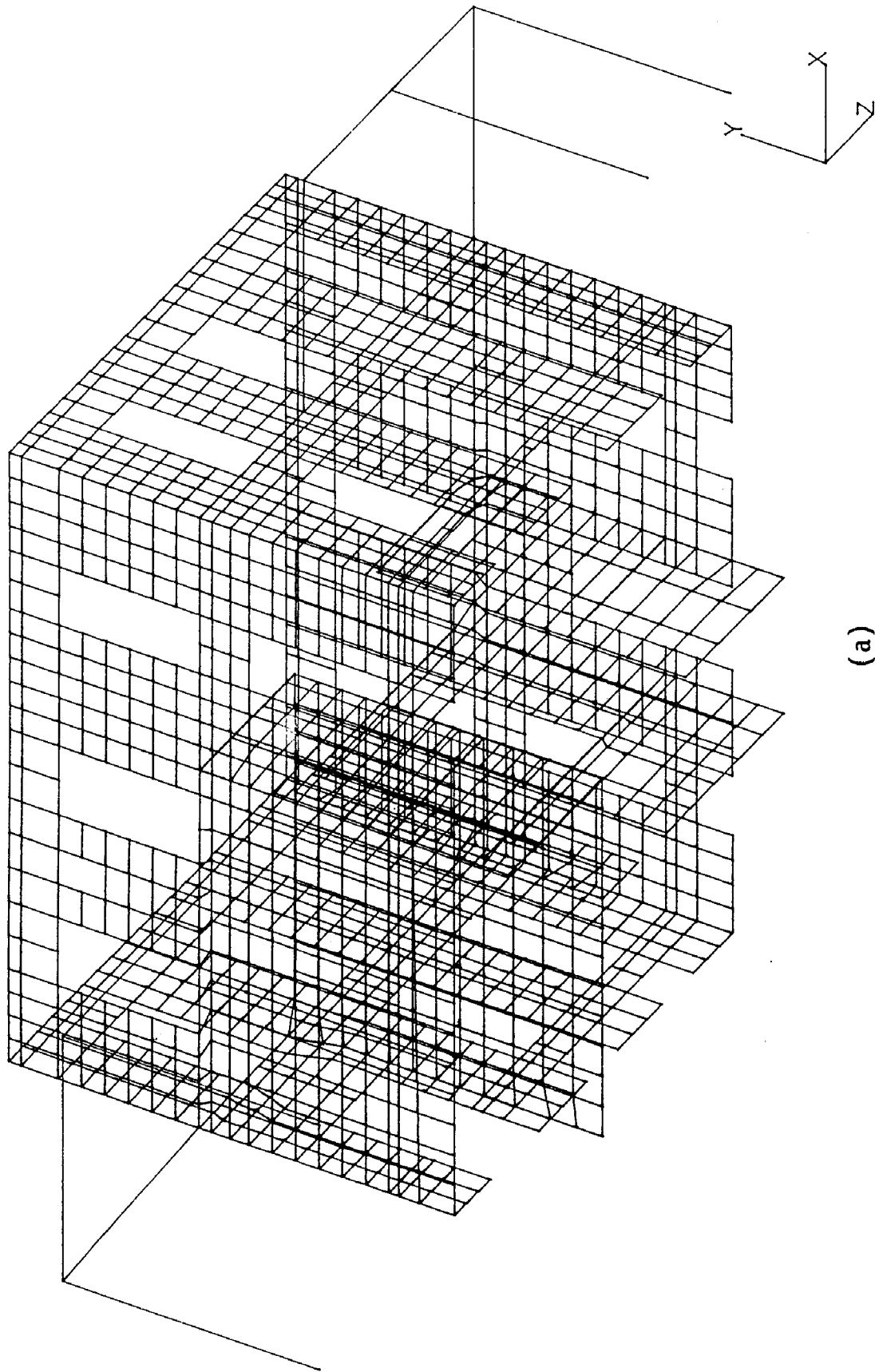
(d)

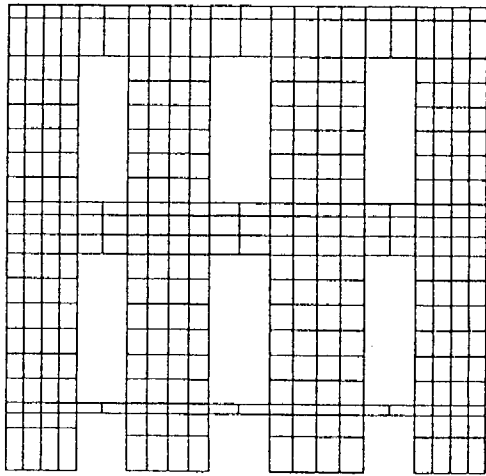


(e)

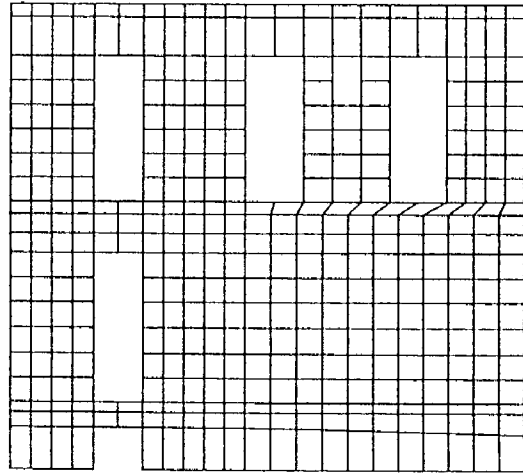
**Σχ. 3.4.2** Διακριτοποίηση Κτιρίου Ι με στοιχεία πλάκας και επίπεδης έντασης για ανάλυση με τη Μέθοδο Πεπερασμένων Στοιχείων.

(a) Αξονομετρικό , (b) Τοίχος T1, (c) Τοίχος T2, (d) Τοίχος T3, (e) Τοίχος T4.

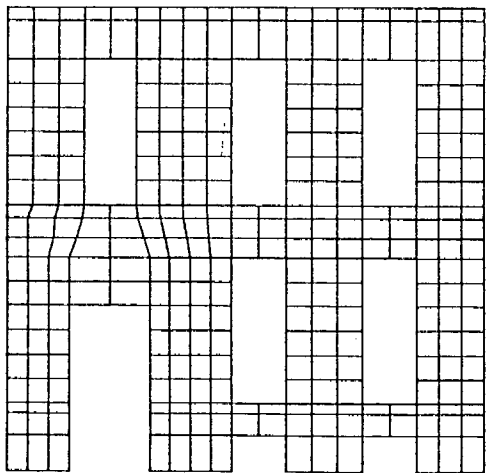




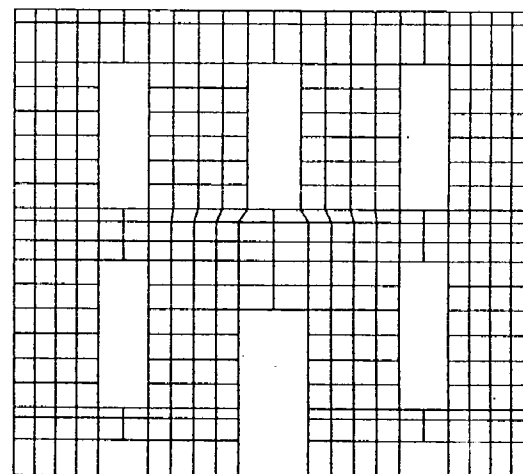
(b)



(c)



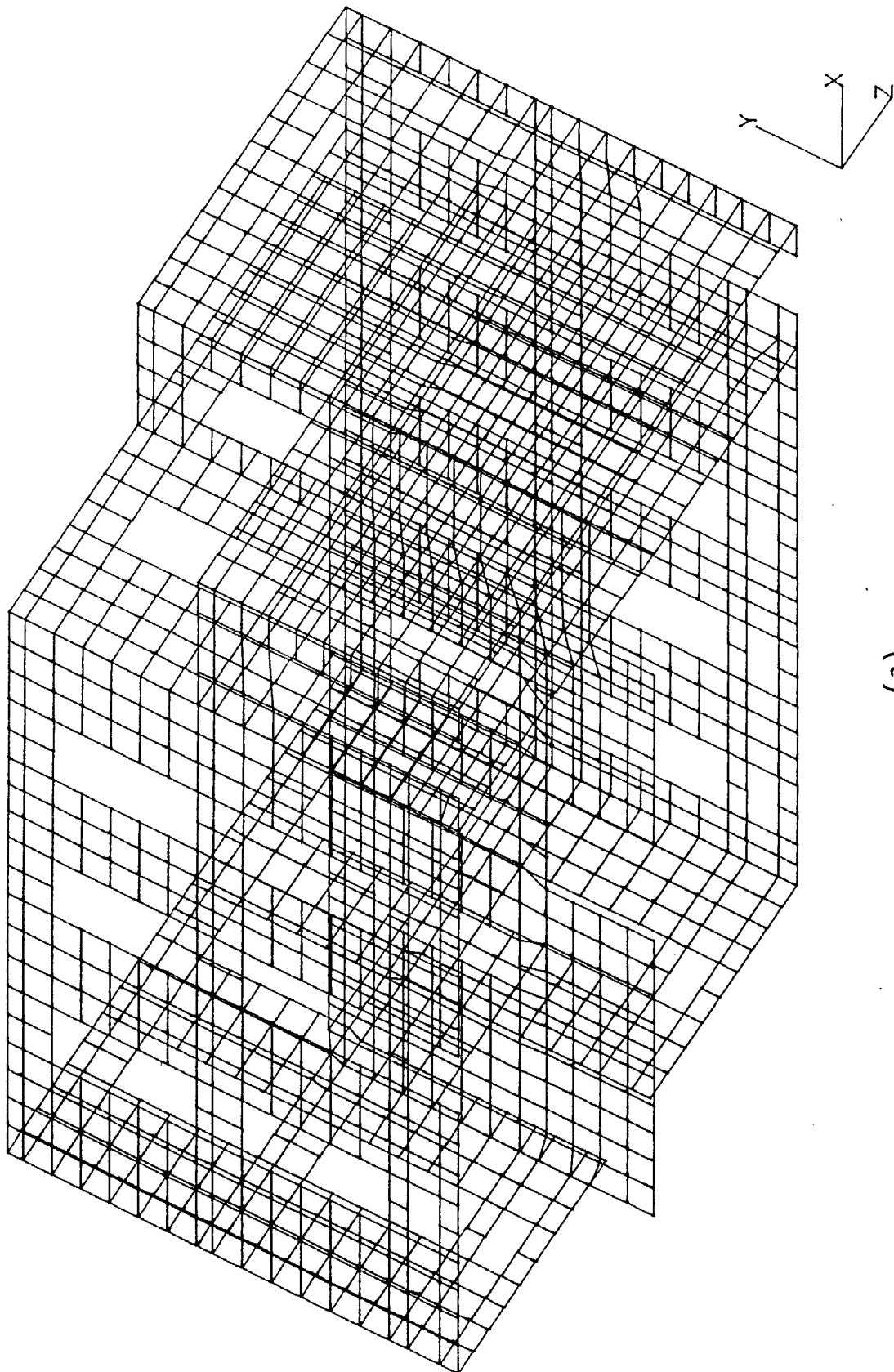
(d)



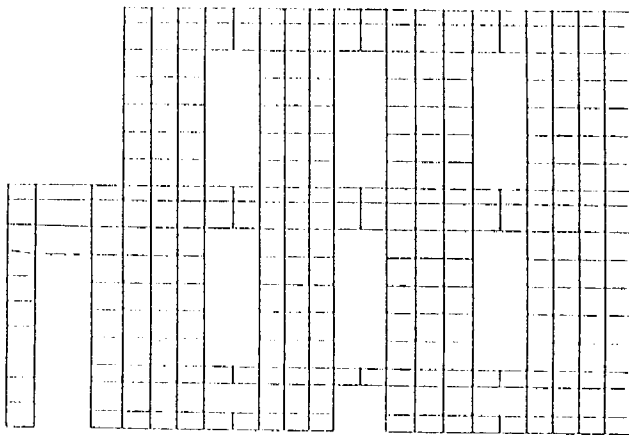
(e)

**Σχ. 3.4.3** Διακριτοποίηση Κτιρίου II με στοιχεία πλάκας και επίπεδης έντασης για ανάλυση με τη Μέθοδο Πεπερασμένων Στοιχείων.

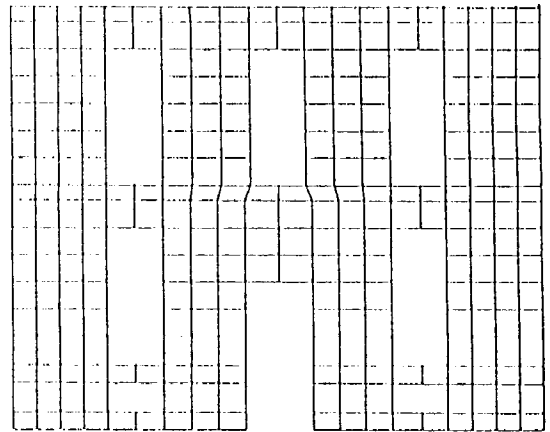
(a) Αξονομετρικό, (b) Τοίχος T1, (c) Τοίχος T2, (d) Τοίχος T3, (e) Τοίχος T4.



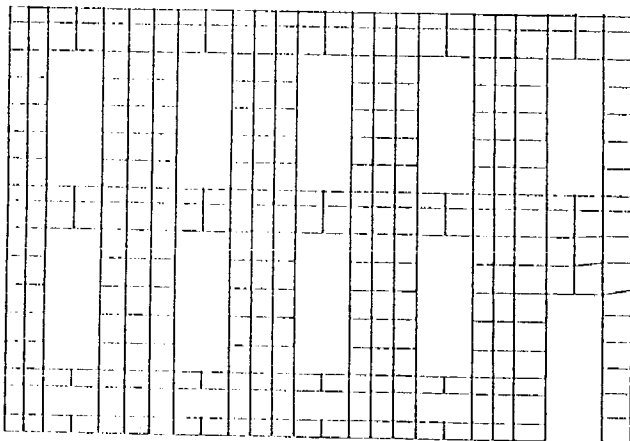
(a)



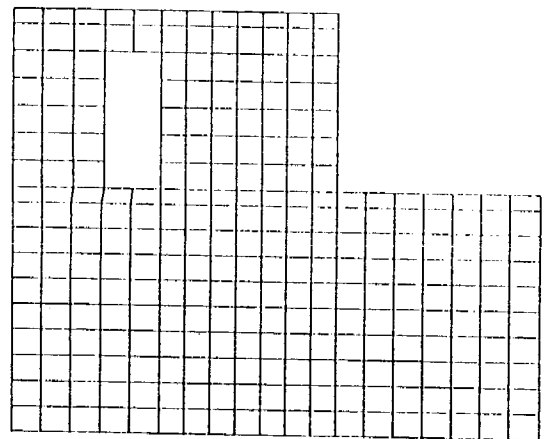
(b)



(c)



(d)



(e)

**Σχ. 3.4.4** Διακριτοποίηση Κτιρίου III με στοιχεία πλάκας και επίπεδης έντασης για ανάλυση με τη Μέθοδο Πεπερασμένων Στοιχείων.

(a) Αξονομετρικό, (b) Τοίχος T1, (c) Τοίχος T2, (d) Τοίχος T3, (e) Τοίχος T4.

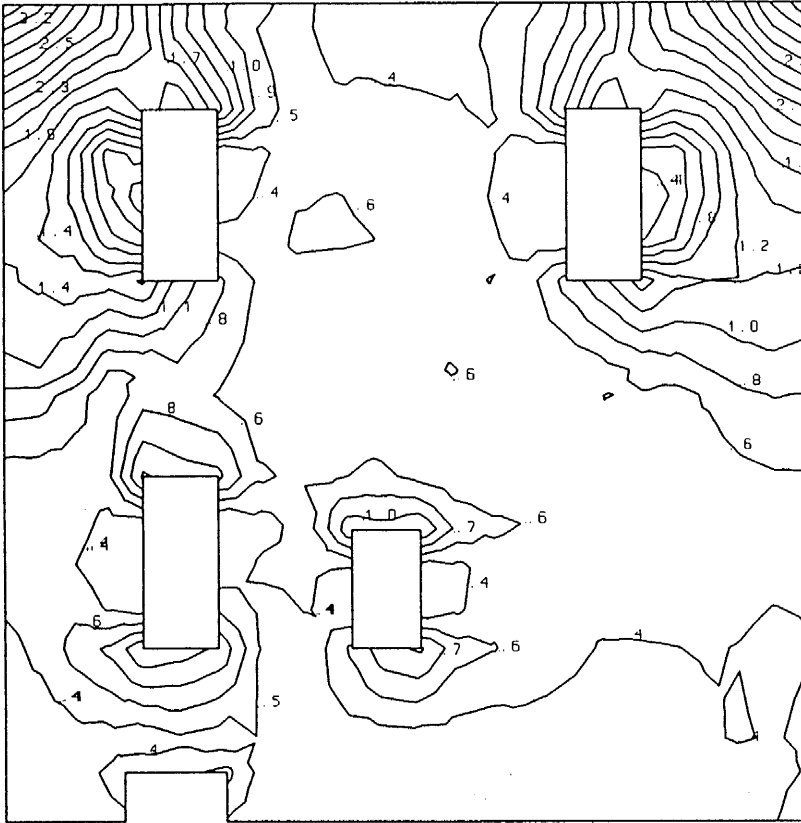


Fig. 3.4.5(a) **Building I, Wall W1**  
Equivalent Stress contours, seismic action parallel to the walls

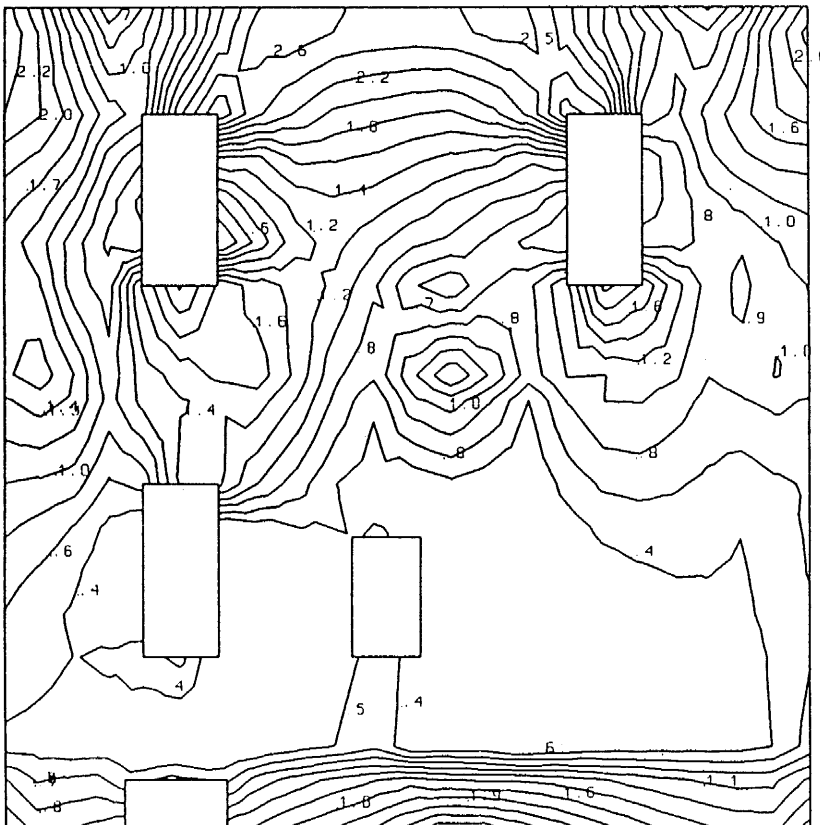


Fig. 3.4.5(b) **Building I, Wall W1**  
Equivalent Stress contours, seismic action normal to the walls

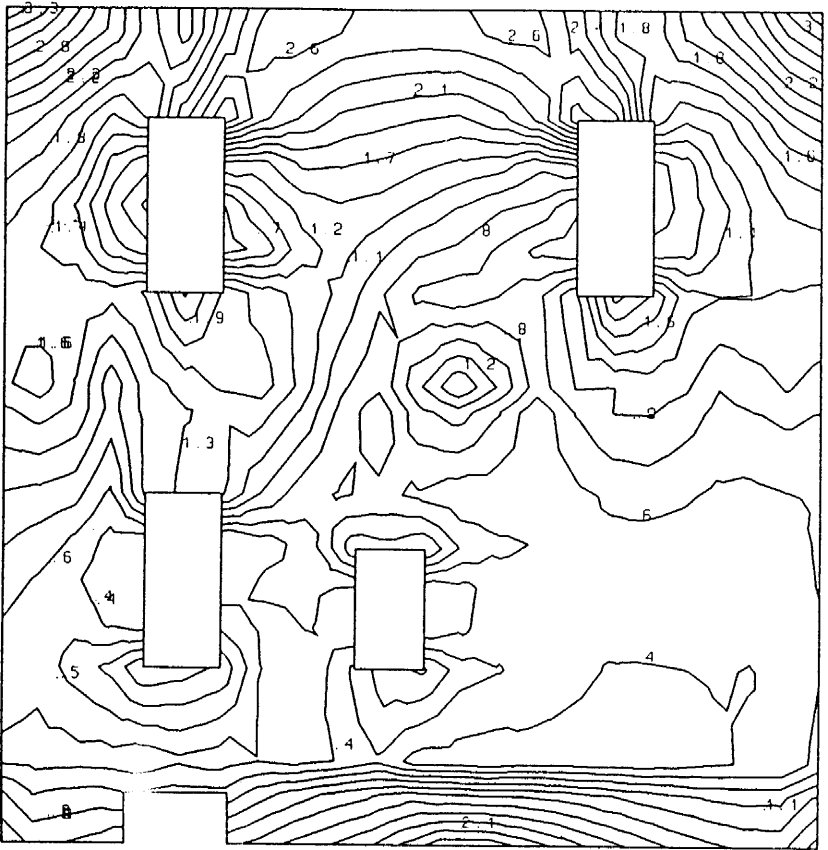


Fig. 3.4.5(c) **Building I, Wall W1**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

Fig. 3.4.6(b) **Building I, Wall W2**  
Equivalent Stress contours, seismic action normal to the walls

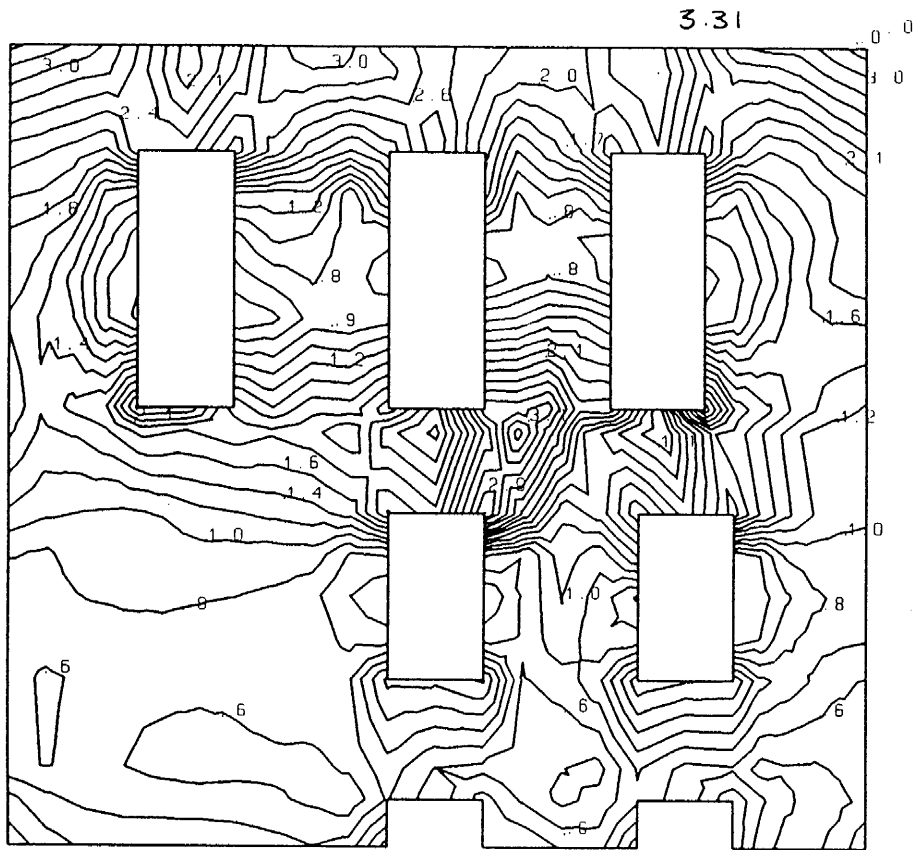


Fig. 3.4.6(c) **Building I, Wall W2**  
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

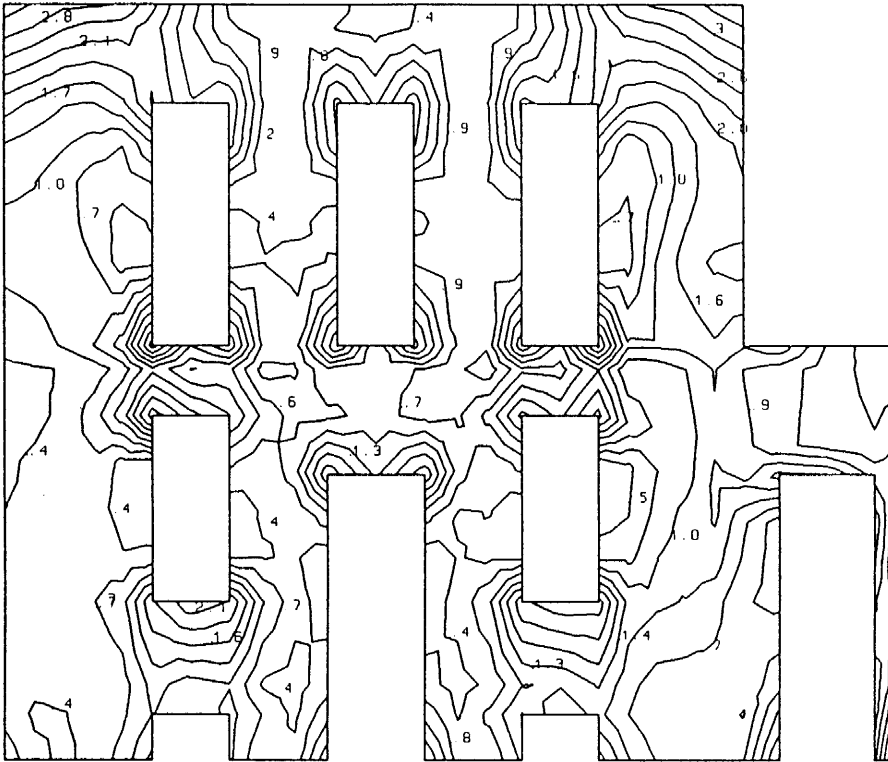


Fig. 3.4.7(a) **Building I, Wall W3**  
Equivalent Stress contours, seismic action parallel to the walls

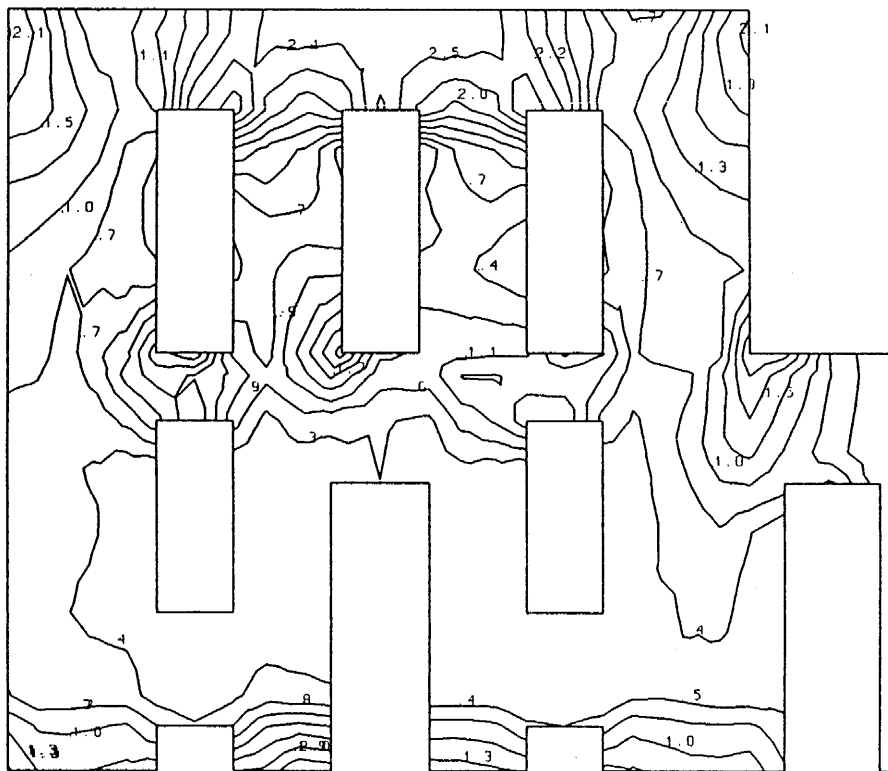


Fig. 3.4.7(b) **Building I, Wall W3**  
Equivalent Stress contours, seismic action normal to the walls

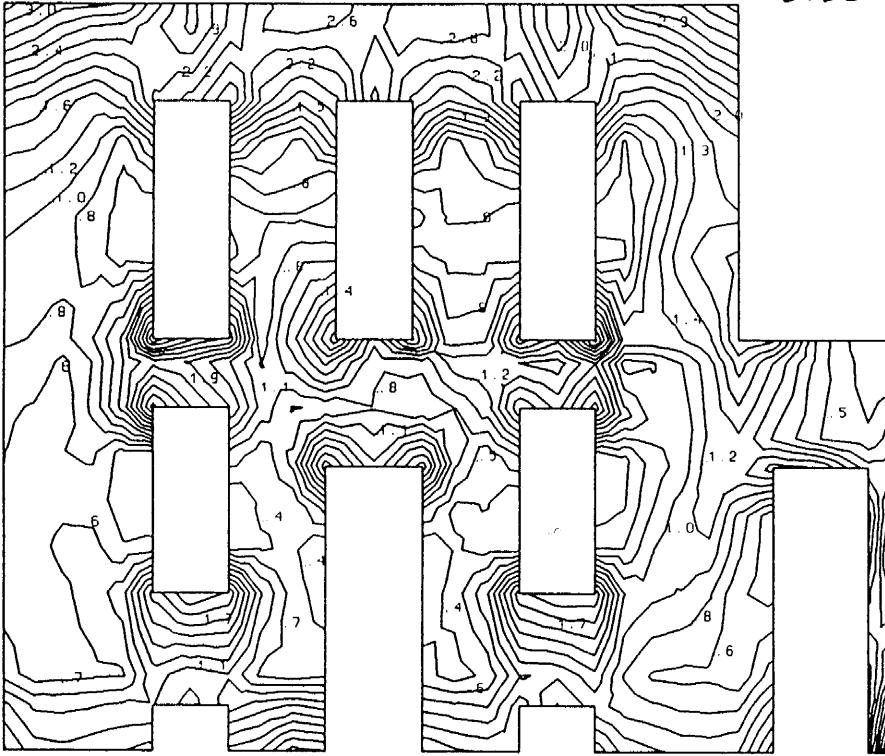


Fig. 3.4.7(c) **Building I, Wall W3**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

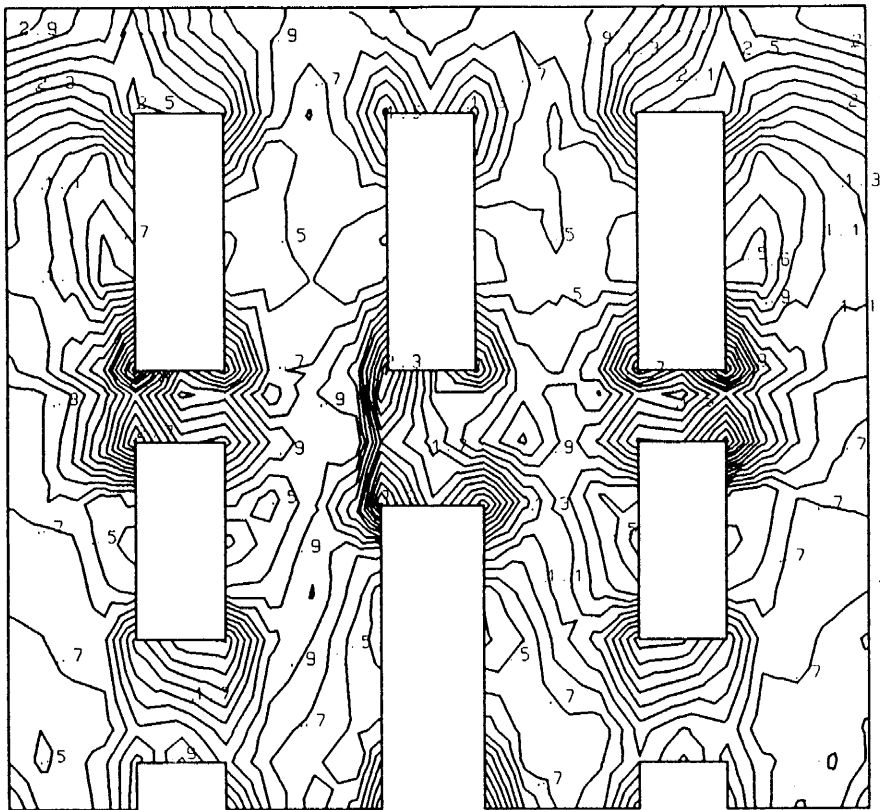


Fig. 3.4.8(a) **Building I, Wall W4**  
Equivalent Stress contours, seismic action parallel to the walls

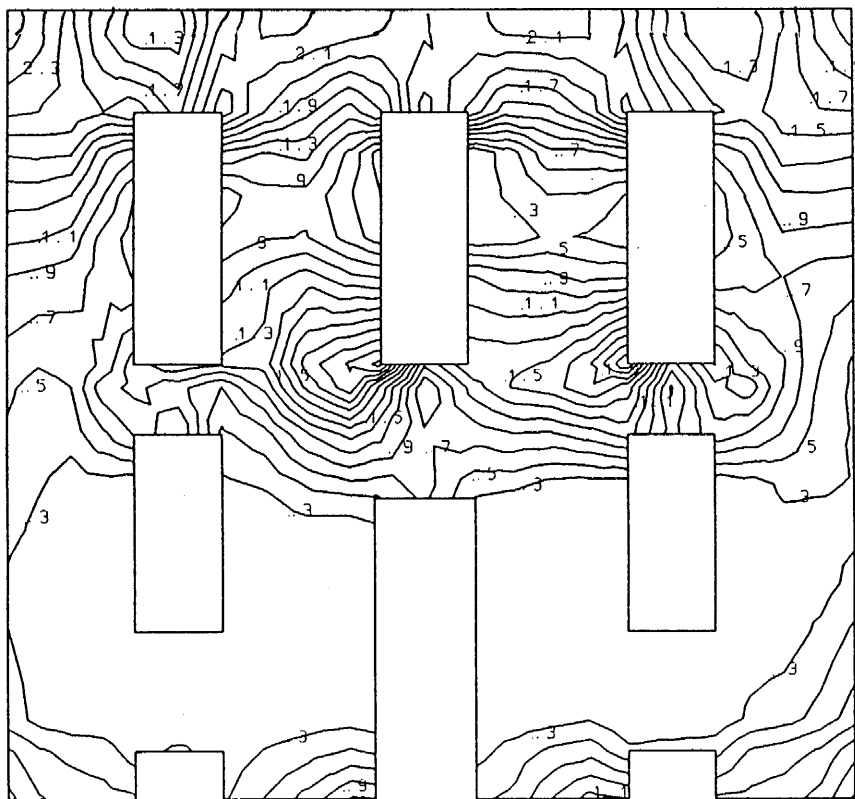


Fig. 3.4.8(b) **Building I, Wall W4**  
Equivalent Stress contours, seismic action normal to the wall

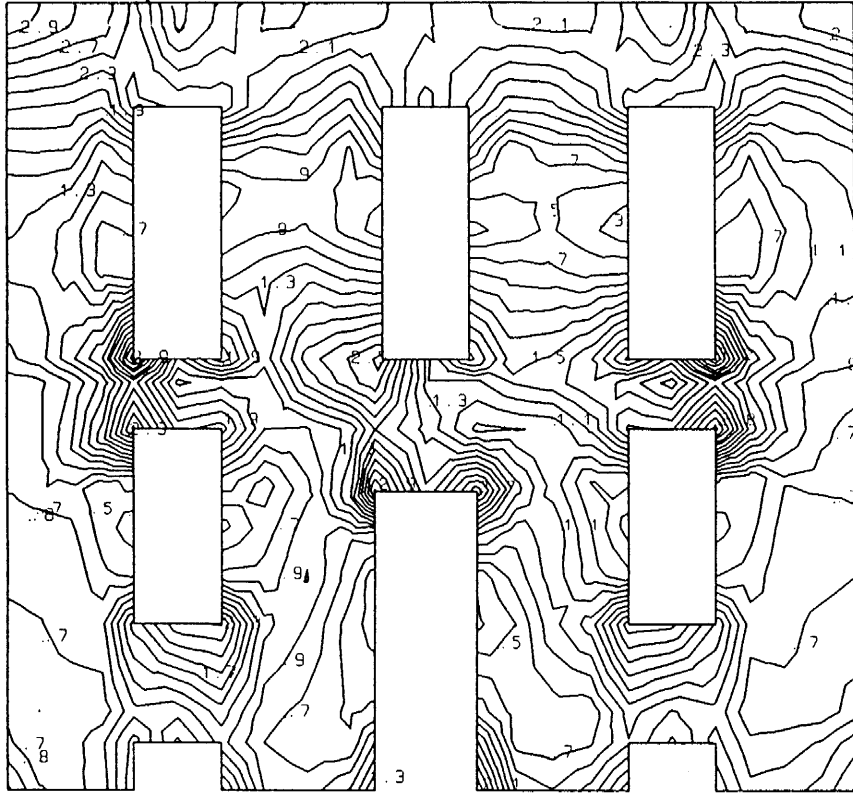


Fig. 3.4.8(c) **Building I, Wall W4** Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

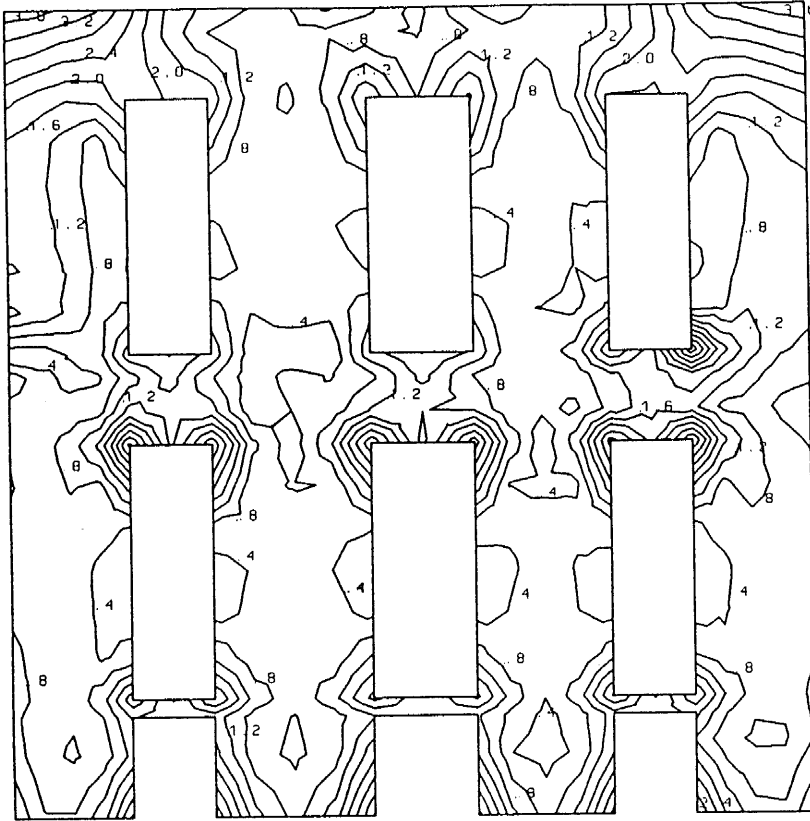


Fig. 3.4.9(a) **Building II, Wall W1**  
Equivalent Stress contours, seismic action parallel to the wall

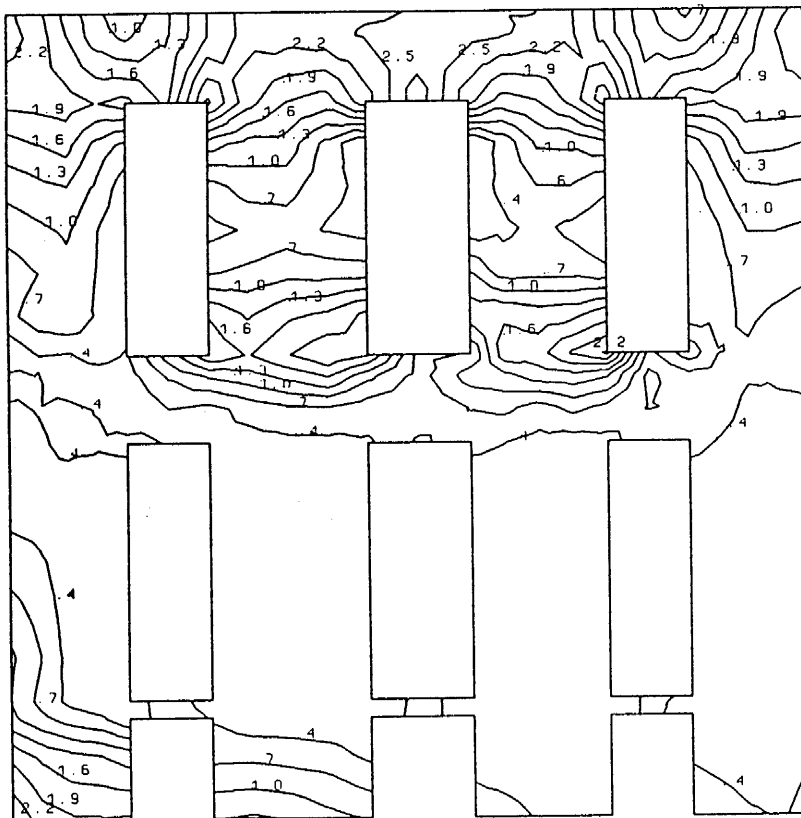


Fig. 3.4.9(b) **Building II, Wall W1**  
Equivalent Stress contours, seismic action normal to the wall

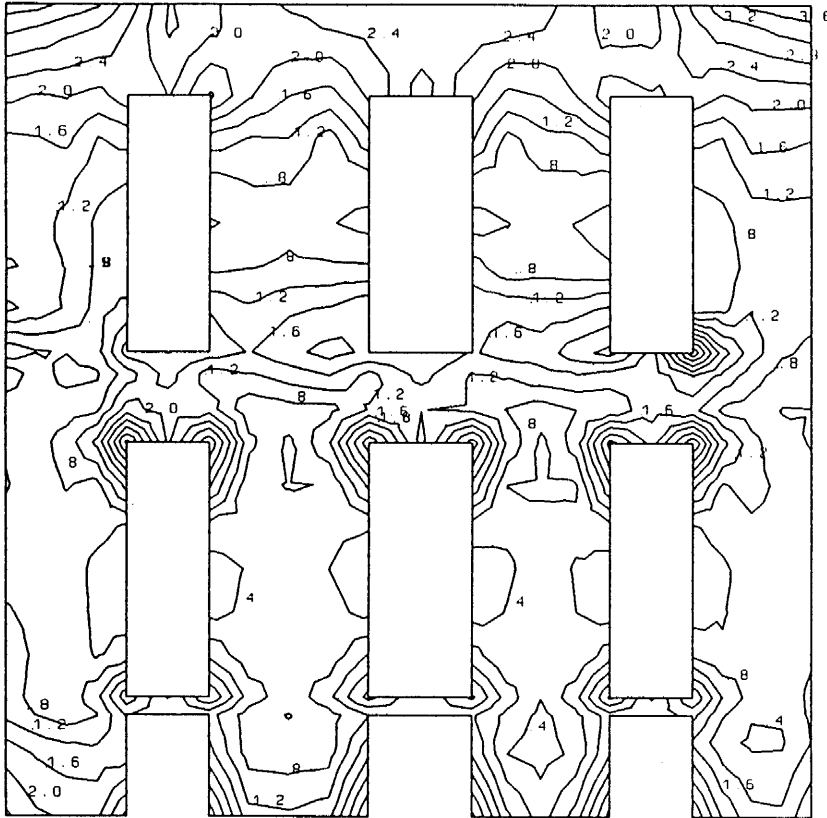


Fig. 3.4.9(c) **Building II, Wall W1**  
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

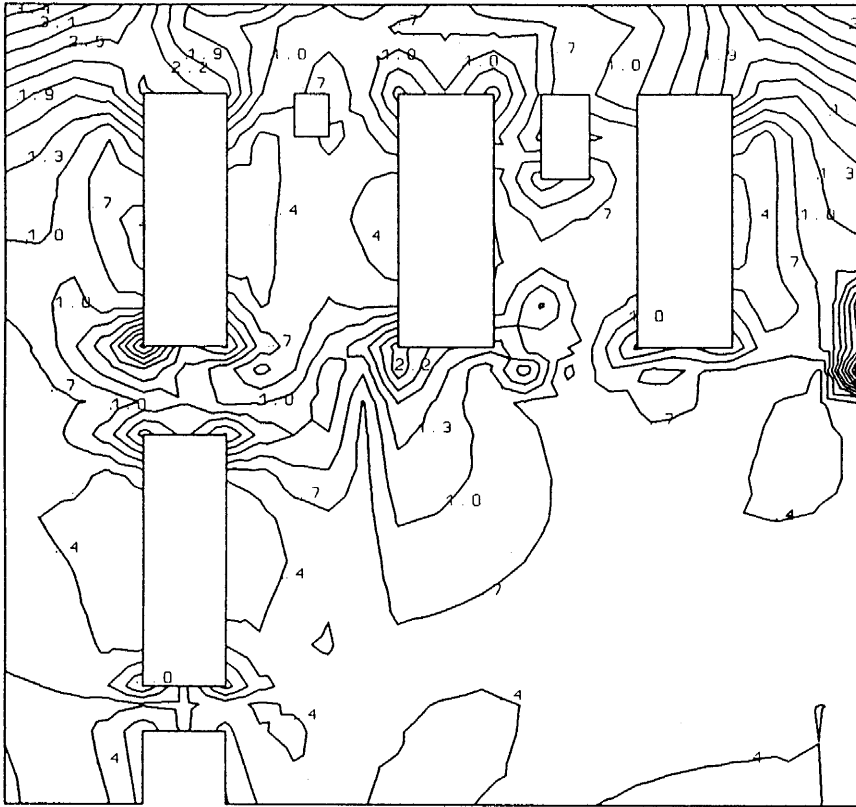


Fig. 3.4.10(a) **Building II, Wall W2**  
Equivalent Stress contours, seismic action parallel to the wall

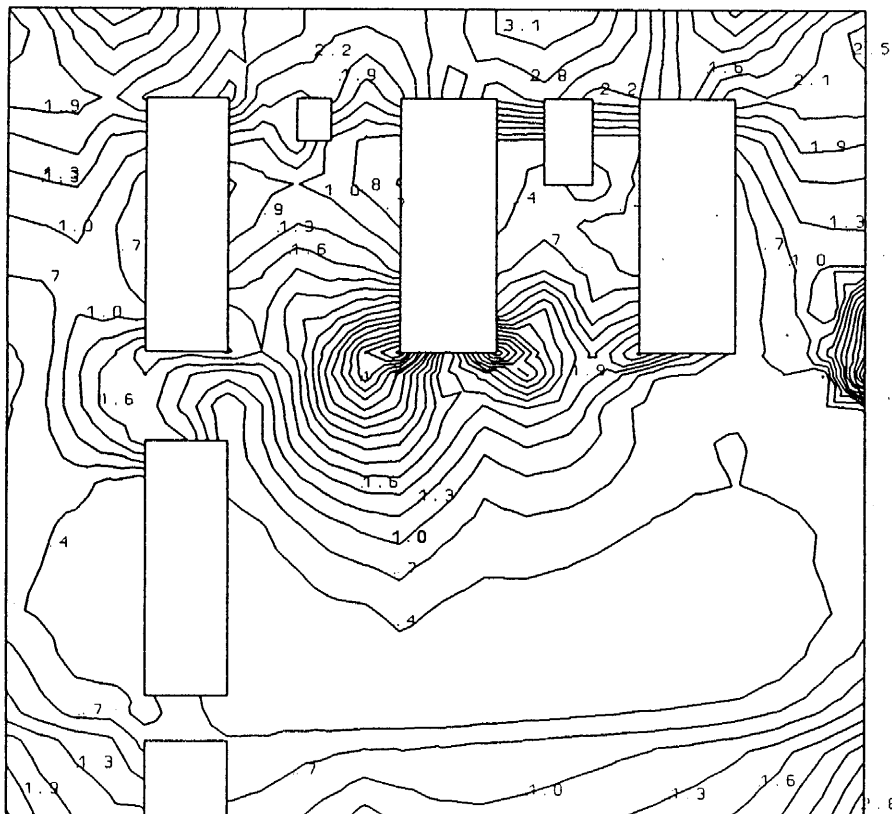


Fig. 3.4.10(b) **Building II, Wall W2**  
Equivalent Stress contours, seismic action normal to the wall

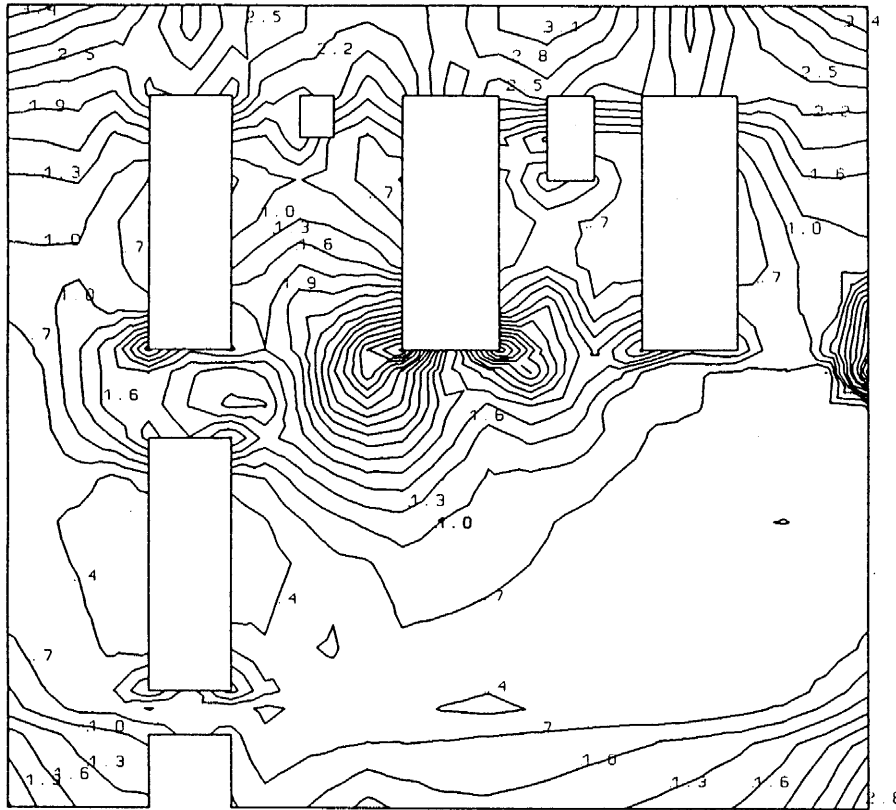
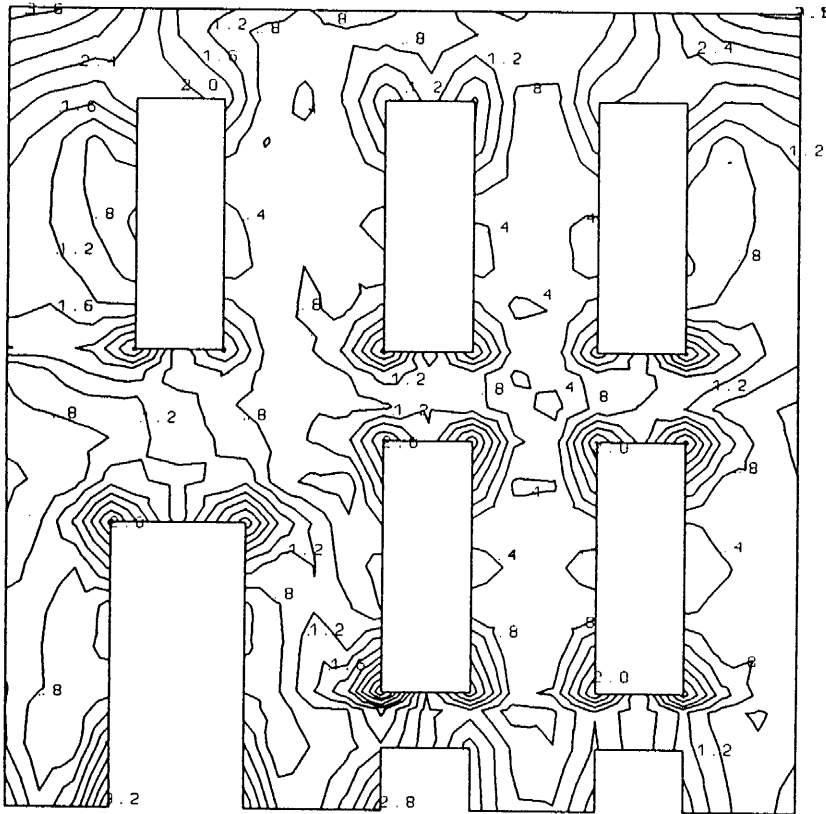
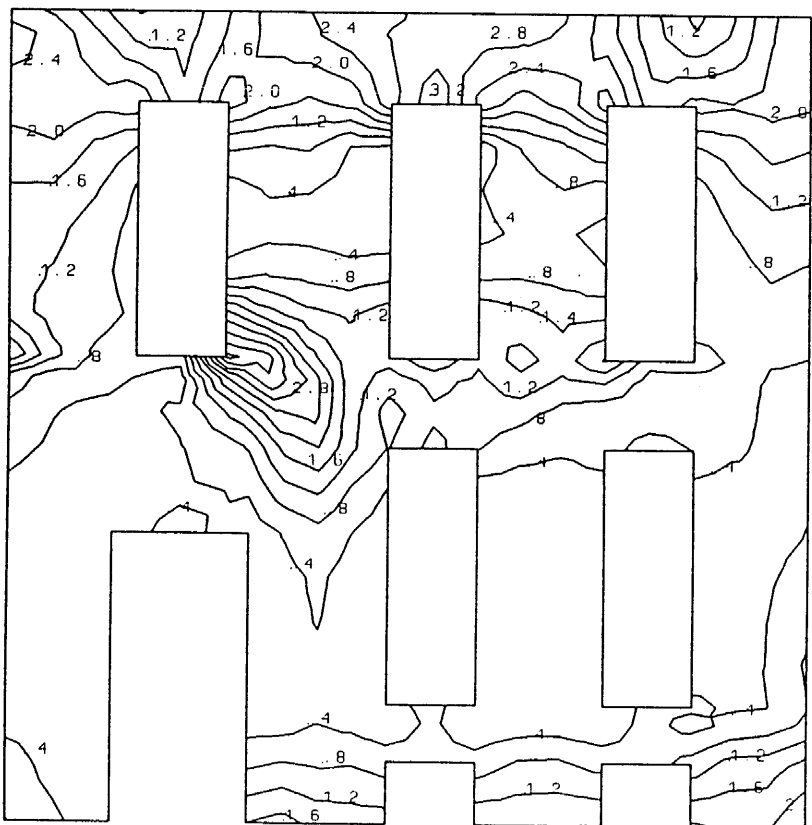


Fig. 3.4.10(c) **Building II, Wall W2**  
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction



**Fig. 3.4.11(a) Building II, Wall W3**  
Equivalent Stress contours, seismic action parallel to the wall



**Fig. 3.4.11(b) Building II, Wall W3**  
Equivalent Stress contours, seismic action normal to the wall

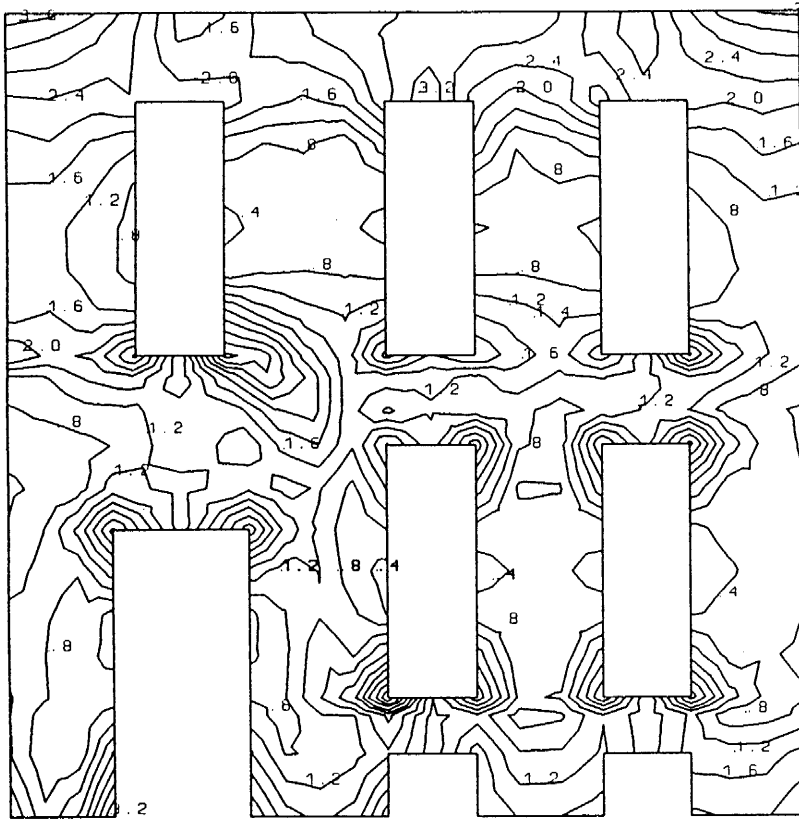


Fig. 3.4.11(c) **Building II, Wall W3**  
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

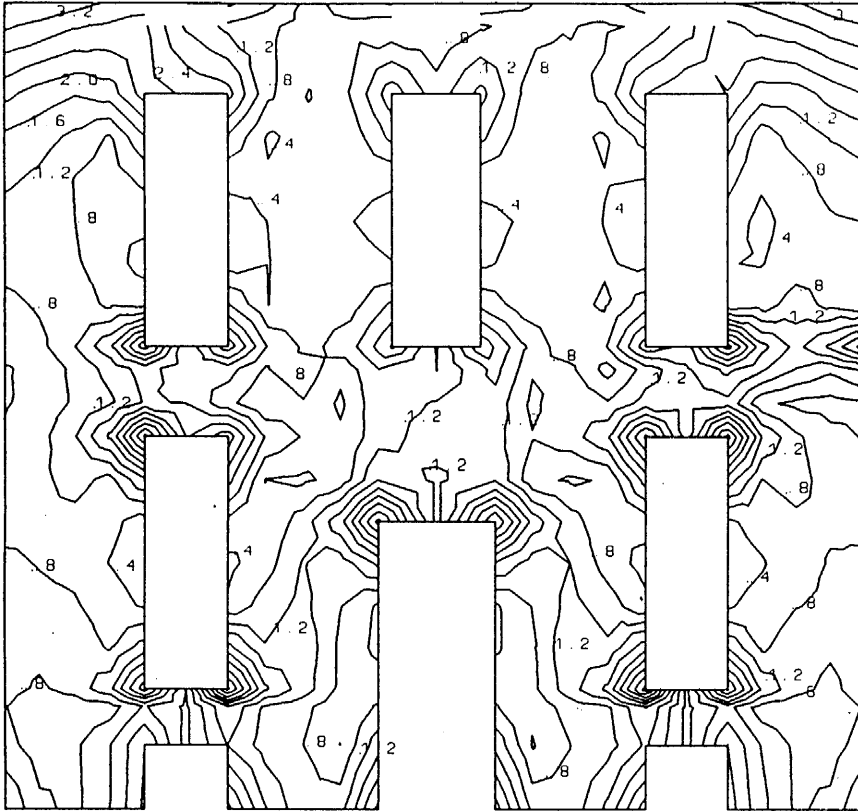


Fig. 3.4.12(a) **Building II, Wall W4**  
Equivalent Stress contours, seismic action parallel to the wall

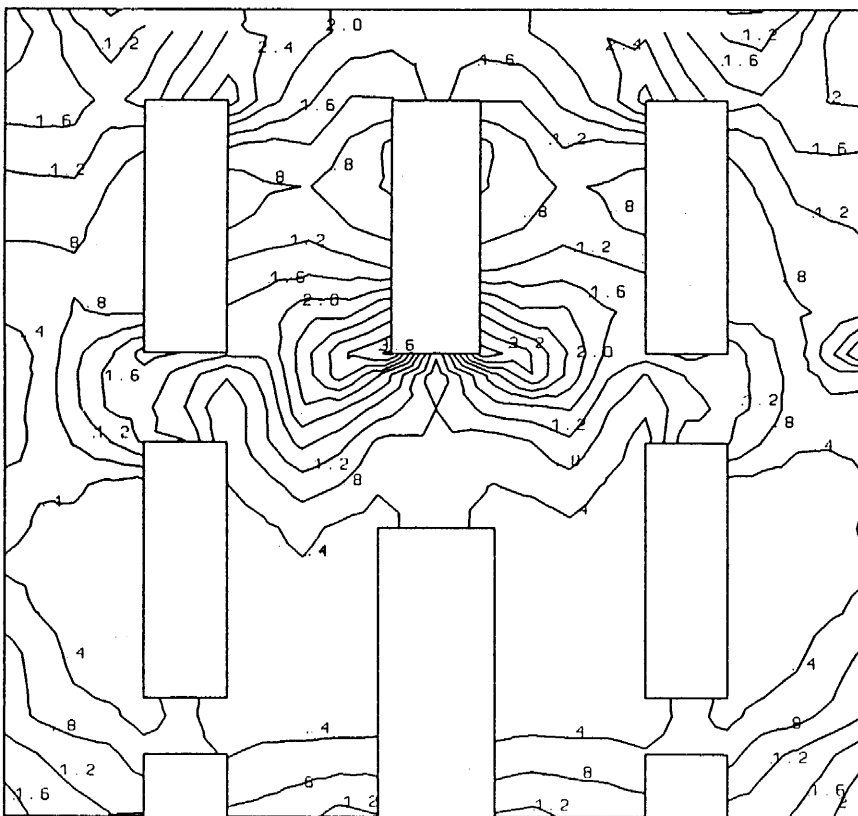


Fig. 3.4.12(b) **Building II, Wall W4**  
Equivalent Stress contours, seismic action normal to the wall

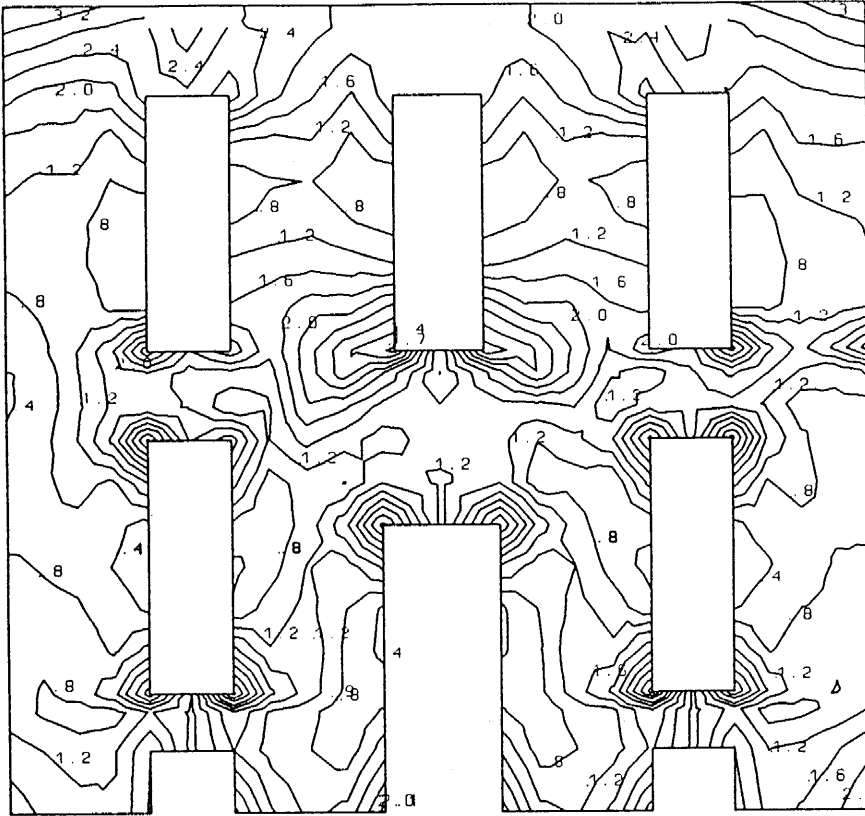


Fig. 3.4.12(c) **Building II, Wall W4**  
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

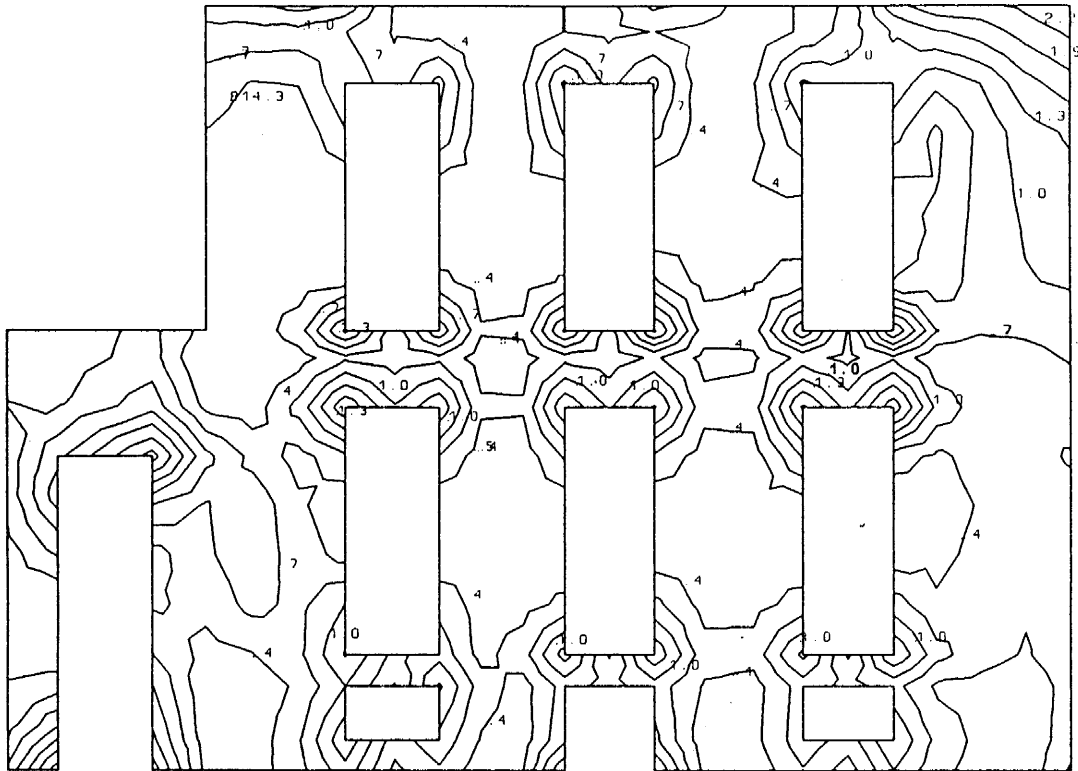


Fig. 3.4.13(a) **Building III, Wall W1**  
Equivalent Stress contours, seismic action parallel to the wall

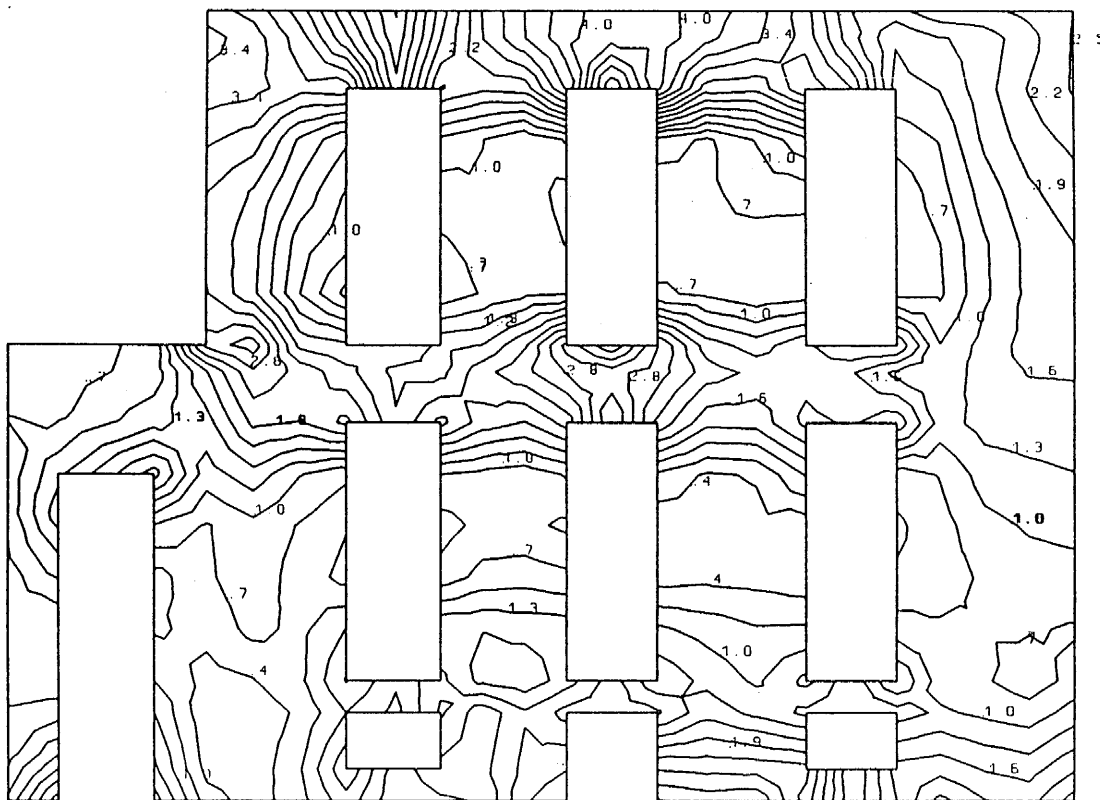
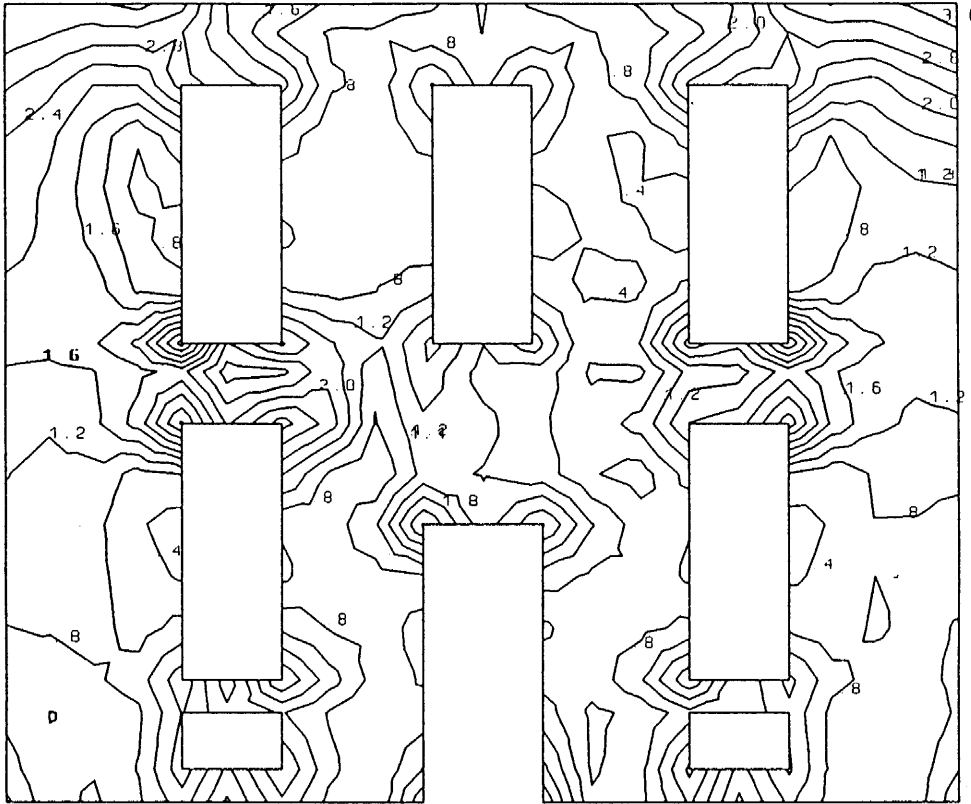


Fig. 3.4.13(b) **Building III, Wall W1**  
Equivalent Stress contours, seismic action normal to the wall

A topographic map showing a mountainous region with contour lines. The map is divided into two main sections by a horizontal line. The upper section contains three rectangular structures, and the lower section contains three rectangular structures. The contour lines indicate varying elevations, with labels such as 1.0, 1.6, 2.2, 2.8, 3.4, 4.0, 4.6, 5.2, 5.8, 6.4, 7.0, 7.6, 8.2, 8.8, 9.4, 10.0, 10.6, 11.2, 11.8, 12.4, 13.0, 13.6, 14.2, 14.8, 15.4, 16.0, 16.6, 17.2, 17.8, 18.4, 19.0, 19.6, 20.2, 20.8, 21.4, 22.0, 22.6, 23.2, 23.8, 24.4, 25.0, 25.6, 26.2, 26.8, 27.4, 28.0, 28.6, 29.2, 29.8, 30.4, 31.0, 31.6, 32.2, 32.8, 33.4, 34.0, 34.6, 35.2, 35.8, 36.4, 37.0, 37.6, 38.2, 38.8, 39.4, 40.0, 40.6, 41.2, 41.8, 42.4, 43.0, 43.6, 44.2, 44.8, 45.4, 46.0, 46.6, 47.2, 47.8, 48.4, 49.0, 49.6, 50.2, 50.8, 51.4, 52.0, 52.6, 53.2, 53.8, 54.4, 55.0, 55.6, 56.2, 56.8, 57.4, 58.0, 58.6, 59.2, 59.8, 60.4, 61.0, 61.6, 62.2, 62.8, 63.4, 64.0, 64.6, 65.2, 65.8, 66.4, 67.0, 67.6, 68.2, 68.8, 69.4, 70.0, 70.6, 71.2, 71.8, 72.4, 73.0, 73.6, 74.2, 74.8, 75.4, 76.0, 76.6, 77.2, 77.8, 78.4, 79.0, 79.6, 80.2, 80.8, 81.4, 82.0, 82.6, 83.2, 83.8, 84.4, 85.0, 85.6, 86.2, 86.8, 87.4, 88.0, 88.6, 89.2, 89.8, 90.4, 91.0, 91.6, 92.2, 92.8, 93.4, 94.0, 94.6, 95.2, 95.8, 96.4, 97.0, 97.6, 98.2, 98.8, 99.4, 100.0. The structures are represented by white rectangles with black outlines. The map is oriented with North at the top. The title 'Topographic Map' is located at the top center. The scale '1:50,000' is located at the top right. The legend is located at the bottom left. The map is enclosed in a black border.

Fig. 3.4.13(c) **Building III, Wall W1**  
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction



3.47

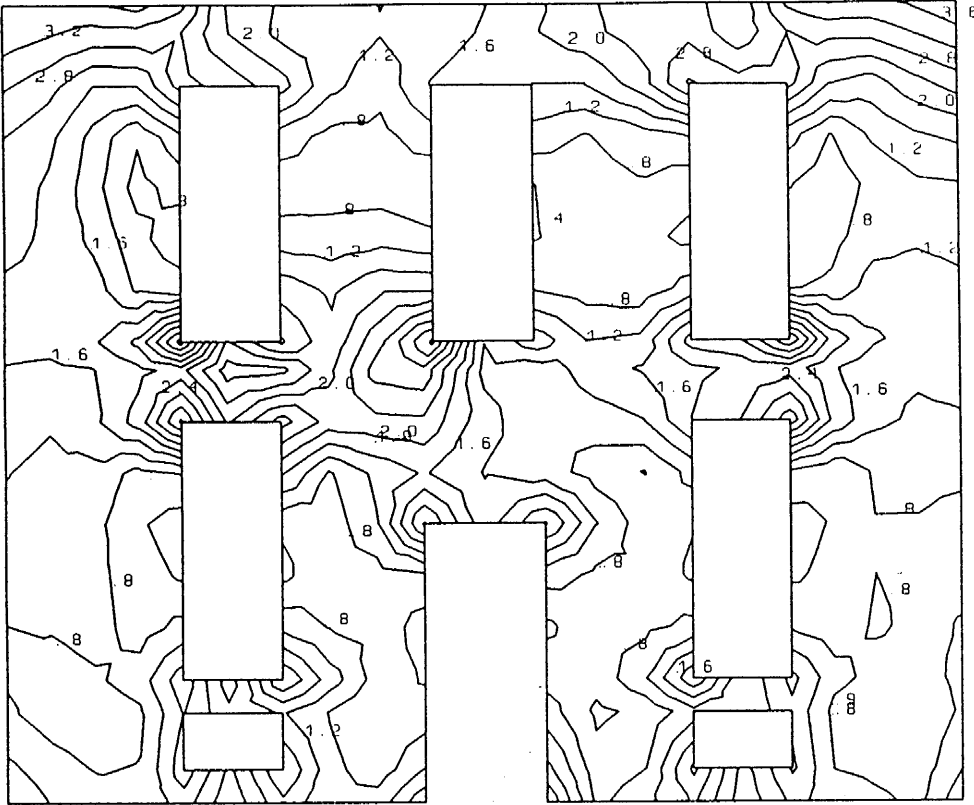


Fig. 3.4.14(c) **Building III, Wall W2**  
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

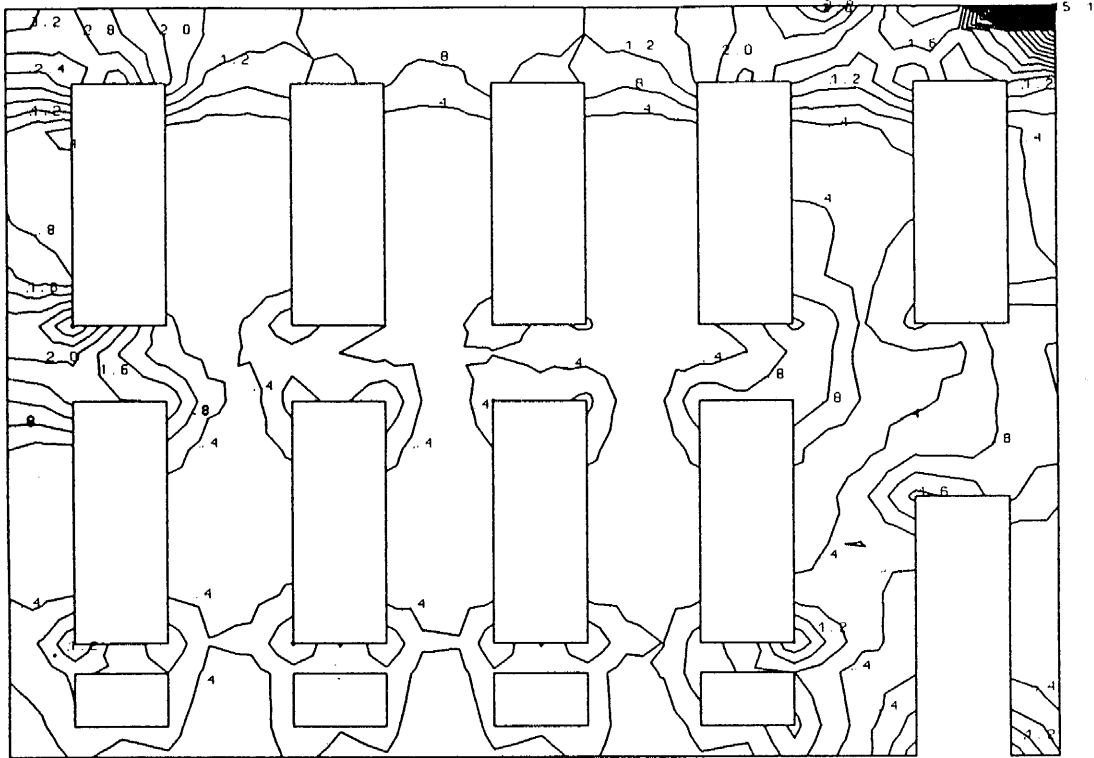


Fig. 3.4.15(a) **Building III, Wall W3**  
Equivalent Stress contours, seismic action parallel to the wall

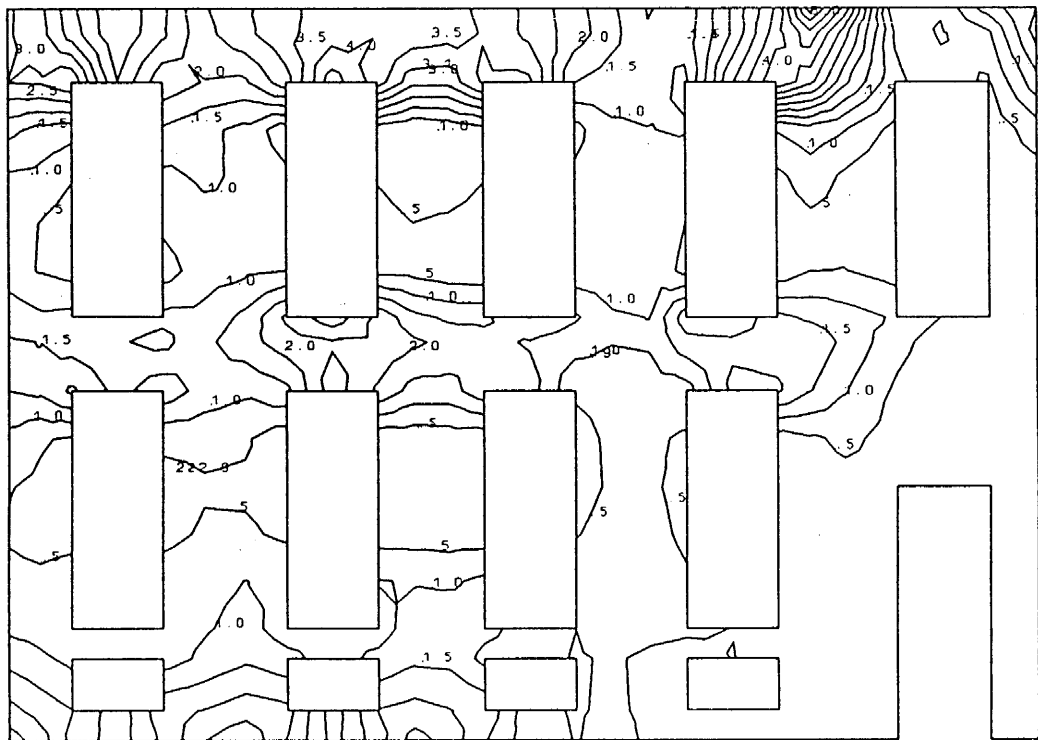


Fig. 3.4.15(b) **Building III, Wall W3**  
Equivalent Stress contours, seismic action normal to the wall

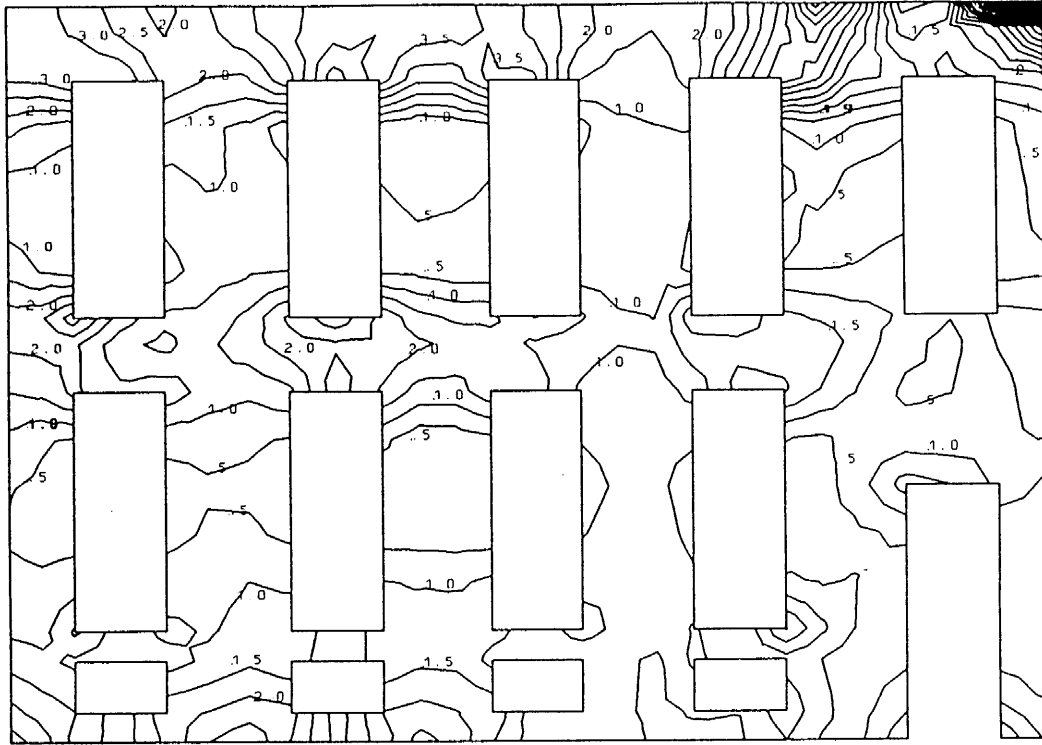


Fig. 3.4.15(c) **Building III, Wall W3**  
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

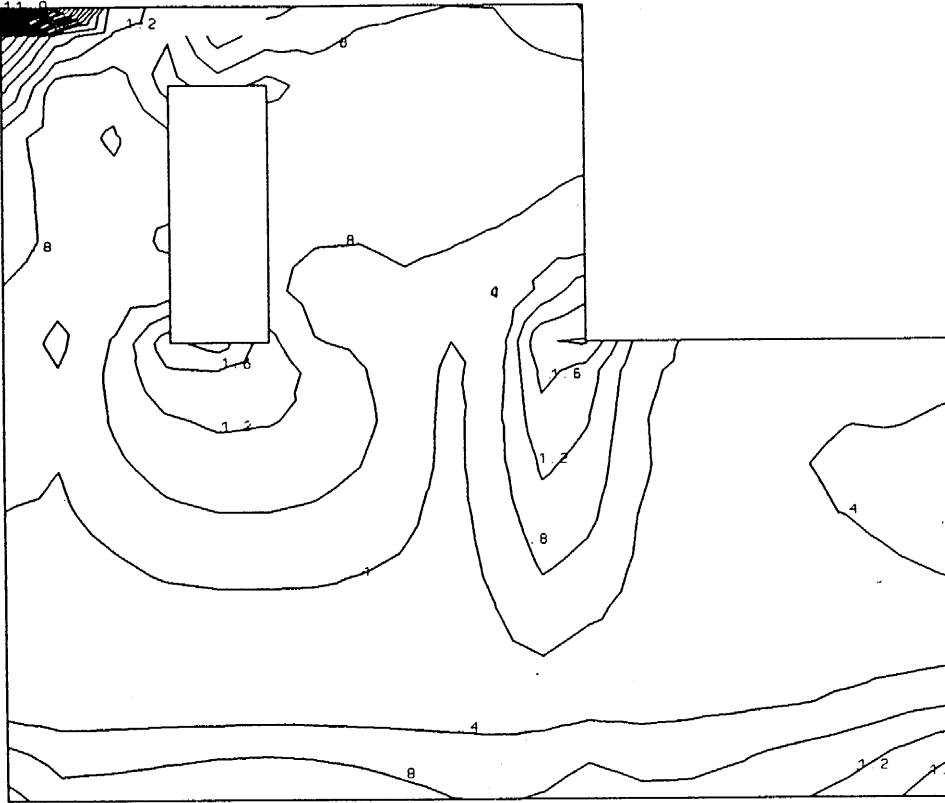


Fig. 3.4.16(a) **Building III, Wall W4**  
Equivalent Stress contours, seismic action parallel the wall

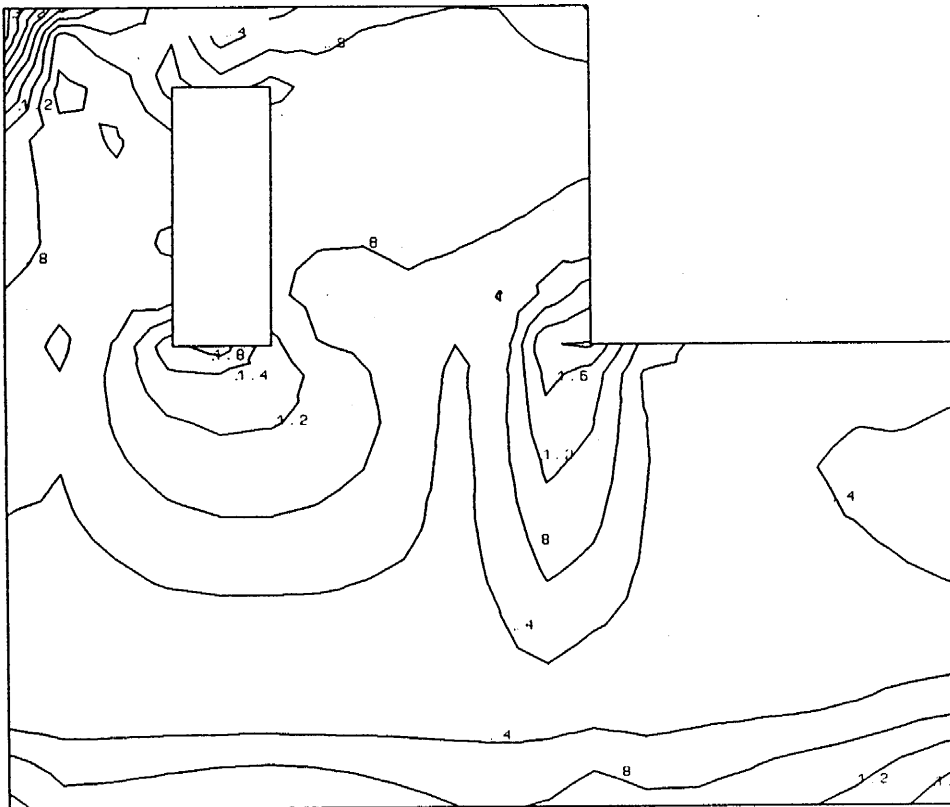
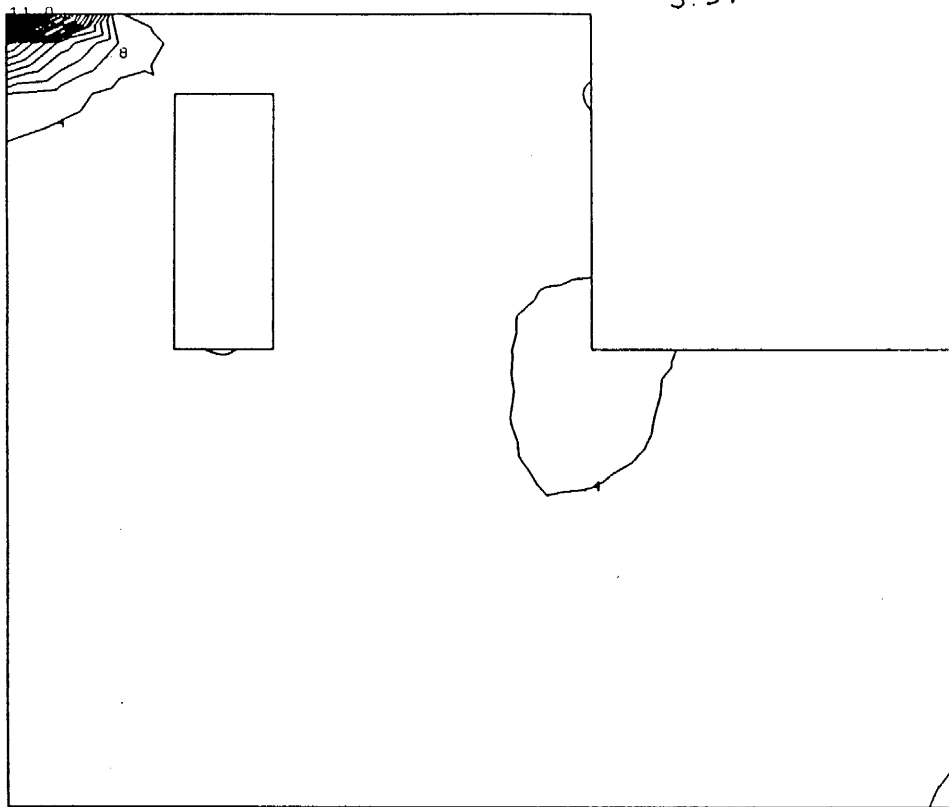


Fig. 3.4.16(b) **Building III, Wall W4**  
Equivalent Stress contours, seismic action normal to wall



**Fig. 3.4.16(c) Building III, Wall W4**  
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

## ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4.1

Μέση Τιμή Ισοδύναμης Τάσης  $\sigma^*$  για Σεισμική Δράση  
Παράλληλη στη Διεύθυνση των Τοίχων  
(για όλο τον τοίχο)

|     | ΚΤΙΡΙΟ I |       |       | ΚΤΙΡΙΟ II |       |       | ΚΤΙΡΙΟ III |       |       |
|-----|----------|-------|-------|-----------|-------|-------|------------|-------|-------|
|     | Υπογ.    | Ισογ. | Οροφ. | Υπογ.     | Ισογ. | Οροφ. | Υπογ.      | Ισογ. | Οροφ. |
| T1  | 0.28     | 0.51  | 1.05  | 1.21      | 0.85  | 1.20  | 0.59       | 0.58  | 0.72  |
| T2  | 0.60     | 0.89  | 1.30  | 0.43      | 0.70  | 1.19  | 0.98       | 1.07  | 1.49  |
| T3  | 0.76     | 0.80  | 1.24  | 1.15      | 1.00  | 1.19  | 0.50       | 0.53  | 1.01  |
| T4  | 0.94     | 1.02  | 1.14  | 1.16      | 1.11  | 1.16  | -          | 0.21  | 0.29  |
| Κτ. | 0.64     | 0.80  | 1.18  | 0.97      | 0.91  | 1.18  | 0.75       | 0.55  | 0.96  |

## ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4.2

Μέση Τιμή Ισοδύναμης Τάσης  $\sigma^*$  για Σεισμική Δράση  
Κάθετη στη Διεύθυνση των Τοίχων  
(για όλο τον τοίχο)

|     | ΚΤΙΡΙΟ I |       |       | ΚΤΙΡΙΟ II |       |       | ΚΤΙΡΙΟ III |       |       |
|-----|----------|-------|-------|-----------|-------|-------|------------|-------|-------|
|     | Υπογ.    | Ισογ. | Οροφ. | Υπογ.     | Ισογ. | Οροφ. | Υπογ.      | Ισογ. | Οροφ. |
| T1  | 1.34     | 0.47  | 1.40  | 0.61      | 0.38  | 1.32  | 1.23       | 1.05  | 1.83  |
| T2  | 0.55     | 0.45  | 1.44  | 0.94      | 0.79  | 1.60  | 0.58       | 0.63  | 1.18  |
| T3  | 1.18     | 0.49  | 1.23  | 0.80      | 0.53  | 1.38  | 0.99       | 0.74  | 1.52  |
| T4  | 0.63     | 0.45  | 1.20  | 0.77      | 0.63  | 1.41  | -          | 0.58  | 0.84  |
| Κτ. | 0.92     | 0.50  | 1.33  | 0.78      | 0.58  | 1.43  | 0.84       | 0.74  | 1.35  |

Πίνακας 3.4.3

Μέση Τιμή Ισοδύναμης Τάσης  $\sigma^*$  Ανεξάρτητα  
 Διεύθυνσης της Σεισμικής δράσης  
 (για όλο τον τοίχο)

|     | ΚΤΙΡΙΟ I |       |       | ΚΤΙΡΙΟ II |       |       | ΚΤΙΡΙΟ III |       |       |
|-----|----------|-------|-------|-----------|-------|-------|------------|-------|-------|
|     | Υπογ.    | Ισογ. | Οροφ. | Υπογ.     | Ισογ. | Οροφ. | Υπογ.      | Ισογ. | Οροφ. |
| T1  | 1.34     | 0.61  | 1.61  | 1.31      | 0.91  | 1.61  | 1.27       | 1.14  | 1.90  |
| T2  | 0.74     | 1.00  | 1.75  | 1.00      | 0.93  | 1.79  | 1.07       | 1.15  | 1.74  |
| T3  | 1.27     | 0.87  | 1.61  | 1.30      | 1.13  | 1.67  | 1.16       | 0.90  | 1.87  |
| T4  | 1.04     | 1.08  | 1.46  | 1.30      | 1.26  | 1.67  | -          | 0.59  | 0.91  |
| Κτ. | 1.10     | 0.88  | 1.61  | 1.22      | 1.05  | 1.67  | 1.14       | 0.93  | 1.67  |

### 3.5 Ανάλυση με τη Μέθοδο του Ισοδύναμου Χωρικού Πλαισίου (Μ.Ι.Χ.Π.)

Στη σημερινή Ελληνική πρακτική, η προσομοίωση τοίχων από φέρουσα τοιχοποιία σαν ισοδύναμα επίπεδα πλαίσια υψικόρμων "δοκών" και "υποστυλωμάτων" θεωρείται αρκετά ικανοποιητική, και συνηθίζεται σε πολλά μελετητικά γραφεία. Η αρχή της αναφέρθηκε στην Εισαγωγή και η εφαρμογή της για το Παράδειγμα του Σχ. 3.5.1(a), φαίνεται στο Σχ. 3.5.1(c) (Seible and Kingsley, 1991). Ένα ερώτημα που τίθεται αφορά την εξιδανίκευση των κοινών περιοχών ή "κόμβων" των "δοκών" και των "υποστυλωμάτων". Το τμήμα των μελών αυτών που βρίσκεται μέσα στον πεπερασμένων διαστάσεων κόμβο μπορεί να θεωρηθεί άκαμπτο, και να εξιδανικευθεί σαν τέτοιο, εφόσον το πρόγραμμα Η/Υ που χρησιμοποιείται το επιτρέπει. Διαφορετικά, μπορεί να προστεθούν εξιδανικευτικοί κόμβοι στα σημεία όπου οι άξονες των οριζοντίων και κατακορύφων μελών εισδύουν στον πεπερασμένο "κόμβο", και το τμήμα από τους πρόσθετους αυτούς κόμβους μέχρι τον σημειακό κόμβο των αξόνων να εξιδανικευθεί σαν ένα νέο μέλος πολύ μεγάλης δυσκαμψίας. Επειδή βεβαίως οι πεπερασμένοι "κόμβοι" στην πραγματικότητα δεν είναι εντελώς άκαμπτοι, εναλλακτικά μπορεί να θεωρηθούν σαν απόλυτα άκαμπτα μόνο τα τμήματα των "δοκών" μέσα στον "κόμβο" (όπως στο Σχ. 2c), ή μόνο αυτά των "υποστυλωμάτων". Όπως φαίνεται όμως στο Σχ. 3.5.2 (Seible and Kingsley, 1991), και η θεώρηση μόνο των εντός του "κόμβου" τμημάτων των "δοκών" ως ακάμπτων οδηγεί σε υπερτίμηση της δυσκαμψίας του τοίχου μέσα στο επίπεδό του. Το ίδιο σχήμα δείχνει ότι η δυσκαμψία που προκύπτει από την προσομοίωση του τοίχου με Πεπερασμένα Στοιχεία επιπέδης έντασης, μεγέθους αντιστοίχου προς αυτό που χρησιμοποιήθηκε για τα 3 κτίρια της Καλαμάτας, αναπαράγεται ικανοποιητική με ένα ειδικό τρόπο προσομοίωσης: Αυτόν των "Ευκάμπτων Ζωνών" (Flexible Zone Method, FZM), που προτάθηκε από τους Wilson et al (1983), και αποτελεί υβρίδιο μεταξύ της εξιδανίκευσης Ισοδυνάμου Πλαισίου, και αυτής με Πεπερασμένα Στοιχεία μεγέθους ίσου με το καθαρό άνοιγμα των ανωφλίων ή των πεσσών. Κατά τη Μέθοδο αυτή κάθε ένα από τα ανωτέρω καθαρά ανοίγματα (C ή B στο Σχ. 3.5.1(f)) και οι πεπερασμένων διαστάσεων κόμβοι μεταξύ τους (J στο Σχ. 3.5.1(f)) εξιδανικεύονται σαν γραμμικά μέλη. Εξιδανικευτικοί κόμβοι εισάγονται όμως μόνο στις γωνίες μεταξύ των στοιχείων αυτών, και έχουν 2 Βαθμούς Ελευθερίας ο καθένας (μεταθέσεις μέσα στο επίπεδο), όπως δηλ. στην προσομοίωση Πεπερασμένων Στοιχείων του Σχ. 3.5.1(d). Οι τοπικοί Βαθμοί Ελευθερίας (στροφές και μεταθέσεις άκρων) των γραμμικών μελών συνδέονται γεωμετρικά με τους ανωτέρω γενικούς Βαθμούς Ελευθερίας στους γωνιακούς κόμβους. Βεβαίως αυτός ο τρόπος προσομοίωσης, που επιτυγχάνει με πολύ λιγότερους Βαθμούς Ελευθερίας την ίδια ακρίβεια όπως η λεπτομερής προσομοίωση με

Πεπερασμένα Στοιχεία επίπεδης έντασης, προϋποθέτει ειδικό πρόγραμμα ανάλυσης, ή δυνατότητα επέμβασης και μετατροπής του γενικού προγράμματος ανάλυσης πλαισιακών κατασκευών. Επιπλέον, δεν είναι άμεσα επεκτάσιμος για ανάλυση στο χώρο, με συνυπολογισμό της καμπτικής έντασης από δυνάμεις εγκάρσιες στο επίπεδο των τοίχων. Αντίθετα, η συνήθης Μέθοδος του Ισοδύναμου Πλαισίου μπορεί να εφαρμοσθεί για ανάλυση στο χώρο, με χρήση για τους πεσσούς και τα ανώφλια γραμμικών μελών σε τρεις διαστάσεις, και θεώρηση των πραγματικών αδρανειακών μεγεθών  $I_y$ ,  $I_z$ , και των πραγματικών επιφανειών διάτμησης,  $A_y$ ,  $A_z$ , ως προς τοπικούς κύριους άξονες όχι μόνο κάθετα στο επίπεδο του τοίχου, αλλά και μέσα σε αυτό. Με τον τρόπο αυτό υπολογίζονται από την ανάλυση καμπτικές ροπές  $M_y$  και  $M_z$  ως προς τους δύο ανωτέρω τοπικούς άξονες, και εξ' αυτών μπορούν να υπολογισθούν ορθές τάσεις  $\sigma_x$  παράλληλες στον άξονα του πεσσού ή του ανωφλίου, με θεώρηση διαξονικής (λοξής) κάμψης του ανωτέρω στοιχείου, με ορθή δύναμη. Έτσι, οι ορθές τάσεις που υπολογίζονται λαμβάνουν υπόψη τόσο την καμπτική ένταση από δυνάμεις εγκάρσιες στους τοίχους, όσο και την επίπεδη, από δυνάμεις παράλληλες σ' αυτούς. Παρομοίως, υπολογίζονται τέμνουσες δυνάμεις  $V_y$  και  $V_z$ , όχι μόνο παράλληλες αλλά και κάθετες στο επίπεδο των τοίχων, και οι εξ' αυτών διατμητικές τάσεις  $\tau_{xy}$  και  $\tau_{xz}$  μπορούν να συντεθούν με τις ταυτόχρονα δρώσες στο ίδιο σημείο ορθές τάσεις  $\sigma_x$ , για τον υπολογισμό των κυρίων τάσεων.

Το προσομοίωμα για τη Μέθοδο του Ισοδύναμου Χωρικού Πλαισίου που χρησιμοποιείται στην παρούσα μελέτη είναι ένα πλαίσιο στο χώρο, που αποτελείται από γραμμικά μέλη με τα οποία προσομοιώνονται οι πεσσοί και τα ανώφλια και έχει κόμβους στα σημεία διασταύρωσης των αξόνων πεσσών και ανωφλίων. Οι κόμβοι, πλην αυτών του εδάφους που θεωρούνται πακτωμένοι, έχουν 6 βαθμούς ελευθερίας. Στα Σχήμ. 3.5.3 έως 3.5.5 παρουσιάζονται τα προσομοιώματα των κτιρίων I, II και III αντίστοιχα για την ανάλυση με τη Μέθοδο του Ισοδύναμου Χωρικού Πλαισίου.

Γίνονται οι εξής παραδοχές :

1. Τα μέλη είναι πρισματικά, με καμπτικές και διατμητικές παραμορφώσεις.
2. Οι δυσκαμψίες  $EI_y$ ,  $EI_z$  κάθε μέλους λαμβάνονται ίσες με αυτές της διατομής κάθετα στον άξονα  $x$  (τοπικό) του πρισματικού μέλους (πεσσού ή ανωφλίου), ως προς τους κύριους (τοπικούς) άξονες  $y$  και  $z$  της διατομής αυτής, αντίστοιχα (Σχήμα 3.5.6).
3. Για τις κοινές περιοχές πεσσών και ανωφλίων έγιναν τρεις εναλλακτικές υποθέσεις:
  - α. Οι κοινές περιοχές θεωρήθηκαν άκαμπτες (περίπτωση "α" - "άκαμπτοι κόμβοι" συμβολ. RJ).
  - β. Οι κοινές περιοχές θεωρήθηκαν άκαμπτες μόνο για τους πεσσούς (περίπτωση "γ" -

"άκαμπτοι κόμβοι πεσσών" συμβολ. RJC).

γ. Οι κοινές περιοχές θεωρήθηκαν άκαμπτες μόνο για τα ανώφλια (περίπτωση "β" - "άκαμπτοι κόμβοι ανωφλίων" συμβολ. RJB).

δ. Οι κοινές περιοχές θεωρήθηκαν εύκαμπτες (περίπτωση "δ" - "εύκαμπτοι κόμβοι" συμβολ. FIJ).

Τα κατακόρυφα φορτία κατανεμήθηκαν στα μέλη όπως στην ανάλυση με την Μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων.

Για την ανάλυση χρησιμοποιήθηκε και πάλι το πρόγραμμα H/Y SCADA. Για τα κτίρια I, II και III χρησιμοποιήθηκαν αντίστοιχα για την περίπτωση (α) 118, 151 και 175 γραμμικά μέλη και 414, 519 και 582 βαθμοί ελευθερίας.

Σε κάθε μία από τις διατομές παρειάς άκρων του κάθε πεσσού ή ανωφλίου υπολογίσθηκε η αξονική δύναμη  $N$ , οι ροπές  $M_z$  και  $M_y$ , οι τέμνουσες  $V_y$  και  $V_z$ , και η στρεπτική ροπή  $T$  (Σχ.3.5.6). Εν συνεχεία στις διατομές αυτές υπολογίσθηκαν οι παράλληλες στον άξονά του ορθές τάσεις από τη σχέση της Τεχνικής Θεωρίας της Κάμψης:

$$\sigma_x = \frac{M_y z}{J_y} - \frac{M_z y}{J_z} + \frac{N}{A} \quad (3.3)$$

Κατά την ίδια Θεωρία οι τάσεις  $\sigma_y$  και  $\sigma_z$  είναι ίσες με μηδέν.

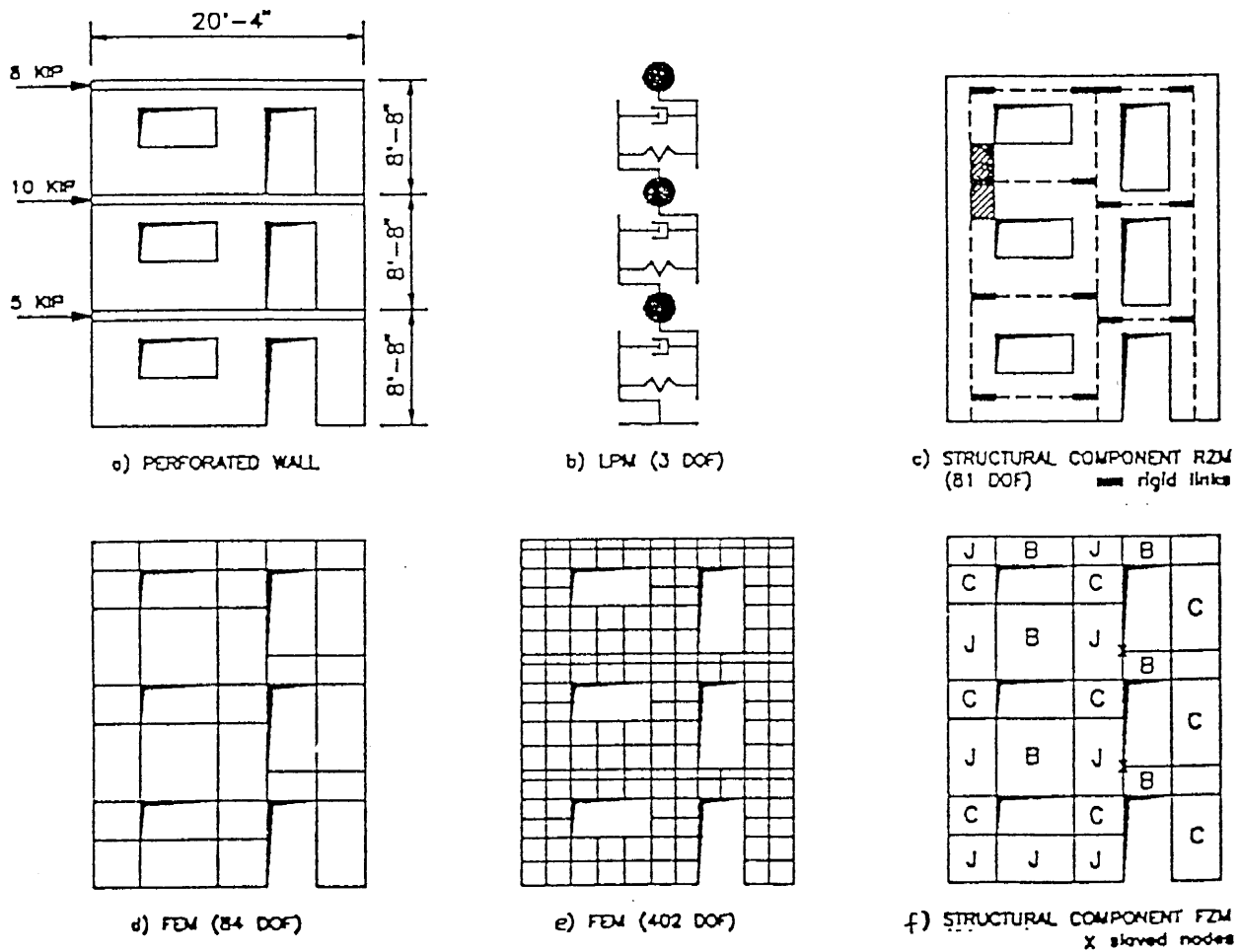
Υπολογίζονται επίσης και οι διατμητικές τάσεις  $\tau_{xy}$  οι παράλληλες στο επίπεδο του τοίχου στις ίδιες διατομές:

$$\tau_{xy} = \frac{V_y}{W_z h} \left( \frac{h^2}{4} - y^2 \right) \quad (3.4)$$

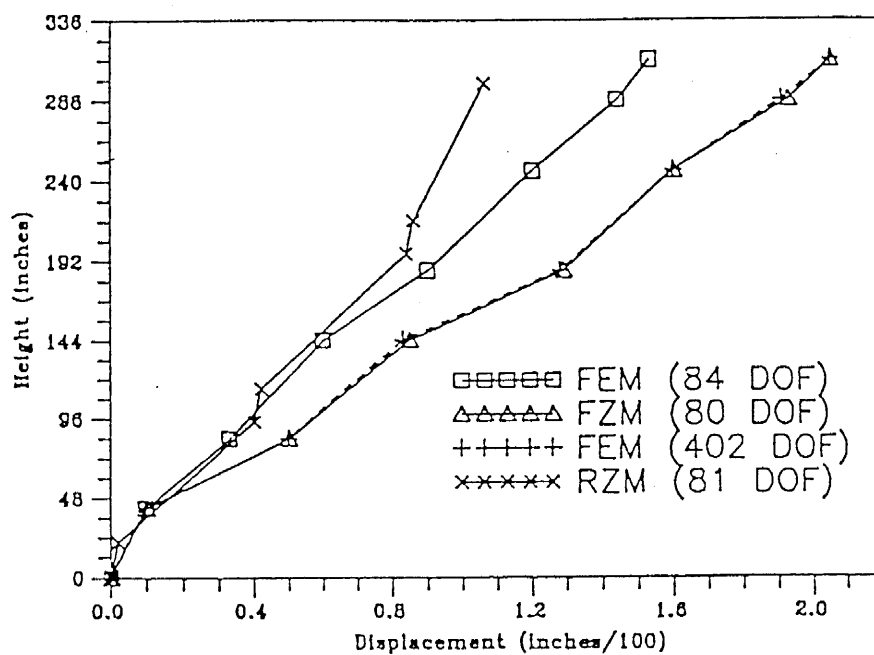
όπου  $h$  και  $b$  είναι οι διαστάσεις διατομής του στοιχείου παράλληλα στον  $y$  και  $z$  άξονα αντίστοιχως,  $y$  και  $z$  οι αποστάσεις από το κέντρο βάρους της διατομής του σημείου όπου υπολογίζονται οι τάσεις και  $W_z$  η ροπή αντίστασης ως προς τον  $z$  άξονα ( Σχ. 3.5.6).

Με αντίστοιχο τύπο υπολογίζονται οι τάσεις  $\tau_{xz}$  οι παράλληλες στον τοπικό άξονα τον κάθετο στο επίπεδο του τοίχου, λόγω της εγκάρσιας στον τοίχο τέμνουσας  $V_z$ . Εδώ όμως μας ενδιαφέρουν οι τάσεις στην εσωτερική και την εξωτερική επιφάνεια του τοίχου, όπου οι τάσεις  $\tau_{xz}$  είναι μηδέν και οι κύριες τάσεις είναι:

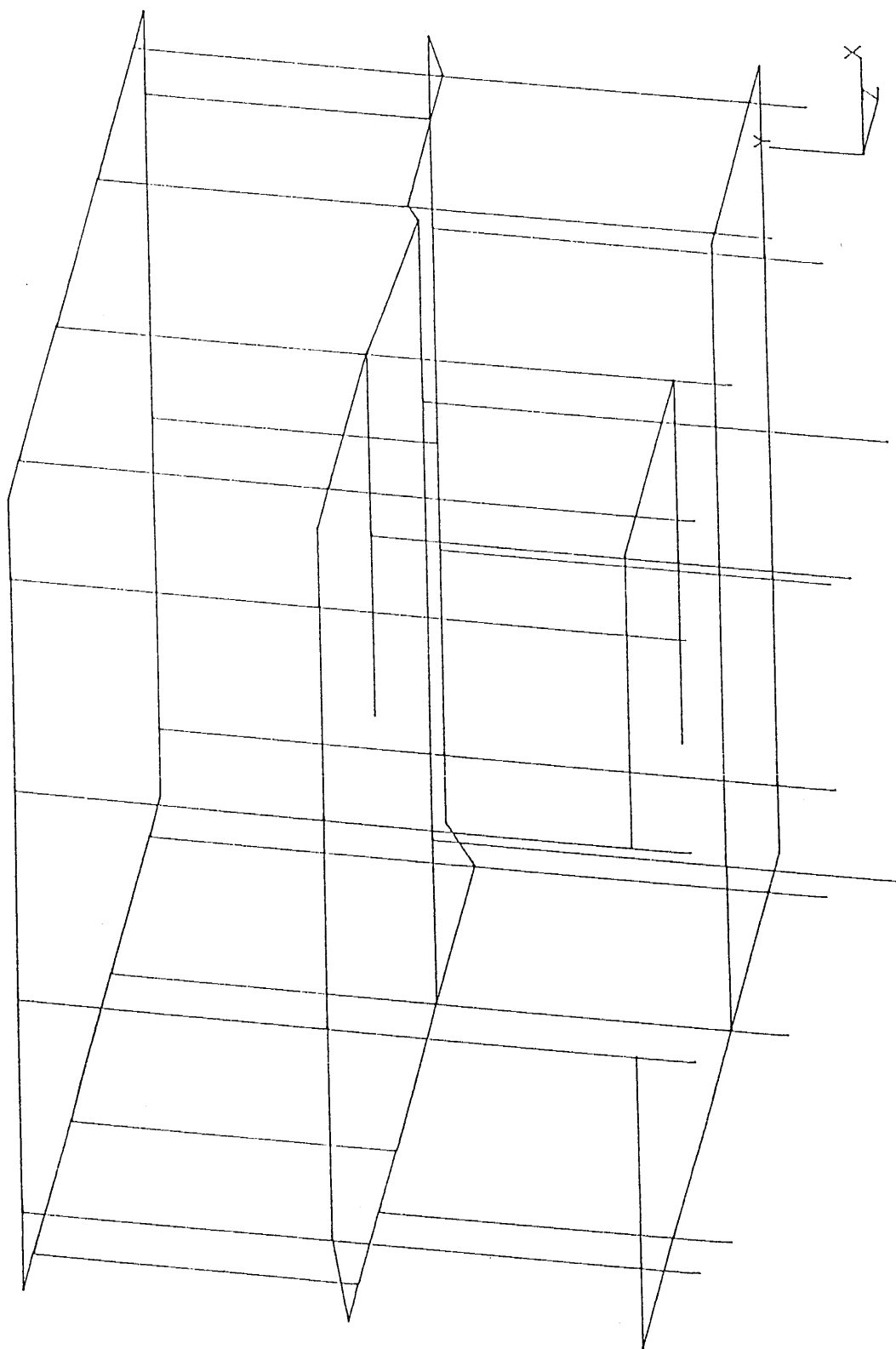
$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x}{2} \pm \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xy}^2} \quad (3.5)$$



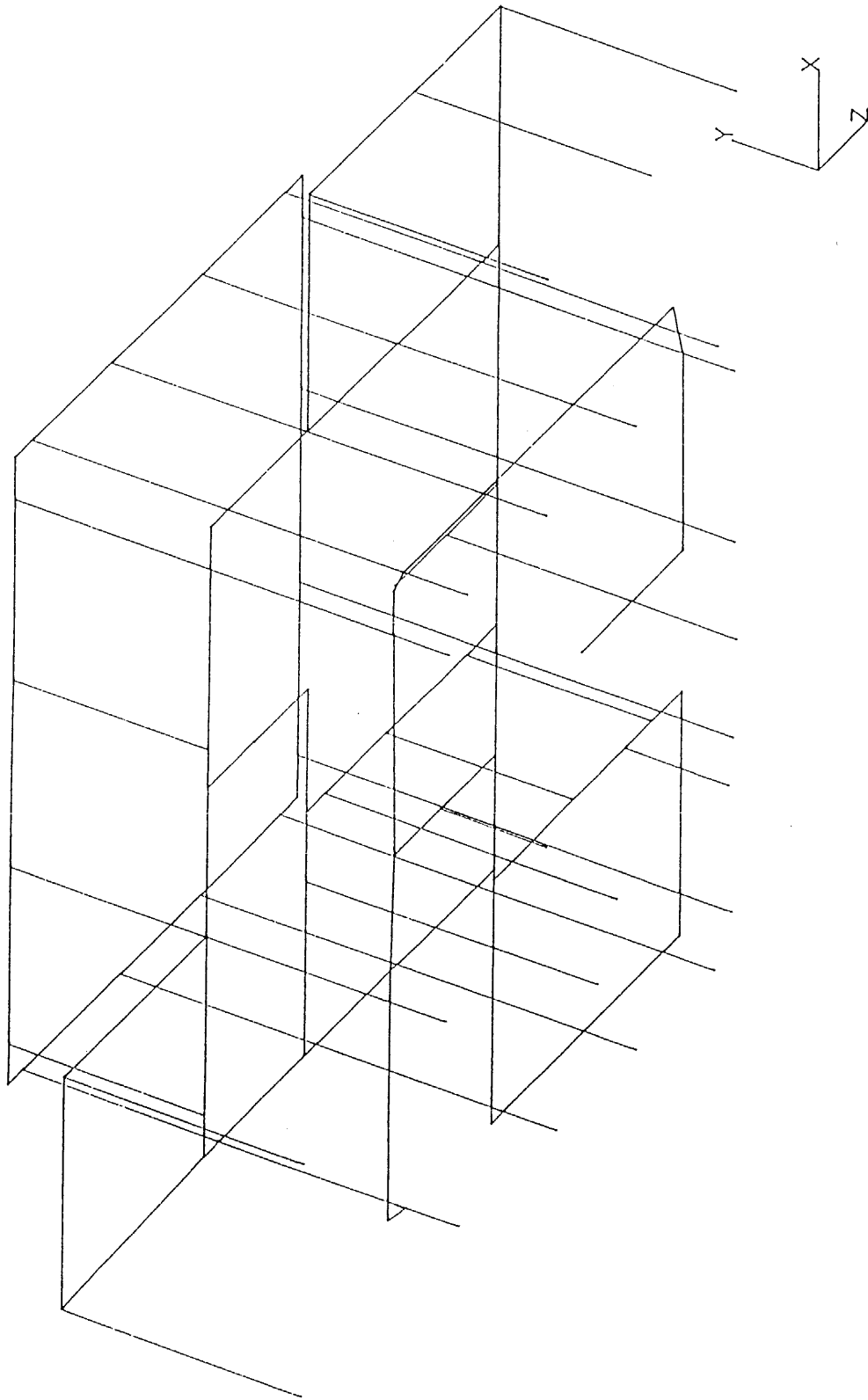
Σχ. 3.5.1 Διαφορετικές Προσομοιώσεις ενός τοίχου



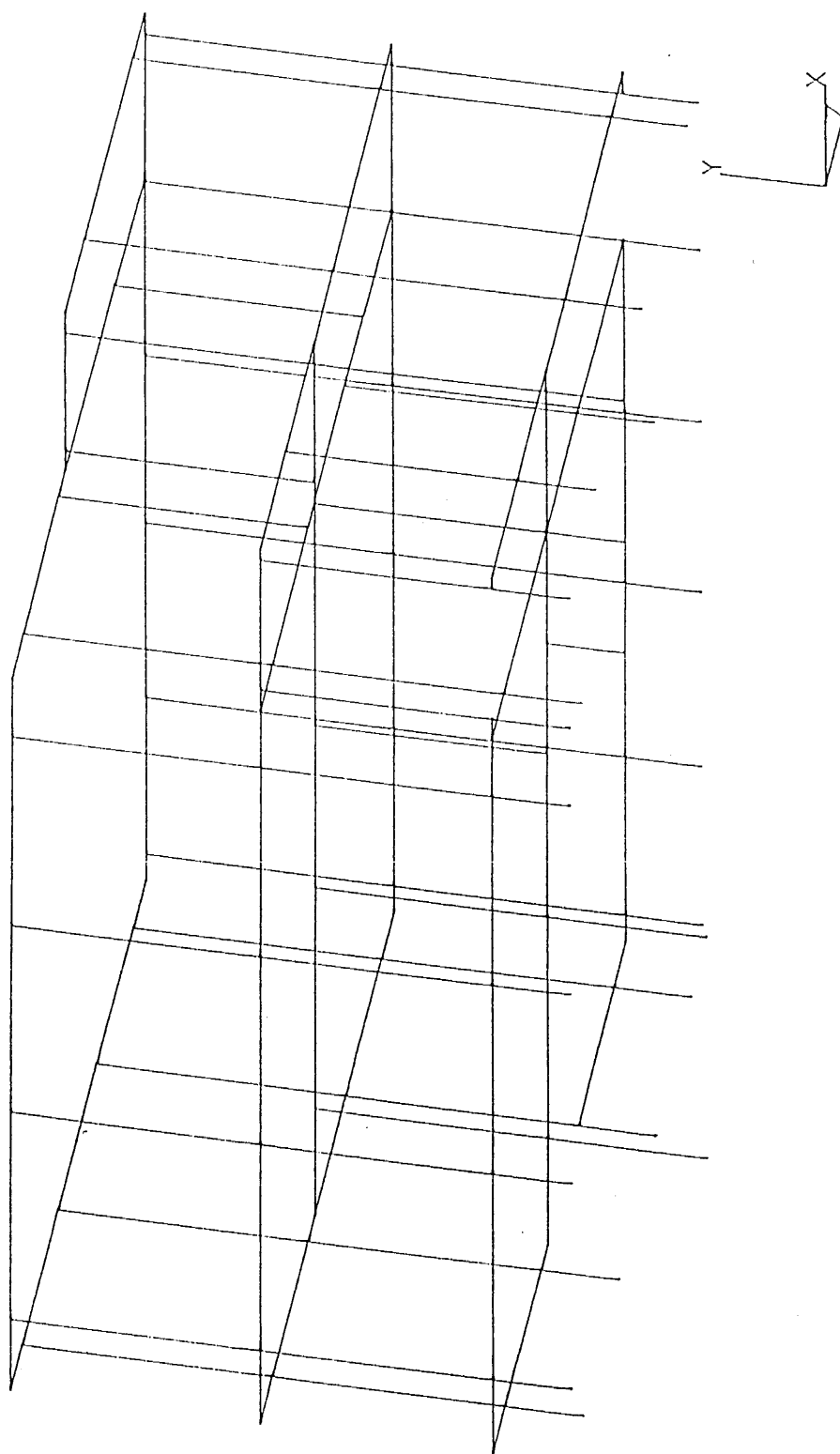
Σχ. 3.5.2 Καθ' ύψος μεταβολή οριζοντίων μετακινήσεων του τοίχου Σχ. 3.5.1 για διαφορετικές προσομοιώσεις



Σχ. 3.5.3 Διακρυστοποίηση Κτιρίου Ι με γραμμικά μέλη για ανάλυση με τη Μέθοδο του Χωρικού Πλαισίου.

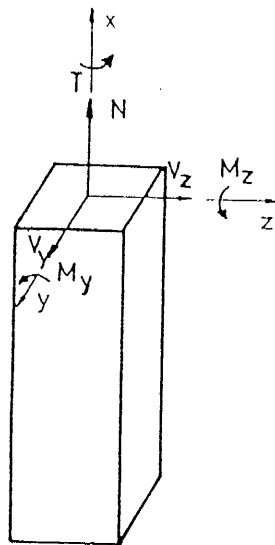


Σχ. 3.5.4 Διακριτοποίηση Κτιρίου II με γραμμικά μέλη για ανάλυση με τη Μέθοδο του Χωρικού Πλαστίου.



Σχ. 3.5.5 Διακριτοποίηση Κτιρίου III με γραμμικά μέλη για ανάλυση με τη Μέθοδο του Χωρικού Πλαισίου.

Με βάση τις τιμές των  $\sigma_1$  και  $\sigma_2$  υπολογίσθηκε η τιμή της ισοδύναμης τάσης  $\sigma^*$  έτσι ώστε το ζεύγος των τάσεων  $\sigma_1/\sigma^*$  και  $\sigma_2/\sigma^*$  να ικανοποιεί το κριτήριο αστοχίας της λιθοδομής υπό διαξονική ένταση. Οι τιμές της  $\sigma^*$  παρουσιάζονται στα Σχ. 3.5.7-3.5.18 αριθμητικά στις θέσεις ακριβώς όπου στα άκρα των πεσσών υπολογίζονται οι αντίστοιχες τάσεις για τον ίδιο τοίχο και σεισμική δράση (ή δράσεις) από τη Μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται γραφικά, αναλυτικά ανά τοίχο και φόρτιση μόνο για την περίπτωση των πλήρως άκαμπτων κόμβων (περίπτωση α, RJ). Όμως οι μέσες τιμές της τάσης  $\sigma^*$  παρουσιάζονται χωριστά για τις τέσσερις διαφορετικές υποθέσεις ακαμψίας των κοινών περιοχών πεσσών και ανωφλίων, στα Σχ. 3.5.19 - 3.5.24 γραφικά, και στους Πίνακες 3.5.1.A-3.5.5.A αριθμητικά. Στα Σχήματα και τους Πίνακες αυτούς γίνεται και η σύγκριση με τα αποτελέσματα της Μεθόδου των Πεπερασμένων Στοιχείων (F.E.M.), καθώς και με αυτά της Μεθόδου των Πεσσών (P) που περιγράφεται παρακάτω. Επειδή η μέθοδος των πεσσών παρέχει αποτελέσματα μόνο για τους πεσσούς για το λόγο αυτό στους Πίνακες 3.5.1-3.5.5 παρατίθενται οι μέσες τιμές της ισοδύναμης τάσης που αναπτύσσεται στα άκρα των πεσσών μόνο.



Σχ. 3.56 Εντατικά Μεγέθη στο άκρο των μελών

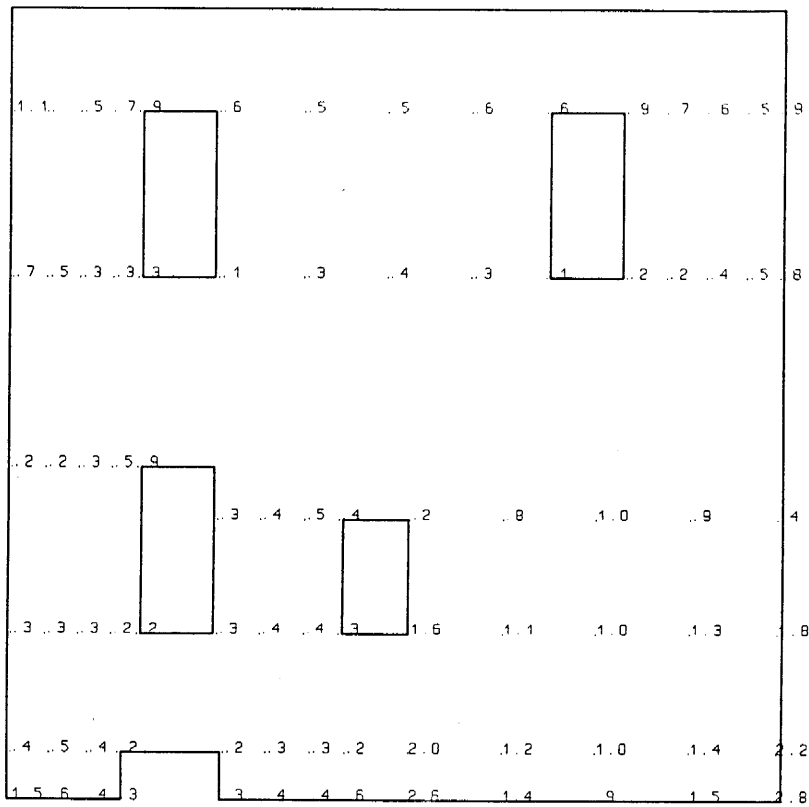


Fig. 3.5.7(a) **Building I, Wall W1**  
3D-Space Frame, RJ, Equivalent Stress, seismic action parallel to the walls

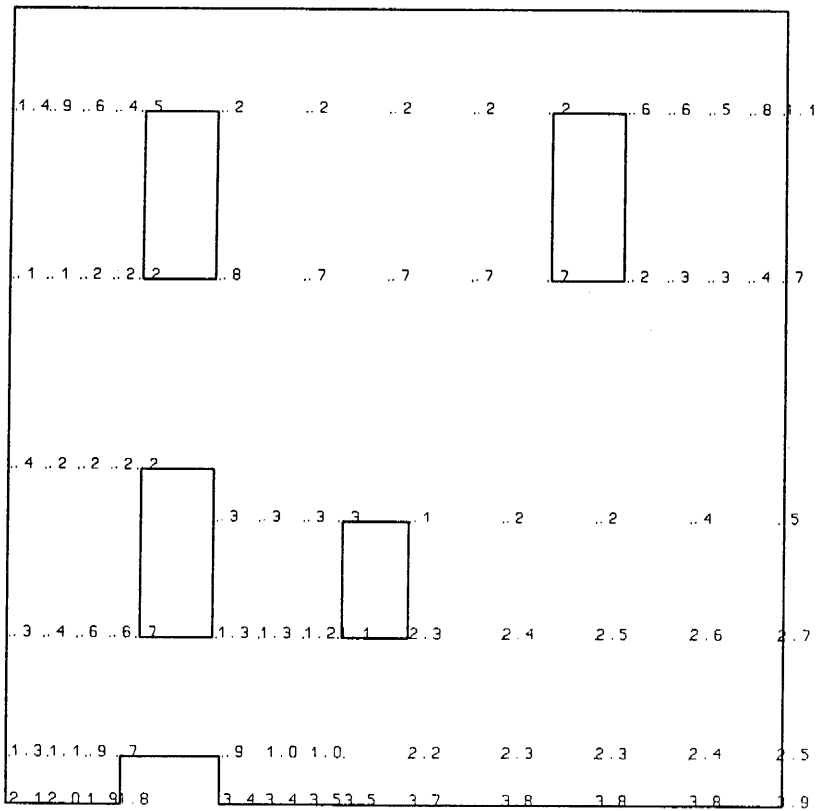


Fig. 3.5.7(b) **Building I, Wall W1**  
3D-Space Frame, RJ, Equivalent Stress, seismic action normal to the walls

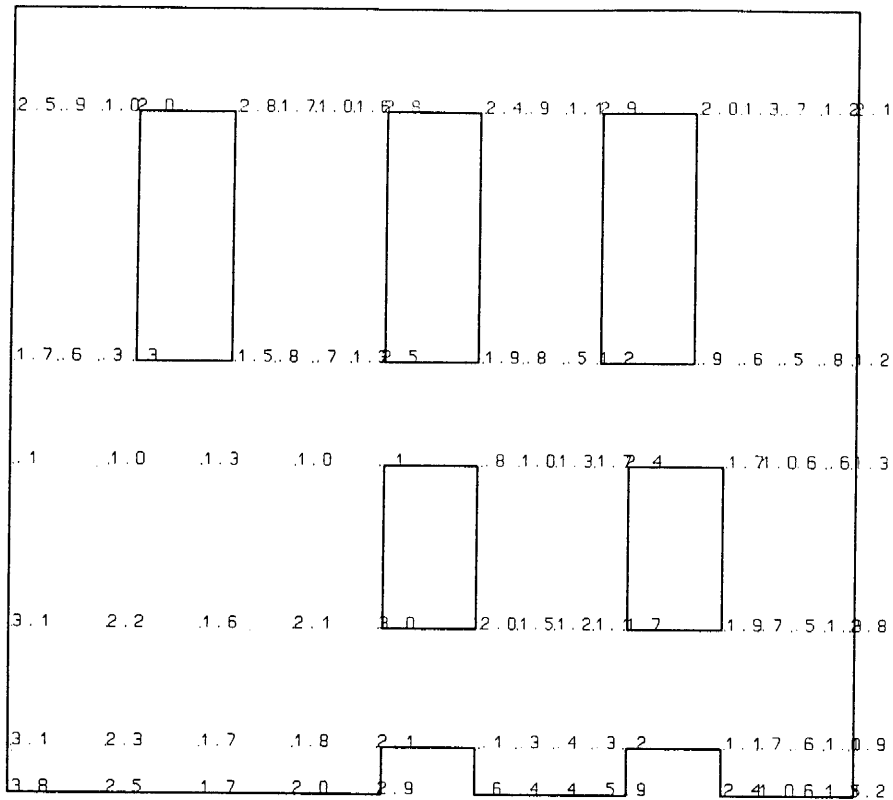


Fig. 3.5.8(a) Building I, Wall W2

3D-Space Frame, RJ, Equivalent Stress, seismic action parallel to the walls

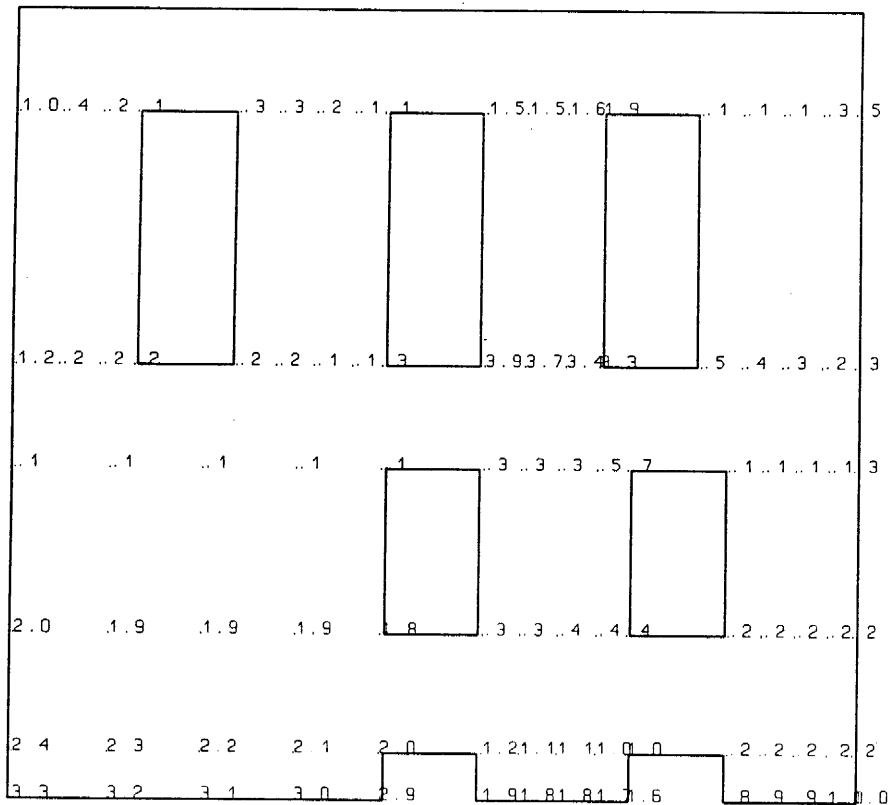


Fig. 3.5.8(b) Building I, Wall W2

3D-Space Frame, RJ, Equivalent Stress, seismic action normal to the walls

3.64

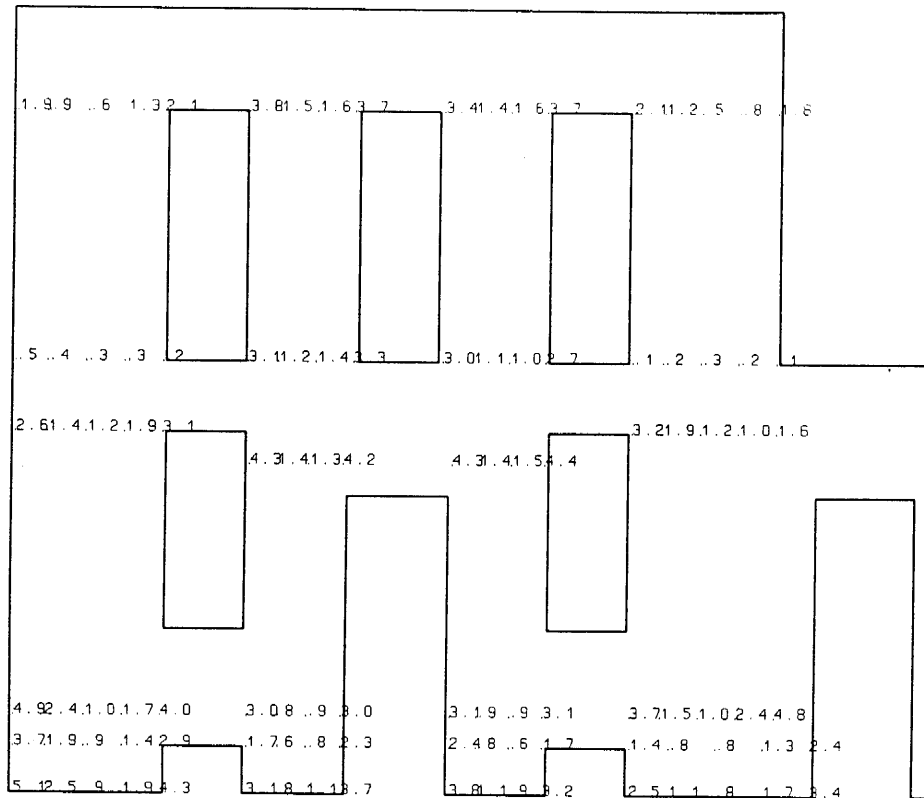


Fig. 3.5.9(a) **Building I, Wall W3**  
3D-Space Frame, RJ, Equivalent Stress, seismic action parallel to the walls

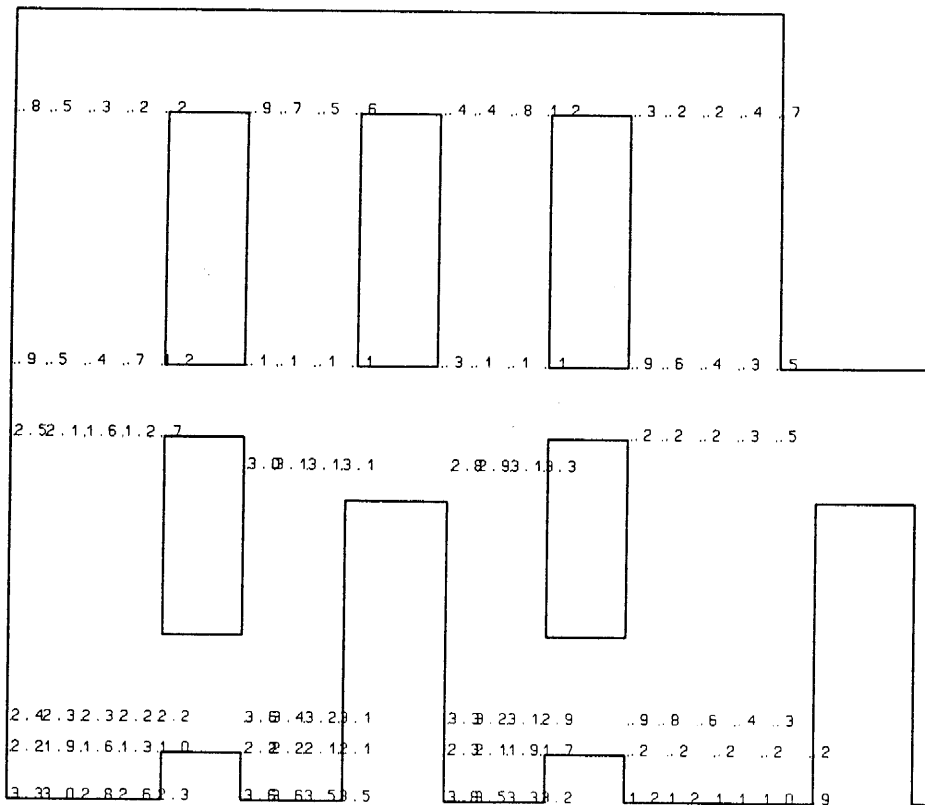


Fig. 3.5.9(b) **Building I, Wall W3**  
3D-Space Frame, RJ, Equivalent Stress, seismic action normal to the walls

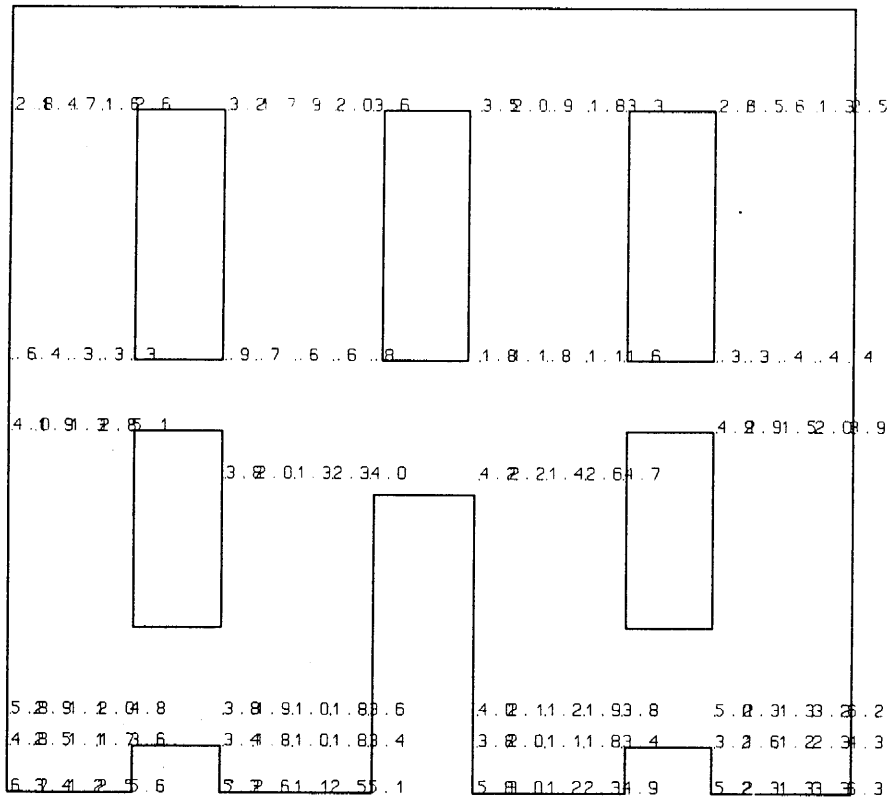


Fig. 3.5.10(a) **Building I, Wall W4**  
 3D-Space Frame, RJ, Equivalent Stress, seismic action parallel to the walls

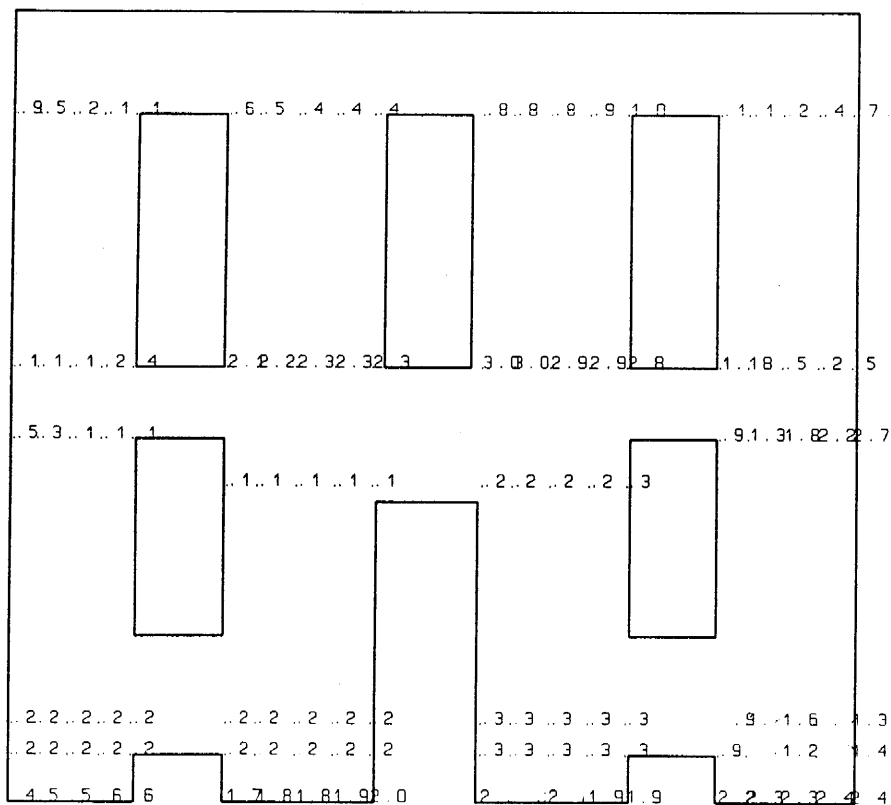


Fig. 3.5.10(b) **Building I, Wall W4**  
 3D-Space Frame, RJ, Equivalent Stress, seismic action normal to the walls

3.66

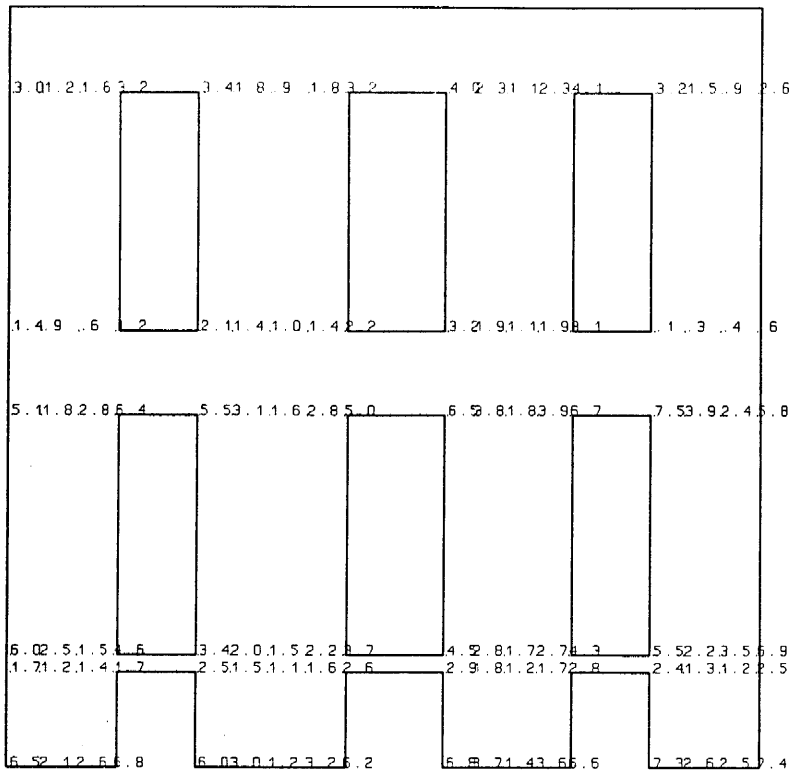


Fig. 3.5.11(a) Building II, Wall W1  
3D-Space Frame, RJ, Equivalent Stress, seismic action parallel to the walls

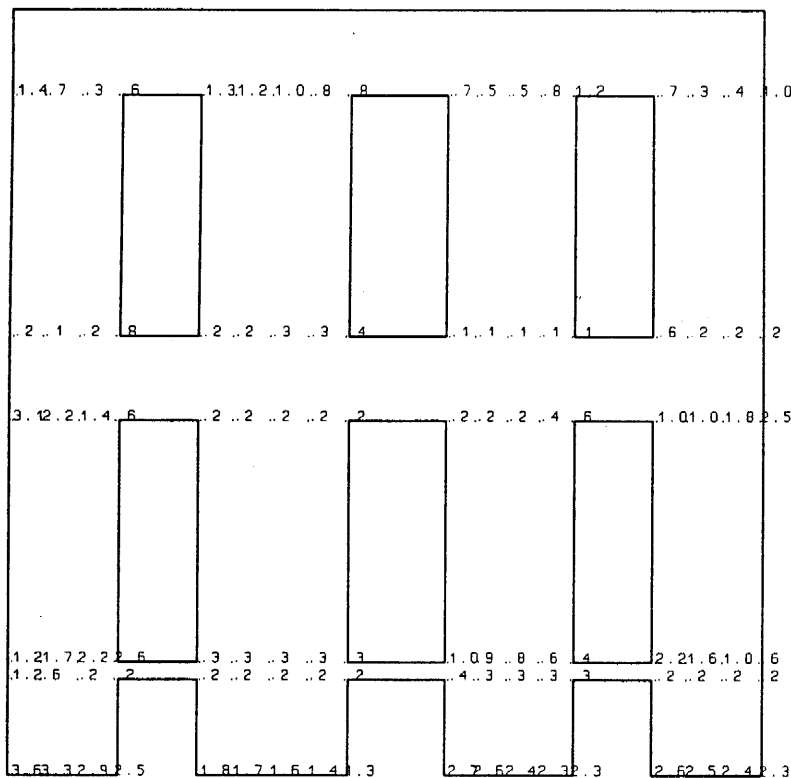


Fig. 3.5.11(b) Building II, Wall W1  
3D-Space Frame, RJ, Equivalent Stress, seismic action normal to the walls

3.67

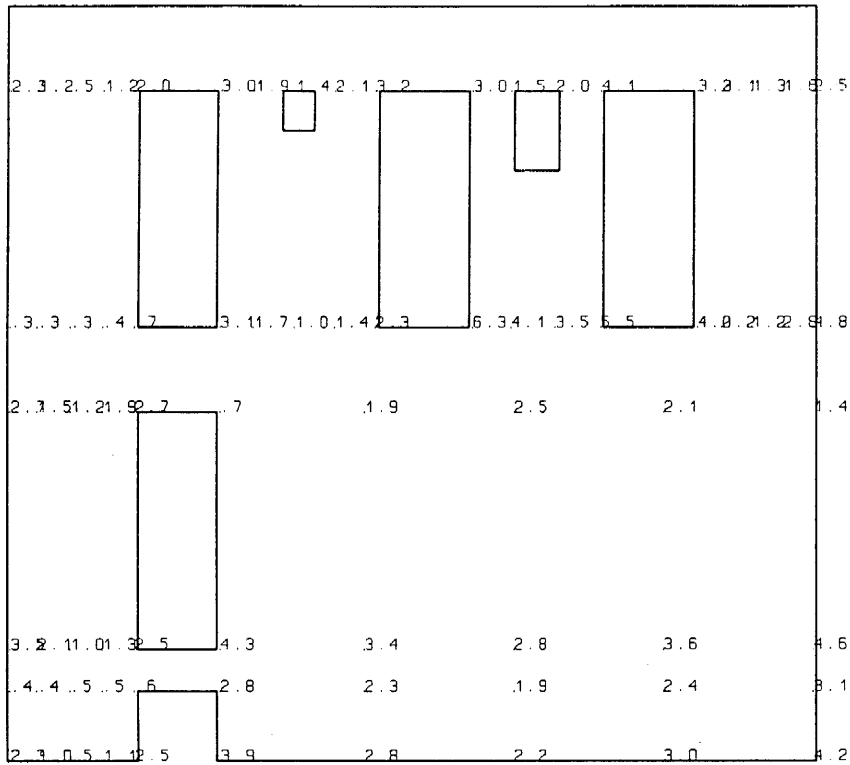


Fig. 3.5.12(a) **Building II, Wall W2**  
3D-Space Frame, RJ, Equivalent Stress, seismic action parallel to the walls

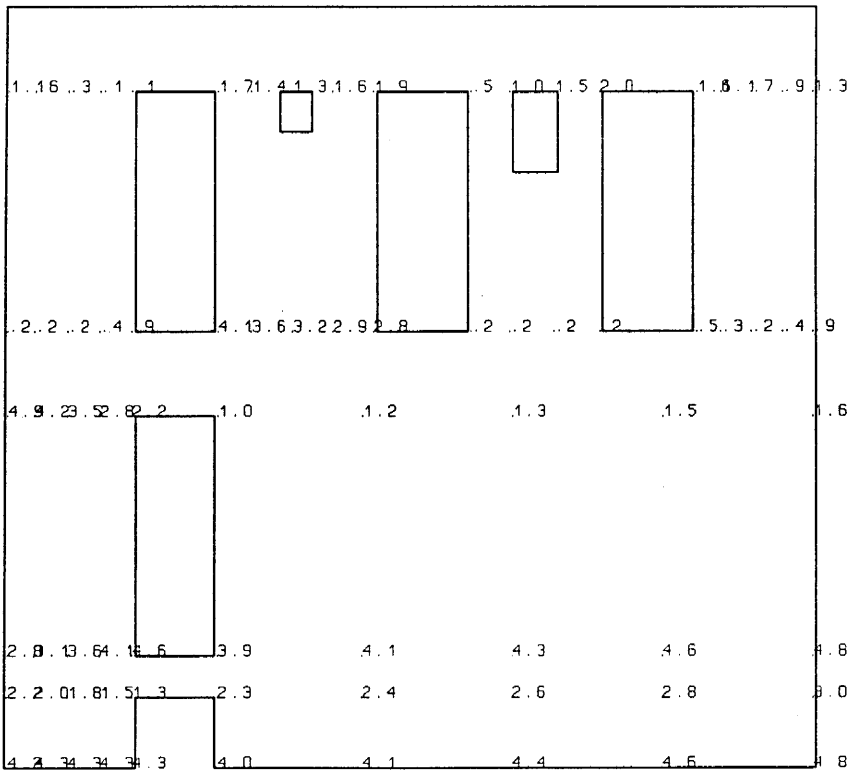


Fig. 3.5.12(b) **Building II, Wall W2**  
3D-Space Frame, RJ, Equivalent Stress, seismic action normal to the walls

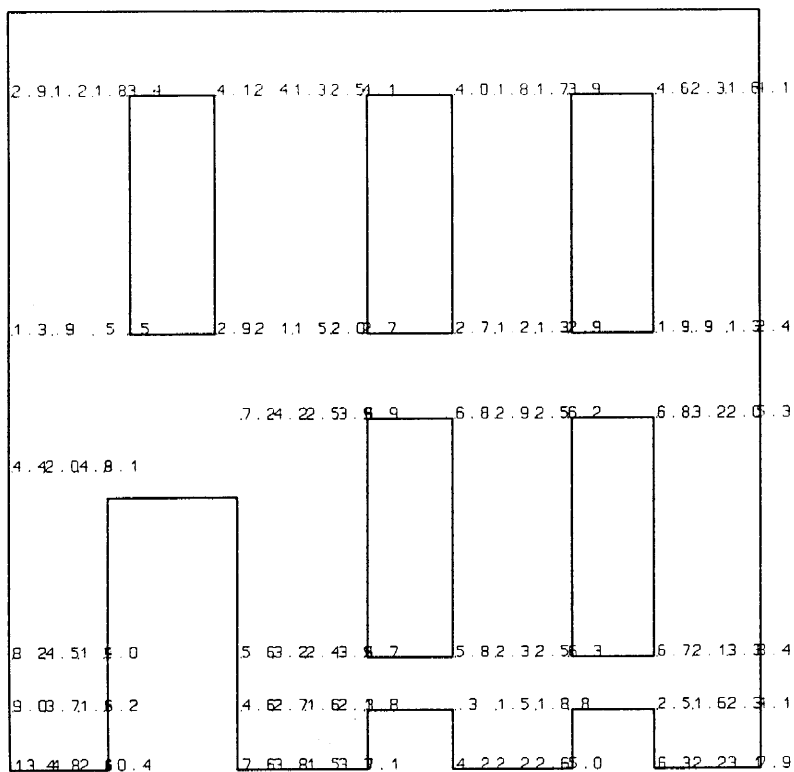


Fig. 3.5.13(a) **Building II, Wall W3**  
3D-Space Frame, RJ, Equivalent Stress, seismic action parallel to the walls

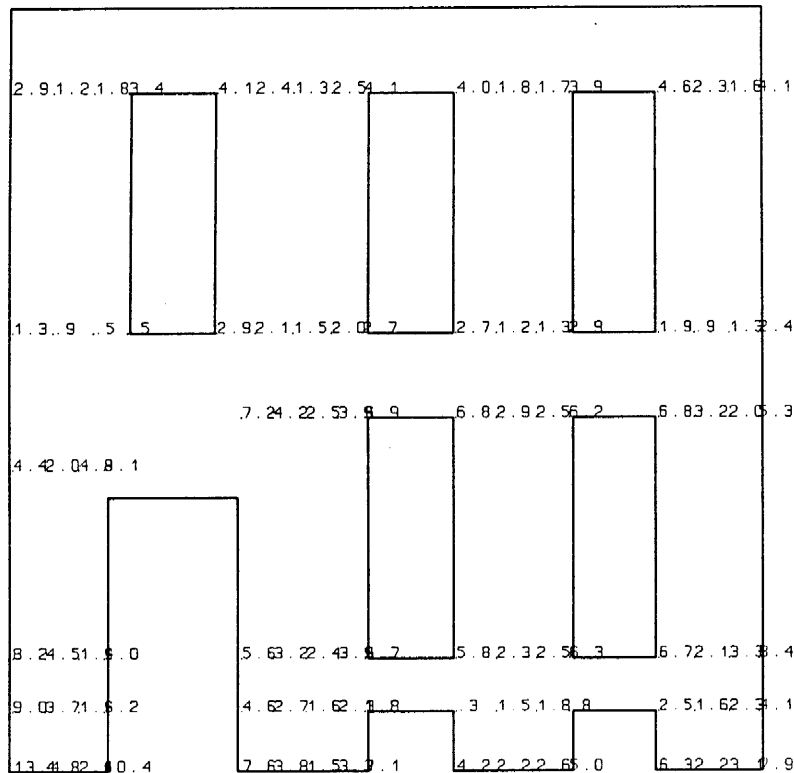


Fig. 3.5.13(b) **Building II, Wall W3**  
3D-Space Frame, RJ, Equivalent Stress, seismic action normal to the walls

3.69

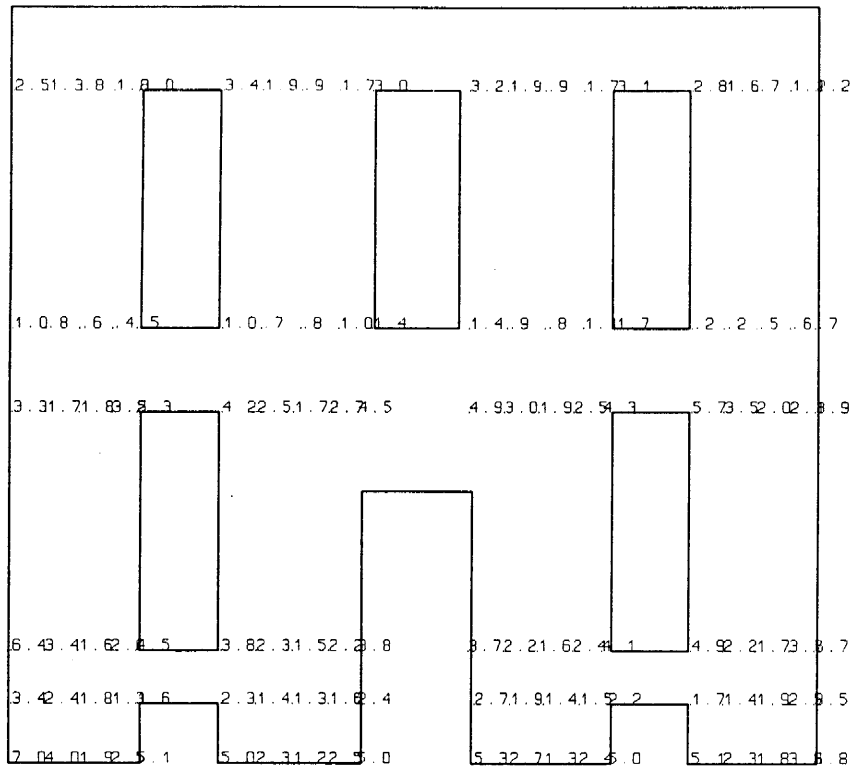


Fig. 3.5.14(a) **Building II, Wall W4**  
3D-Space Frame, RJ, Equivalent Stress, seismic action parallel to the walls

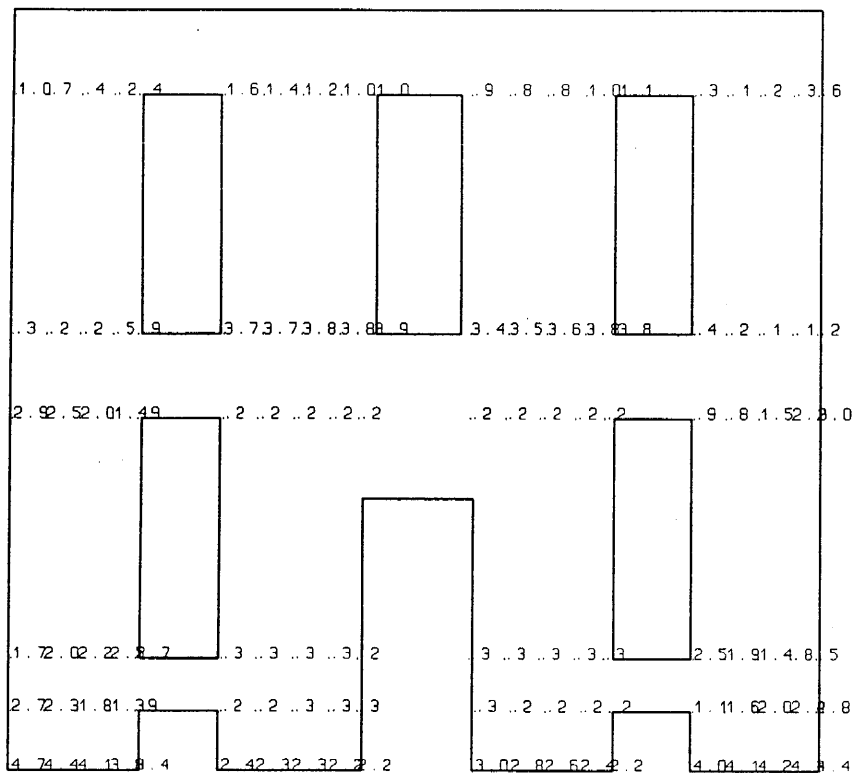


Fig. 3.5.14(b) **Building II, Wall W4**  
3D-Space Frame, RJ, Equivalent Stress, seismic action normal to the walls

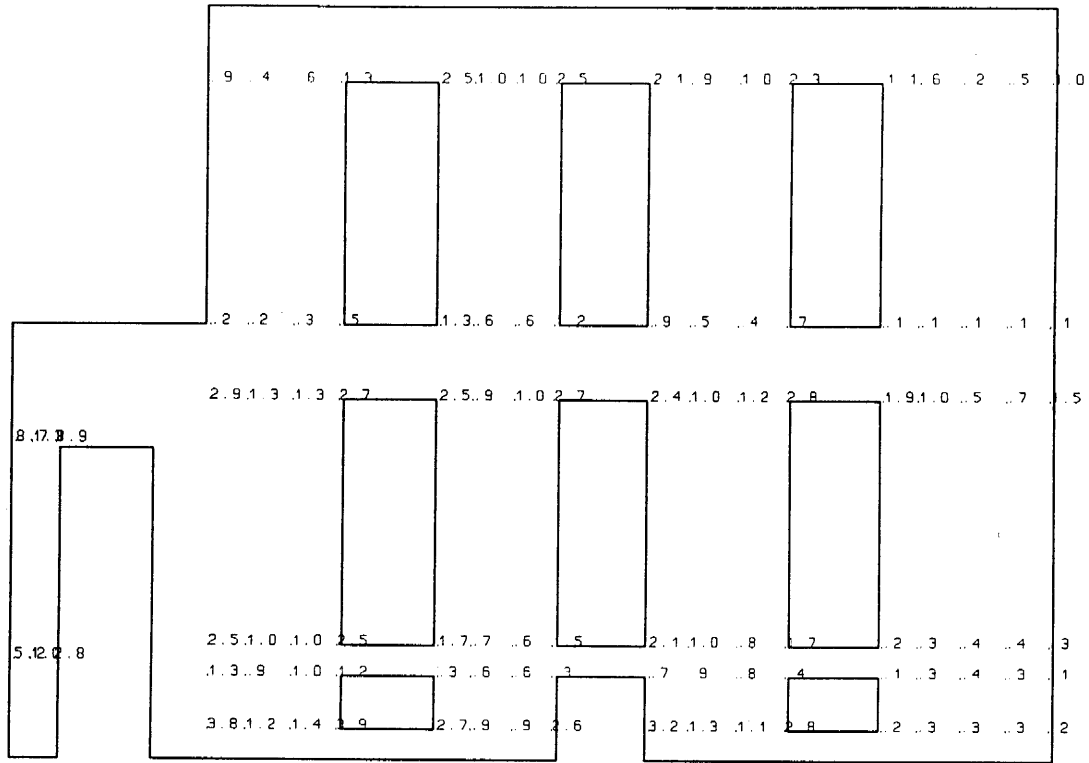


Fig. 3.5.15(a) **Building III, Wall W1**  
3D-Space Frame, RJ, Equivalent Stress, seismic action parallel to the walls

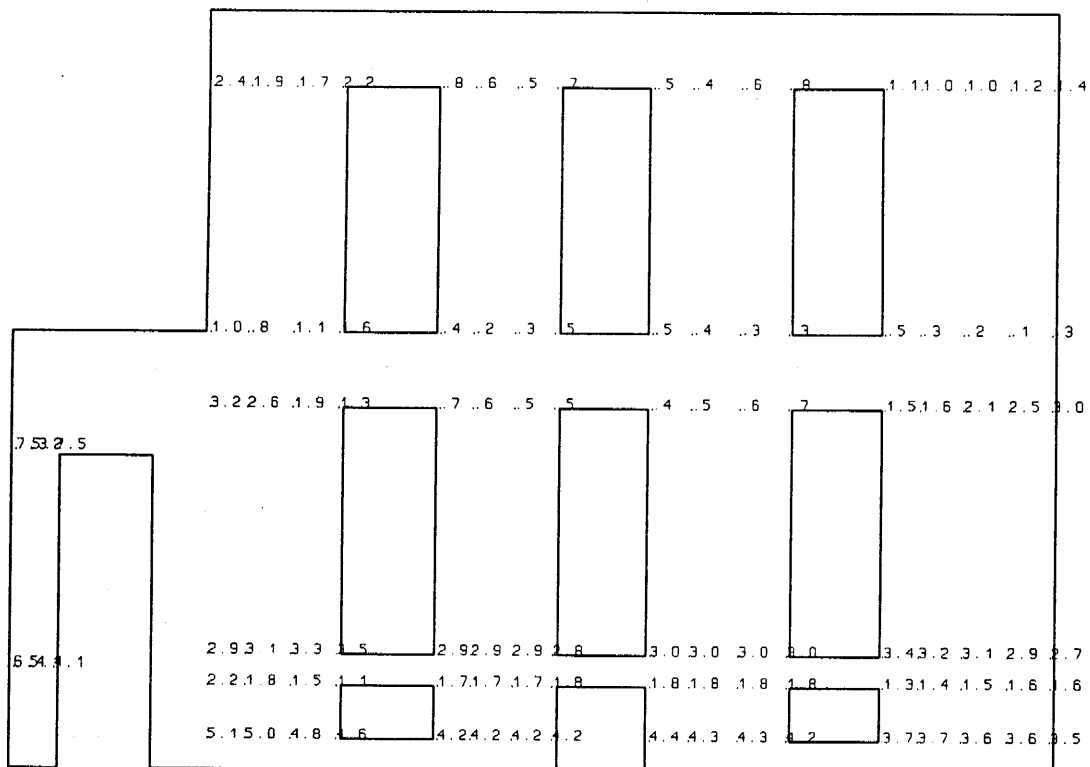


Fig. 3.5.15(b) **Building III, Wall W1**  
3D-Space Frame, RJ, Equivalent Stress, seismic action normal to the walls

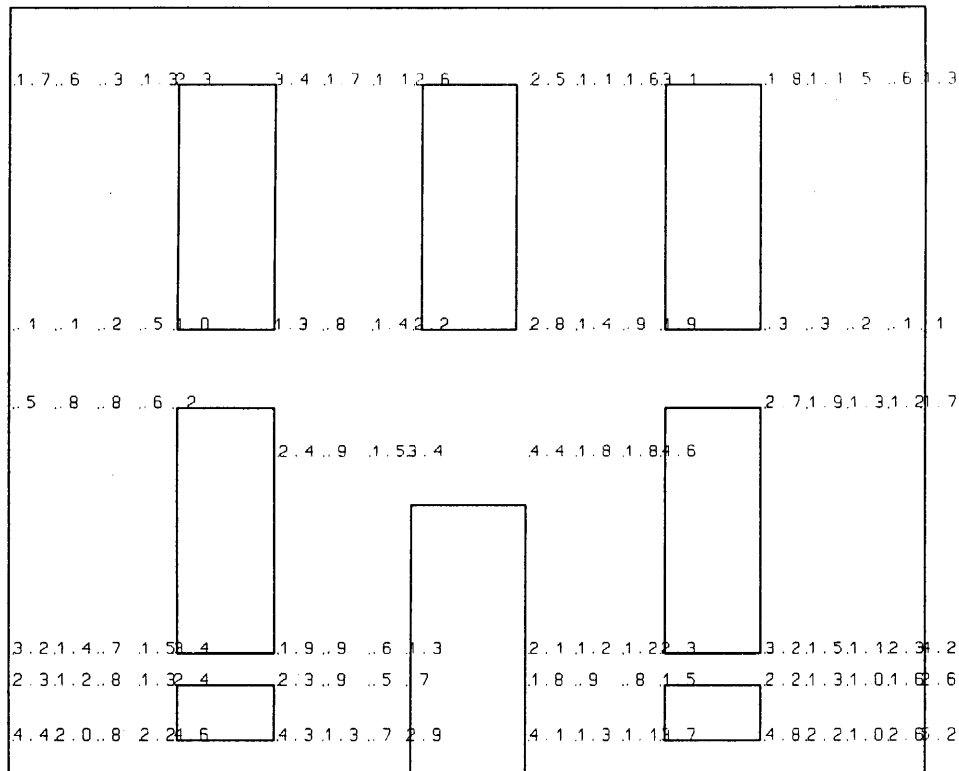


Fig. 3.5.16(a) **Building III, Wall W2**  
3D-Space Frame, RJ, Equivalent Stress, seismic action parallel to the walls

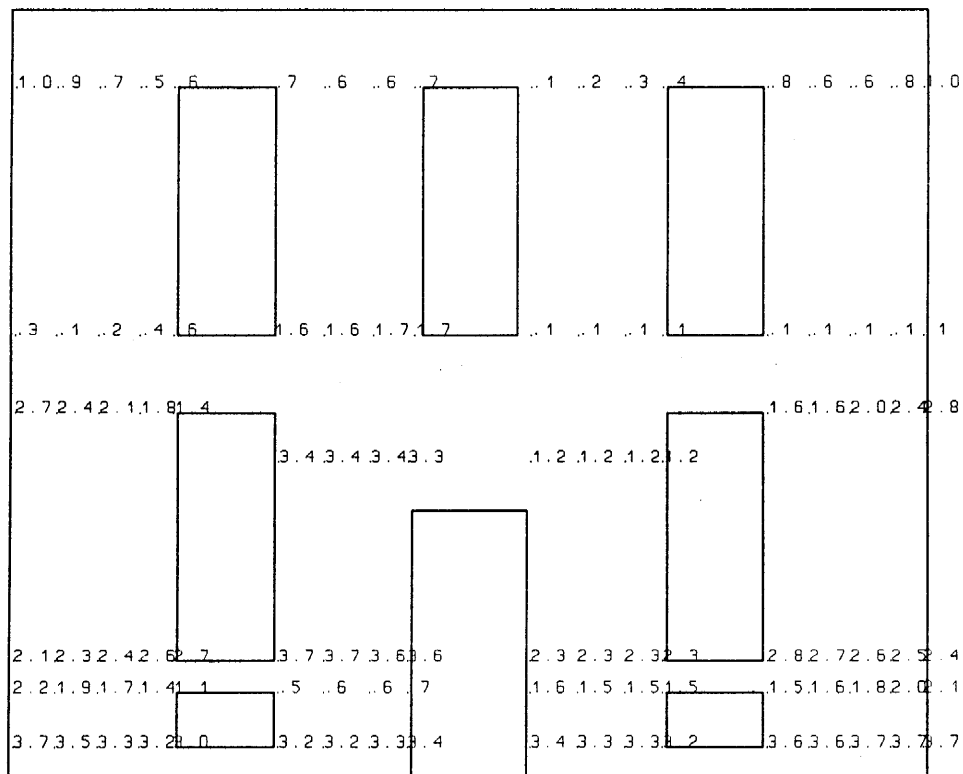


Fig. 3.5.16(b) **Building III, Wall W2**  
3D-Space Frame, RJ, Equivalent Stress, seismic action normal to the walls

3.72

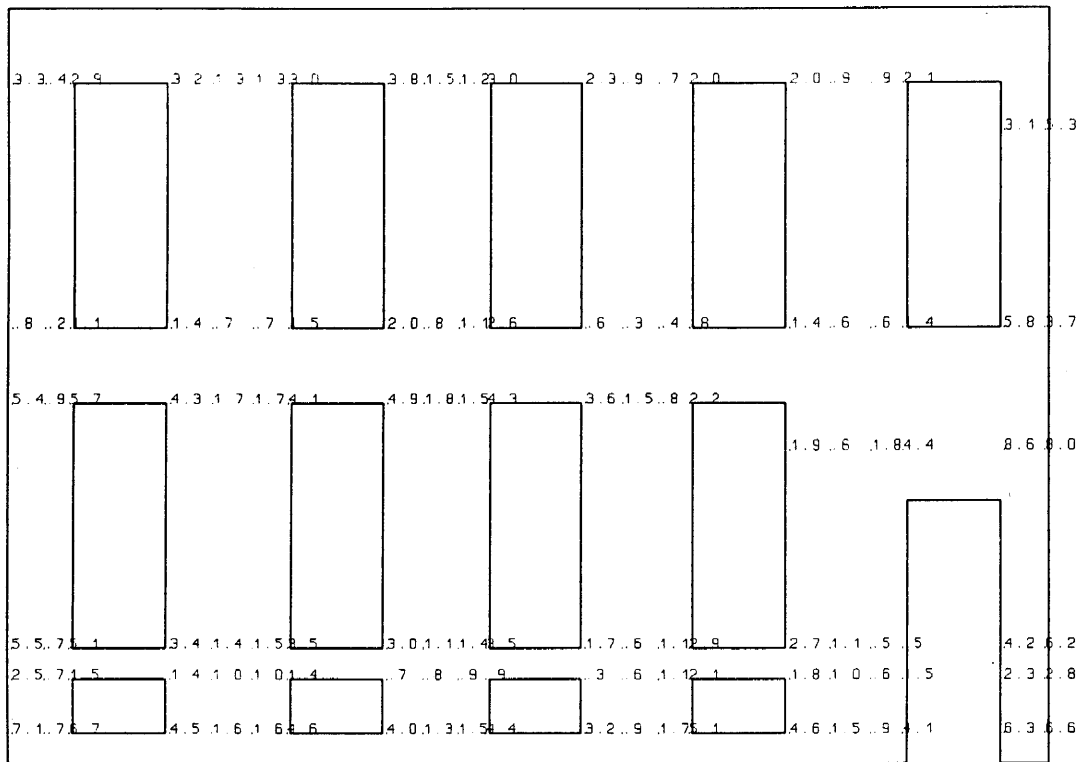


Fig. 3.5.17(a) **Building III, Wall W3**  
3D-Space Frame, RJ, Equivalent Stress, seismic action parallel to the walls

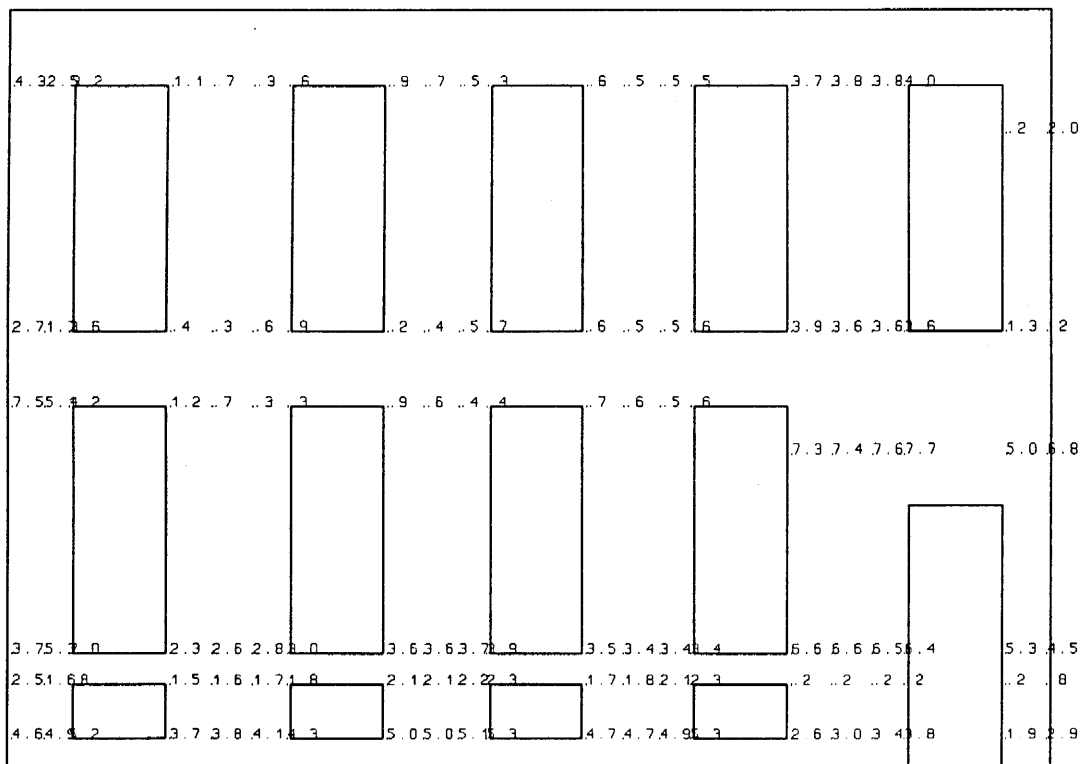
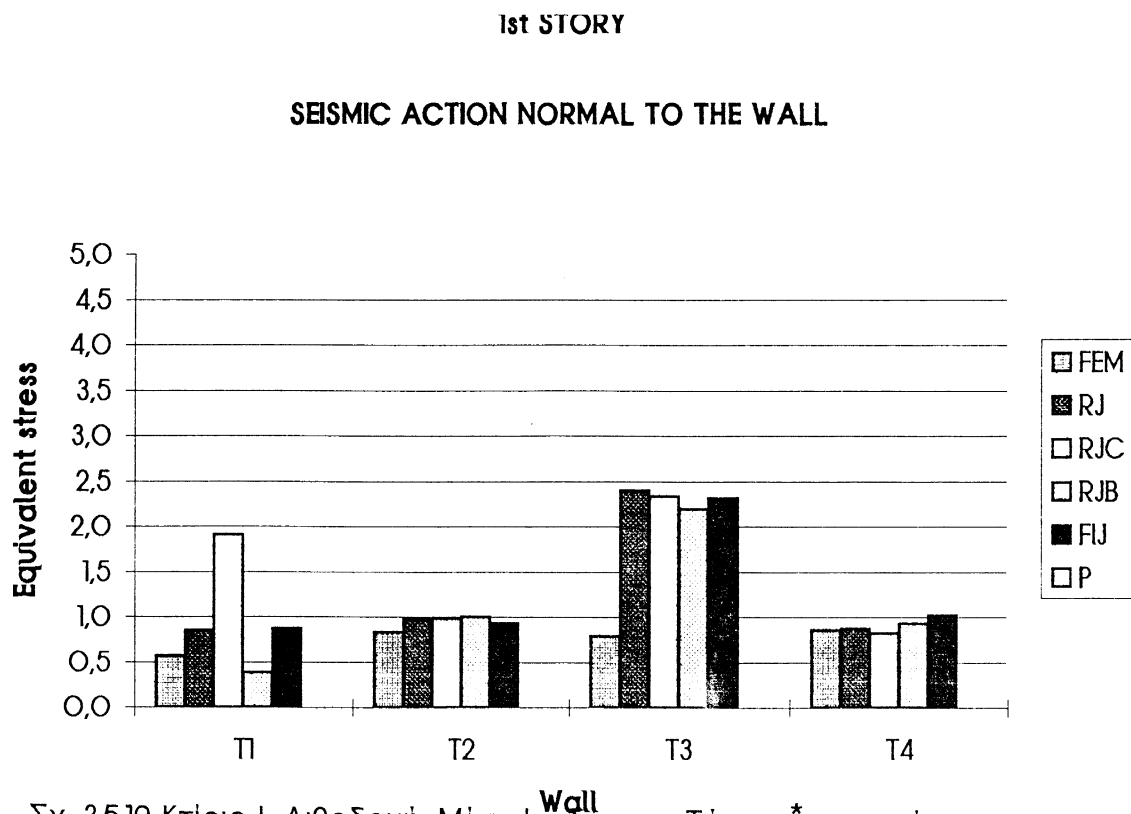
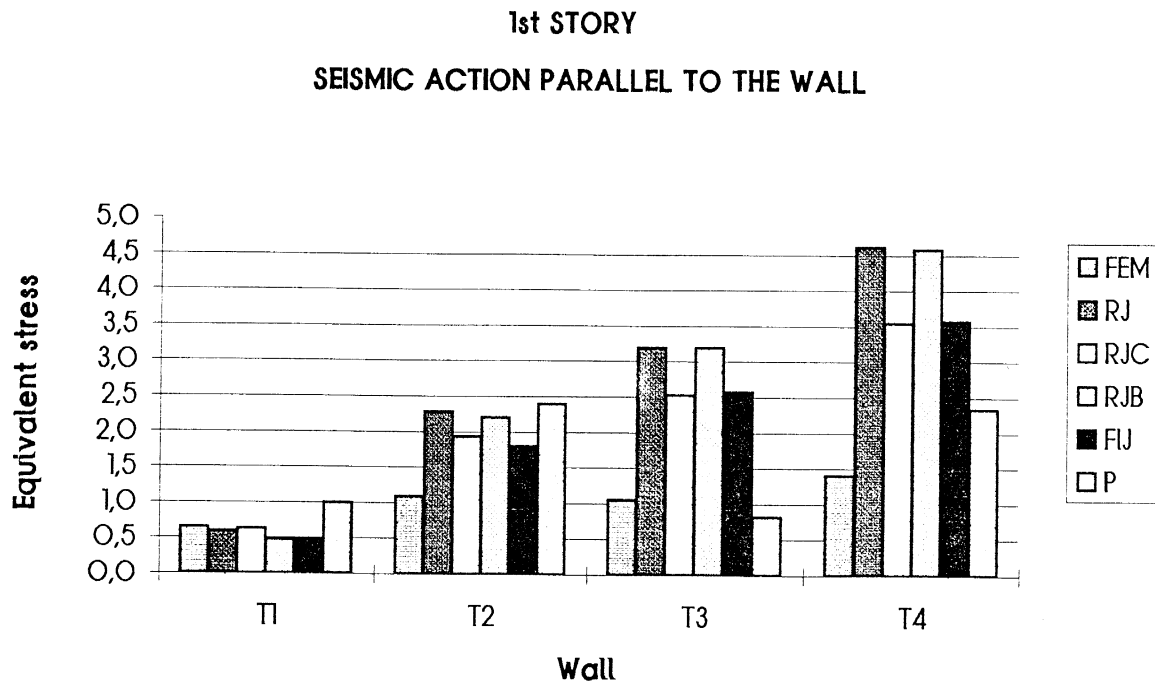


Fig. 3.5.17(b) **Building III, Wall W3**  
3D-Space Frame, RJ, Equivalent Stress, seismic action normal to the walls

| Trial | Correct Responses |
|-------|-------------------|
| 1     | 1.1               |
| 2     | 1.2               |
| 3     | 1.3               |
| 4     | 1.3               |
| 5     | 1.49              |
| 6     | 1.9               |
| 7     | 1.9               |
| 8     | 1.9               |
| 9     | 1.65              |
| 10    | 1.6               |
| 11    | 1.6               |
| 12    | 1.6               |
| 13    | 1.6               |
| 14    | 1.6               |
| 15    | 1.6               |
| 16    | 1.6               |
| 17    | 1.6               |
| 18    | 1.6               |
| 19    | 1.6               |
| 20    | 1.6               |
| 21    | 1.6               |
| 22    | 1.6               |
| 23    | 1.6               |
| 24    | 1.6               |
| 25    | 1.6               |

**Fig. 3.5.18(b) Building III, Wall W4**  
3D-Space Frame, RJ, Equivalent Stress, seismic action normal to the walls

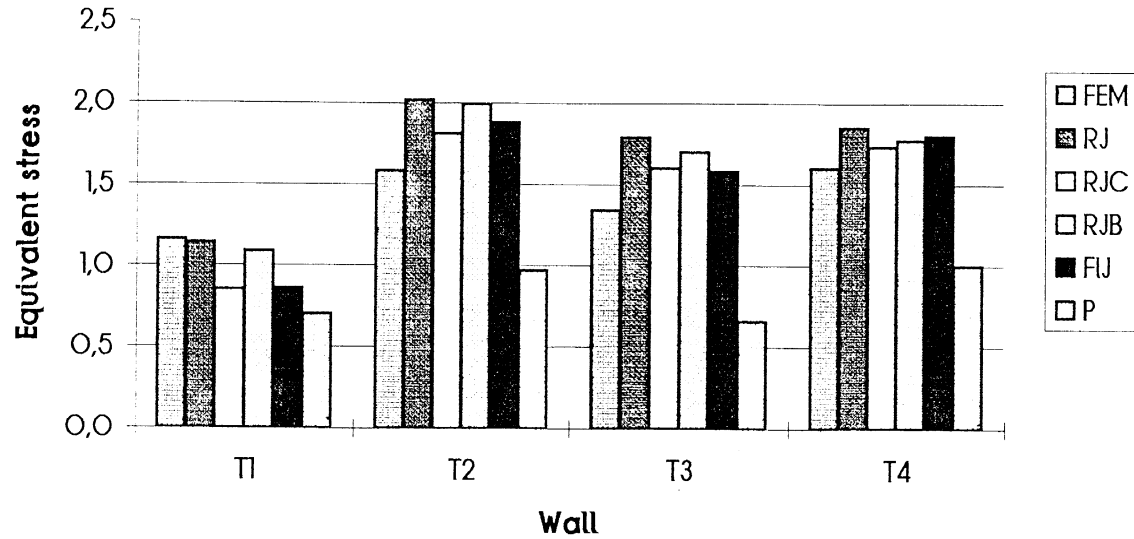


Σχ. 3.5.19 Κτίριο Ι, Λιθοδομή, Μέση Ισοδυναμη Τάση  $\sigma^*$  στο ισόγειο

3.75

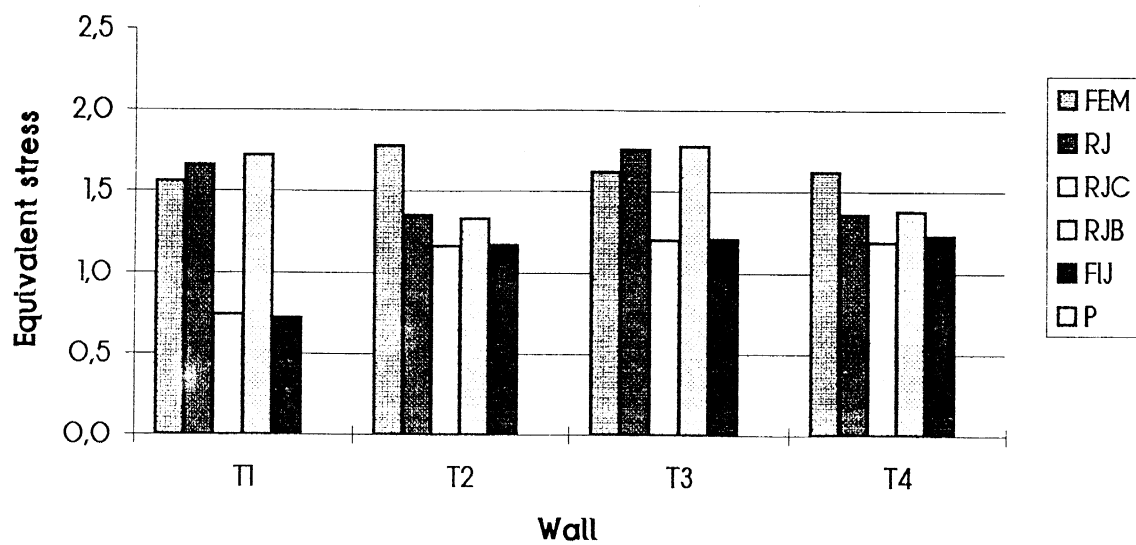
## 2nd STORY

### SEISMIC ACTION PARALLEL TO THE WALL



## 2nd STORY

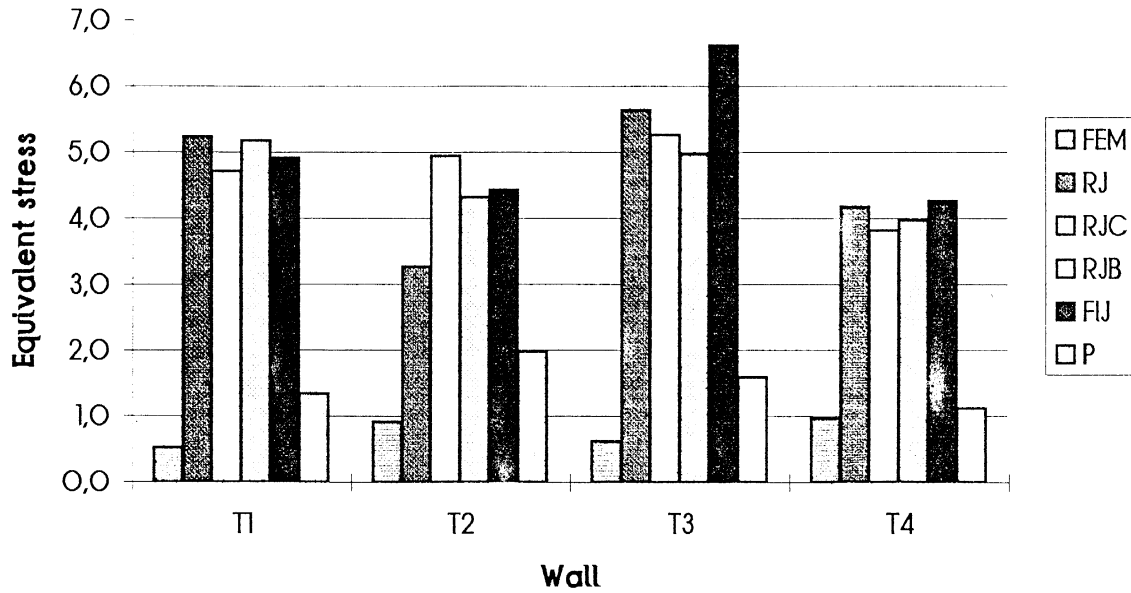
### SEISMIC ACTION NORMAL TO THE WALL



Σχ. 3.5.20 Κτίριο Ι, Λιθοδομή, Μέση Ισοδύναμη Τάση  $\sigma^*$  στον όροφο

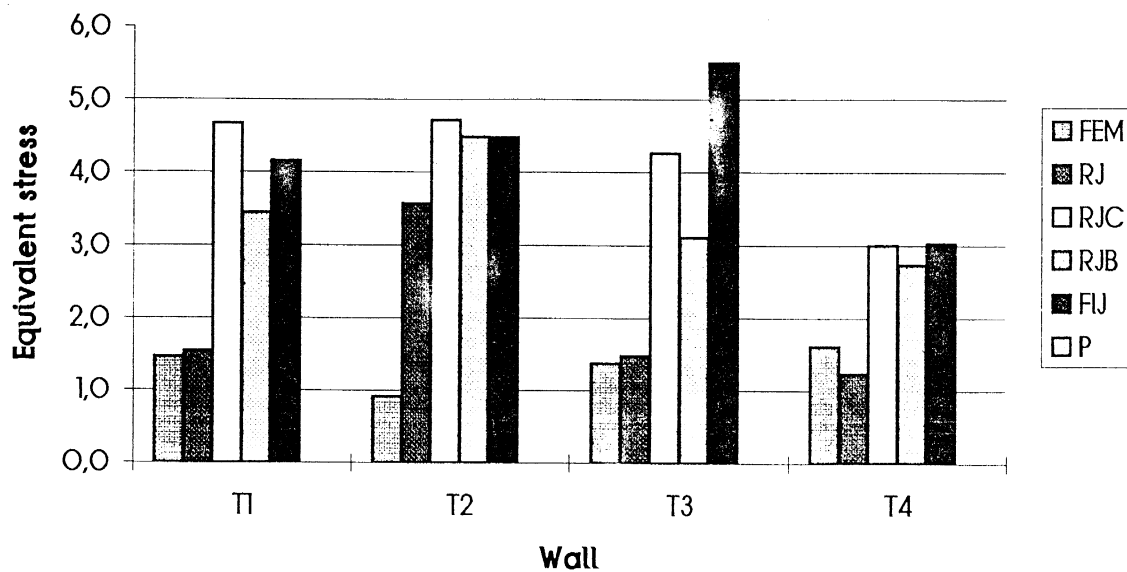
## 1st STORY

## SEISMIC ACTION PARALLEL TO THE WALL



## 1st STORY

## SEISMIC ACTION NORMAL TO THE WALL

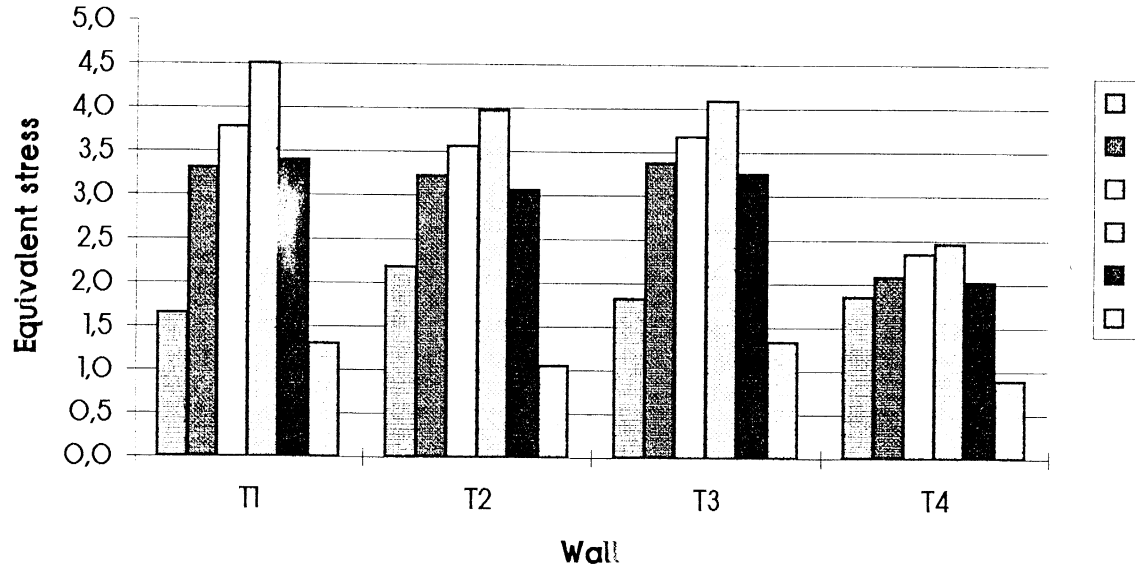


Σχ. 3.5.21 Κτίριο II, Λιθοδομή, Μέση Ισοδύναμη Τάση  $\sigma^*$  στο ισόγειο

3.77

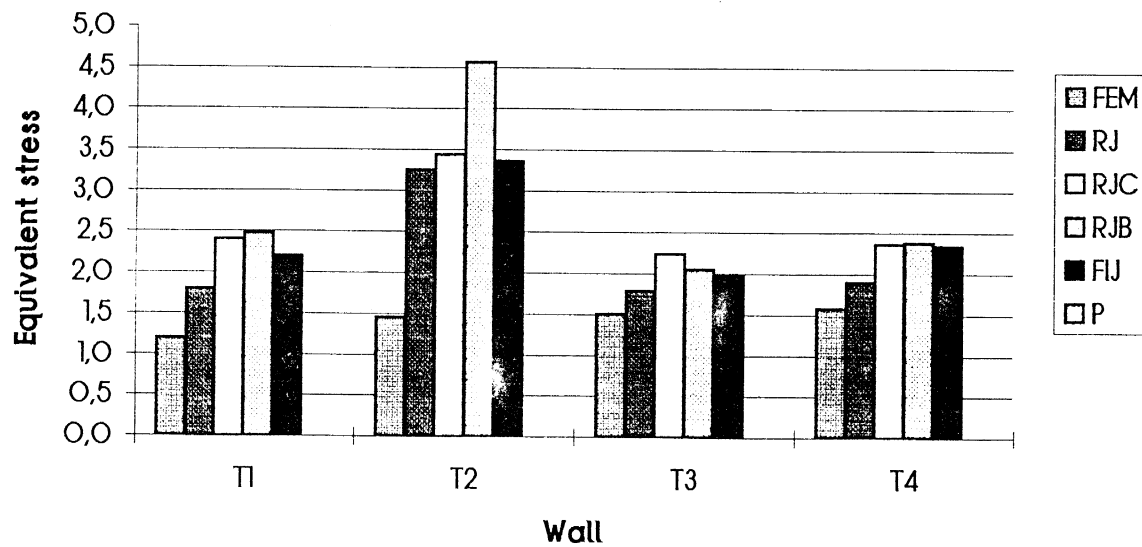
## 2nd STORY

### SEISMIC ACTION PARALLEL TO THE WALL



## 2nd STORY

### SEISMIC ACTION NORMAL TO THE WALL

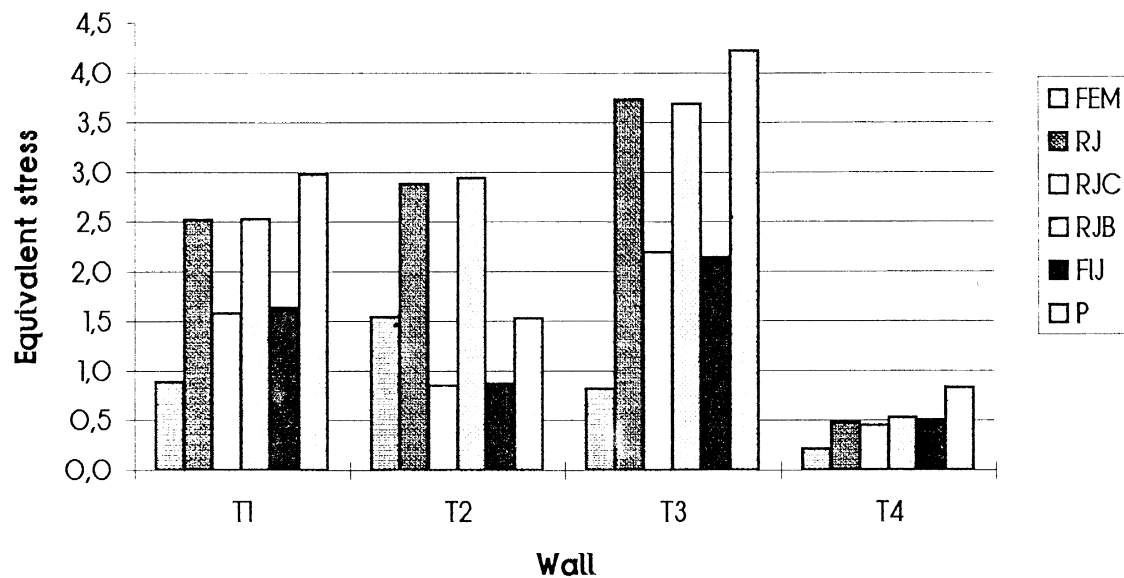


Σχ. 3.5.22 Κτίριο II, Λιθοδομή, Μέση Ισοδύναμη Τάση  $\sigma^*$  στον όροφο

3.78

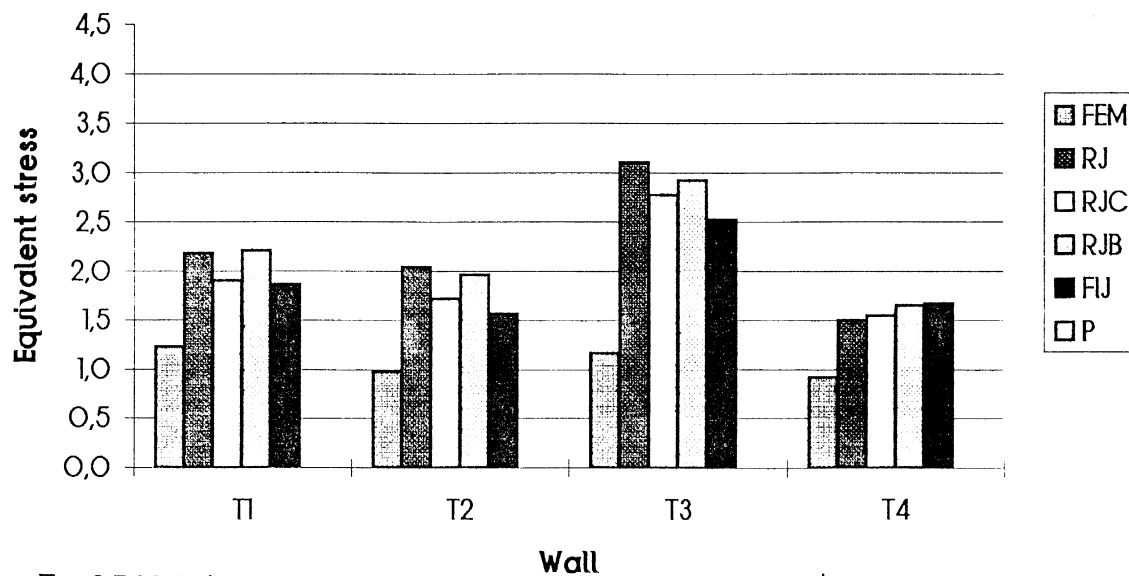
# 1st STORY

## SEISMIC ACTION PARALLEL TO THE WALL



# 1st STORY

## SEISMIC ACTION NORMAL TO THE WALL

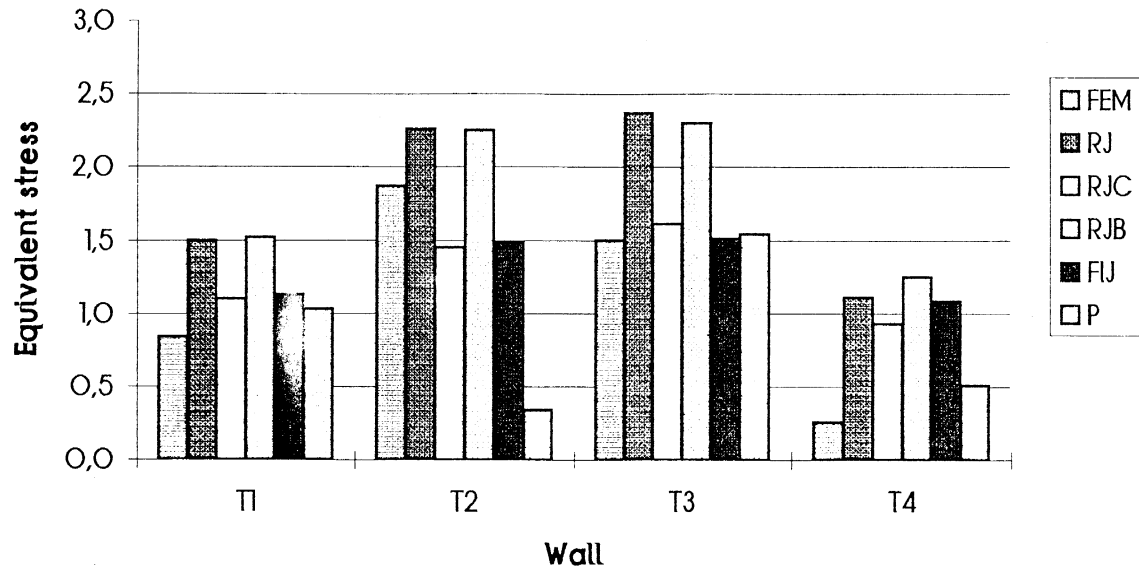


Σχ. 3.5.23 Κτίριο III, Λιθοδομή, Μέση Ισοδύναμη Τάση  $\sigma^*$  στο Ισόγειο

3.79

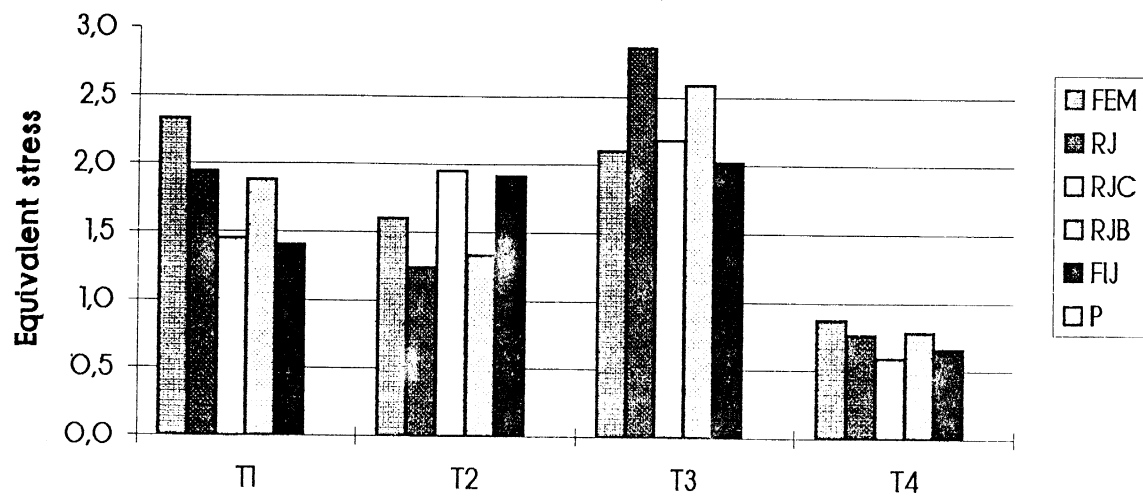
## 2nd STORY

### SEISMIC ACTION PARALLEL TO THE WALL



## 2nd STORY

### SEISMIC ACTION NORMAL TO THE WALL



Σχ. 3.5.24 Κτίριο III, Λιθοδομή, Μέση Ισοδύναμη Τάση  $\sigma^*$  στον Οροφο

Πίνακας 3.5.1 Μέση Ισοδύναμη Τάση

**Κτίρια από Λιθοδομή  
1ος Οροφος**

|            | Σεισμική Δράση | Τοίχος   | Μέθοδος Ανάλυσης |      |      |      |      |      |
|------------|----------------|----------|------------------|------|------|------|------|------|
|            |                |          | FEM              | RJ   | RJC  | RJB  | FUJ  | P    |
| Κτίριο I   | Παράλληλα      | Τ1       | 0,65             | 0,59 | 0,63 | 0,48 | 0,48 | 1    |
|            |                | T2       | 0,94             | 1,41 | 1,34 | 1,28 | 1,25 | 2,39 |
|            |                | T3       | 0,91             | 2,37 | 2,25 | 2,34 | 2,25 | 0,82 |
|            |                | T4       | 1,15             | 2,96 | 2,86 | 2,92 | 2,81 | 2,34 |
|            |                | μέσ. ορ. | 0,91             | 1,83 | 1,77 | 1,76 | 1,7  | 1,64 |
|            | Κάθετα         | Τ1       | 0,46             | 0,85 | 1,91 | 0,38 | 0,87 |      |
|            |                | T2       | 0,65             | 0,52 | 0,83 | 0,36 | 0,42 |      |
|            |                | T3       | 0,57             | 2,05 | 2,57 | 1,91 | 2,39 |      |
|            |                | T4       | 0,65             | 0,57 | 0,74 | 0,53 | 0,81 |      |
|            |                | μέσ. ορ. | 0,58             | 1    | 1,51 | 0,8  | 1,12 |      |
| Κτίριο II  | Παράλληλα      | Τ1       | 1,42             | 3,77 | 4,64 | 3,67 | 4,97 | 1,34 |
|            |                | T2       | 0,78             | 2,38 | 4,24 | 2,5  | 3,74 | 1,98 |
|            |                | T3       | 1,36             | 4,65 | 6    | 4,34 | 8,2  | 1,59 |
|            |                | T4       | 1,61             | 3,23 | 4,16 | 3,03 | 4,85 | 1,12 |
|            |                | μέσ. ορ. | 1,29             | 3,51 | 4,76 | 3,39 | 5,44 | 1,51 |
|            | Κάθετα         | Τ1       | 0,34             | 1,02 | 5,96 | 3,22 | 5,01 |      |
|            |                | T2       | 0,78             | 3,21 | 4,33 | 3,3  | 4,05 |      |
|            |                | T3       | 0,4              | 0,86 | 4,84 | 2,1  | 6,68 |      |
|            |                | T4       | 0,63             | 1,02 | 3,58 | 2,1  | 3,61 |      |
|            |                | μέσ. ορ. | 0,54             | 1,53 | 4,68 | 2,68 | 4,84 |      |
| Κτίριο III | Παράλληλα      | Τ1       | 0,98             | 1,38 | 1,29 | 1,42 | 1,3  | 2,98 |
|            |                | T2       | 1,42             | 1,85 | 0,45 | 1,89 | 0,45 | 1,53 |
|            |                | T3       | 0,84             | 2,86 | 2,1  | 2,8  | 1,97 | 4,22 |
|            |                | T4       | 0,21             | 0,48 | 0,45 | 0,53 | 0,5  | 0,83 |
|            |                | μέσ. ορ. | 0,86             | 1,64 | 1,07 | 1,66 | 1,06 | 2,39 |
|            | Κάθετα         | Τ1       | 1,14             | 2,22 | 2,24 | 2,15 | 2,09 |      |
|            |                | T2       | 0,67             | 2,44 | 2,1  | 2,28 | 1,87 |      |
|            |                | T3       | 0,89             | 3,85 | 3,55 | 3,32 | 2,97 |      |
|            |                | T4       | 0,92             | 1,5  | 1,55 | 1,66 | 1,67 |      |
|            |                | μέσ. ορ. | 0,91             | 2,5  | 2,36 | 2,35 | 2,15 |      |

Πίνακας 3.5.2 Μέση Ισοδύναμη Τάση

**Κτίρια από Λιθοδομή  
2ος Οροφος**

|            | Σεισμική Δράση | Τοίχος   | Μέθοδος Ανάλυσης |      |      |      |      |      |
|------------|----------------|----------|------------------|------|------|------|------|------|
|            |                |          | FEM              | RJ   | RJC  | RJB  | FJ   | P    |
| Κτίριο I   | Παράλληλα      | Π        | 1,13             | 0,52 | 0,47 | 0,44 | 0,43 | 0,7  |
|            |                | T2       | 1,64             | 1,32 | 1,38 | 1,18 | 1,24 | 0,97 |
|            |                | T3       | 1,44             | 1,48 | 1,38 | 1,31 | 1,31 | 0,66 |
|            |                | T4       | 1,65             | 1,34 | 1,34 | 1,19 | 1,28 | 1    |
|            |                | μέσ. ορ. | 1,47             | 1,17 | 1,14 | 1,03 | 1,07 | 0,83 |
|            | Κάθετα         | Π        | 1,54             | 0,48 | 0,35 | 0,31 | 0,25 |      |
|            |                | T2       | 1,78             | 0,87 | 1,01 | 0,71 | 0,9  |      |
|            |                | T3       | 1,47             | 0,46 | 0,45 | 0,34 | 0,38 |      |
|            |                | T4       | 1,6              | 0,99 | 1,24 | 0,96 | 1,31 |      |
|            |                | μέσ. ορ. | 1,6              | 0,7  | 0,76 | 0,58 | 0,71 |      |
| Κτίριο II  | Παράλληλα      | Π        | 1,43             | 1,77 | 1,83 | 1,91 | 1,34 | 1,3  |
|            |                | T2       | 1,5              | 2,26 | 2,65 | 2,51 | 1,98 | 1,05 |
|            |                | T3       | 1,57             | 2,25 | 2,21 | 2,05 | 1,59 | 1,33 |
|            |                | T4       | 1,61             | 1,39 | 1,56 | 1,45 | 1,12 | 0,89 |
|            |                | μέσ. ορ. | 1,53             | 1,92 | 2,06 | 1,98 | 1,51 | 1,14 |
|            | Κάθετα         | Π        | 1,63             | 0,51 | 0,91 | 0,31 | 0,65 |      |
|            |                | T2       | 2,21             | 1,11 | 1,59 | 0,88 | 1,46 |      |
|            |                | T3       | 1,82             | 0,86 | 2,14 | 1    | 1,71 |      |
|            |                | T4       | 1,9              | 1,38 | 2,54 | 1,47 | 2,41 |      |
|            |                | μέσ. ορ. | 1,89             | 0,97 | 1,8  | 0,92 | 1,56 |      |
| Κτίριο III | Παράλληλα      | Π        | 0,94             | 0,82 | 0,72 | 0,81 | 0,72 | 1,03 |
|            |                | T2       | 1,96             | 1,22 | 0,72 | 1,16 | 0,67 | 0,34 |
|            |                | T3       | 1,13             | 1,69 | 1,3  | 1,58 | 1,06 | 1,54 |
|            |                | T4       | 0,28             | 0,41 | 0,38 | 0,46 | 0,4  | 0,51 |
|            |                | μέσ. ορ. | 1,08             | 1,04 | 0,78 | 1    | 0,71 | 0,86 |
|            | Κάθετα         | Π        | 2,26             | 0,81 | 0,66 | 0,64 | 0,53 |      |
|            |                | T2       | 1,56             | 0,57 | 1,24 | 0,56 | 1,03 |      |
|            |                | T3       | 1,89             | 1,65 | 1,39 | 1,12 | 0,92 |      |
|            |                | T4       | 0,86             | 0,3  | 0,29 | 0,37 | 0,39 |      |
|            |                | μέσ. ορ. | 1,64             | 0,83 | 0,9  | 0,67 | 0,72 |      |

Πίνακας 3.5.3 Μέση Ισοδύναμη Τάση Ανηγμένη στη μέση τάση από FEM

**Κτίρια από Λιθοδομή  
1ος Οροφος**

|             | Σεισμική Δράση | Τοίχος     | Μέθοδος Ανάλυσης |      |      |      |      |
|-------------|----------------|------------|------------------|------|------|------|------|
|             |                |            |                  | RJ   | RJC  | RJB  | FJ   |
| Κτίριο I    | Παράλληλα      | T1         | 0,91             | 0,97 | 0,74 | 0,74 | 1,54 |
|             |                | T2         | 1,5              | 1,43 | 1,36 | 1,33 | 2,54 |
|             |                | T3         | 2,6              | 2,47 | 2,57 | 2,47 | 0,9  |
|             |                | T4         | 2,57             | 2,49 | 2,54 | 2,44 | 2,03 |
|             |                | μέσ. ορ.   | 1,9              | 1,94 | 1,8  | 1,75 | 1,75 |
|             | Κάθετα         | T1         | 1,85             | 4,15 | 0,83 | 1,89 |      |
|             |                | T2         | 0,8              | 1,28 | 0,55 | 0,65 |      |
|             |                | T3         | 3,6              | 4,51 | 3,35 | 4,19 |      |
|             |                | T4         | 0,88             | 1,14 | 0,82 | 1,25 |      |
|             |                | μέσ. ορ.   | 1,78             | 2,77 | 1,39 | 1,99 |      |
| Κτίριο II   | Παράλληλα      | T1         | 2,65             | 3,27 | 2,58 | 3,5  | 0,94 |
|             |                | T2         | 3,05             | 5,44 | 3,21 | 4,79 | 2,54 |
|             |                | T3         | 3,42             | 4,41 | 3,19 | 6,03 | 1,17 |
|             |                | T4         | 2,01             | 2,58 | 1,88 | 3,01 | 0,7  |
|             |                | μέσ. ορ.   | 2,78             | 3,92 | 2,72 | 4,33 | 1,34 |
|             | Κάθετα         | T1         | 3                | 17,5 | 9,47 | 14,7 |      |
|             |                | T2         | 4,12             | 5,55 | 4,23 | 5,19 |      |
|             |                | T3         | 2,15             | 12,1 | 5,25 | 16,7 |      |
|             |                | T4         | 1,62             | 5,68 | 3,33 | 5,73 |      |
|             |                | μέσ. ορ.   | 2,72             | 10,2 | 5,57 | 10,6 |      |
| Κτίριο III  | Παράλληλα      | T1         | 1,41             | 1,32 | 1,45 | 1,33 | 3,04 |
|             |                | T2         | 1,3              | 0,32 | 1,33 | 0,32 | 1,08 |
|             |                | T3         | 3,4              | 2,5  | 3,33 | 2,35 | 5,02 |
|             |                | T4         | 2,29             | 2,14 | 2,52 | 2,38 | 3,95 |
|             |                | μέσ. ορ.   | 2,1              | 1,57 | 2,16 | 1,59 | 3,27 |
|             | Κάθετα         | T1         | 1,95             | 1,96 | 1,89 | 1,83 |      |
|             |                | T2         | 3,64             | 3,13 | 3,4  | 2,79 |      |
|             |                | T3         | 4,33             | 3,99 | 3,73 | 3,34 |      |
|             |                | T4         | 1,63             | 1,68 | 1,8  | 1,82 |      |
|             |                | μέσ. ορ.   | 2,89             | 2,69 | 2,71 | 2,44 |      |
| Όλα τα Κτίρ | Παράλληλα      | μέσ. ορ.   | 2,26             | 2,44 | 2,23 | 2,56 | 2,12 |
|             |                | τυπ. απόκ. | 0,84             | 1,43 | 0,85 | 1,64 | 1,36 |
|             | Κάθετα         | μέσ. ορ.   | 2,46             | 5,23 | 3,22 | 5,01 |      |
|             |                | τυπ. απόκ. | 1,23             | 4,88 | 2,47 | 5,25 |      |

Πίνακας 3.5.4 Μέση Ισοδύναμη Τάση Ανηγγμένη στη μέση τάση από FEM

| Κτίρια από Λιθοδομή<br>2ος Οροφος |           |                  |      |      |      |      |      |
|-----------------------------------|-----------|------------------|------|------|------|------|------|
| Σεισμική Δράση                    | Τοίχος    | Μέθοδος Ανάλυσης |      |      |      |      |      |
|                                   |           |                  | RJ   | RJC  | RJB  | FJ   | P    |
| Κτίριο I                          | Παράλληλα | T1               | 0,46 | 0,42 | 0,39 | 0,38 | 0,62 |
|                                   |           | T2               | 0,8  | 0,84 | 0,72 | 0,76 | 0,59 |
|                                   |           | T3               | 1,03 | 0,96 | 0,91 | 0,91 | 0,46 |
|                                   |           | T4               | 0,81 | 0,81 | 0,72 | 0,78 | 0,61 |
|                                   |           | μέσ. ορ.         | 0,78 | 0,76 | 0,68 | 0,71 | 0,57 |
|                                   | Κάθετα    | T1               | 0,31 | 0,23 | 0,2  | 0,16 |      |
|                                   |           | T2               | 0,49 | 0,57 | 0,4  | 0,51 |      |
|                                   |           | T3               | 0,31 | 0,31 | 0,23 | 0,26 |      |
|                                   |           | T4               | 0,62 | 0,78 | 0,6  | 0,82 |      |
|                                   |           | μέσ. ορ.         | 0,43 | 0,47 | 0,36 | 0,44 |      |
| Κτίριο II                         | Παράλληλα | T1               | 1,24 | 1,28 | 1,34 | 0,94 | 0,91 |
|                                   |           | T2               | 1,51 | 1,77 | 1,67 | 1,32 | 0,7  |
|                                   |           | T3               | 1,43 | 1,41 | 1,31 | 1,01 | 0,85 |
|                                   |           | T4               | 0,86 | 0,97 | 0,9  | 0,7  | 0,55 |
|                                   |           | μέσ. ορ.         | 1,26 | 1,36 | 1,3  | 0,99 | 0,75 |
|                                   | Κάθετα    | T1               | 0,31 | 0,56 | 0,19 | 0,4  |      |
|                                   |           | T2               | 0,5  | 0,72 | 0,4  | 0,66 |      |
|                                   |           | T3               | 0,47 | 1,18 | 0,55 | 0,94 |      |
|                                   |           | T4               | 0,73 | 1,34 | 0,77 | 1,27 |      |
|                                   |           | μέσ. ορ.         | 0,5  | 0,95 | 0,48 | 0,82 |      |
| Κτίριο III                        | Παράλληλα | T1               | 0,87 | 0,77 | 0,86 | 0,77 | 1,1  |
|                                   |           | T2               | 0,62 | 0,37 | 0,59 | 0,34 | 0,17 |
|                                   |           | T3               | 1,5  | 1,15 | 1,4  | 0,94 | 1,36 |
|                                   |           | T4               | 1,46 | 1,36 | 1,64 | 1,43 | 1,82 |
|                                   |           | μέσ. ορ.         | 1,11 | 0,91 | 1,12 | 0,87 | 1,11 |
|                                   | Κάθετα    | T1               | 0,36 | 0,29 | 0,28 | 0,23 |      |
|                                   |           | T2               | 0,37 | 0,79 | 0,36 | 0,66 |      |
|                                   |           | T3               | 0,87 | 0,74 | 0,59 | 0,49 |      |
|                                   |           | T4               | 0,35 | 0,34 | 0,43 | 0,45 |      |
|                                   |           | μέσ. ορ.         | 0,49 | 0,54 | 0,42 | 0,46 |      |
| Όλα τα Κτίρ                       | Παράλληλα | μέσ. ορ.         | 1,08 | 1,04 | 1,06 | 0,88 | 0,81 |
|                                   |           | τυπ. απόκ.       | 0,33 | 0,37 | 0,39 | 0,29 | 0,44 |
|                                   | Κάθετα    | μέσ. ορ.         | 0,47 | 0,65 | 0,42 | 0,57 |      |
|                                   |           | τυπ. απόκ.       | 0,18 | 0,35 | 0,18 | 0,32 |      |

Πίνακας 3.5.5 Μέγιστη Ισοδύναμη Τάση Ανεξαρτήτως Ορόφου και Διεύθυνσης Σεισμού

## Κτίρια από Λιθοδομή

|                   | Τοίχος | Μέθοδος Ανάλυσης |      |       |       |       |      |
|-------------------|--------|------------------|------|-------|-------|-------|------|
|                   |        | FEM              | RJ   | RJC   | RJB   | FIJ   | P    |
| <b>Κτίριο I</b>   | Τ1     | 3,55             | 3,9  | 5,56  | 2,78  | 3,9   | 2,46 |
|                   | Τ2     | 3,50             | 3,92 | 5,54  | 3,73  | 4,83  | 3,51 |
|                   | Τ3     | 3,69             | 5    | 6,17  | 5,25  | 6,55  | 1,93 |
|                   | Τ4     | 3,47             | 6,73 | 8     | 6,79  | 7,84  | 4,37 |
| <b>Κτίριο II</b>  | Τ1     | 3,86             | 7,39 | 15,8  | 12,56 | 16,43 | 3,94 |
|                   | Τ2     | 5,52             | 6,32 | 16,86 | 8,16  | 15,3  | 4,19 |
|                   | Τ3     | 4,38             | 13,4 | 23,4  | 16,8  | 28,6  | 4,38 |
|                   | Τ4     | 4,18             | 6,96 | 15,8  | 12,9  | 16,22 | 2,23 |
| <b>Κτίριο III</b> | Τ1     | 5,48             | 5,13 | 7,08  | 5,06  | 6,86  | 5,71 |
|                   | Τ2     | 4,15             | 5,22 | 5     | 5,36  | 4,98  | 2,44 |
|                   | Τ3     | 21,40            | 8,56 | 8,38  | 7,42  | 7,45  | 13,4 |
|                   | Τ4     | 12,90            | 2,52 | 2,97  | 2,68  | 3,13  | 1,45 |

Πίνακας 3.5.1Α Μέση Ισοδύναμη Τάση

**Κτίρια από Λιθοδομή  
1ος Οροφός**

|            | Σεισμική Δράση | Τοίχος   | Μέθοδος Ανάλυσης |      |      |      |      |      |
|------------|----------------|----------|------------------|------|------|------|------|------|
|            |                |          | FEM              | RJ   | RJC  | RJB  | FIJ  | P    |
| Κτίριο I   | Παράλληλα      | Π        | 0,65             | 0,59 | 0,63 | 0,48 | 0,48 | 1    |
|            |                | T2       | 1,09             | 2,28 | 1,93 | 2,2  | 1,8  | 2,39 |
|            |                | T3       | 1,05             | 3,19 | 2,53 | 3,19 | 2,57 | 0,82 |
|            |                | T4       | 1,4              | 4,61 | 3,54 | 4,58 | 3,57 | 2,34 |
|            |                | μέσ. ορ. | 1,05             | 2,67 | 2,16 | 2,61 | 2,11 | 1,64 |
|            | Κάθετα         | Π        | 0,57             | 0,85 | 1,91 | 0,38 | 0,87 |      |
|            |                | T2       | 0,83             | 0,98 | 0,98 | 1    | 0,93 |      |
|            |                | T3       | 0,79             | 2,4  | 2,33 | 2,19 | 2,31 |      |
|            |                | T4       | 0,86             | 0,87 | 0,82 | 0,93 | 1,02 |      |
|            |                | μέσ. ορ. | 0,76             | 1,28 | 1,51 | 1,13 | 1,28 |      |
| Κτίριο II  | Παράλληλα      | Π        | 0,52             | 5,23 | 4,71 | 5,17 | 4,91 | 1,34 |
|            |                | T2       | 0,91             | 3,26 | 4,94 | 4,32 | 4,43 | 1,98 |
|            |                | T3       | 0,62             | 5,64 | 5,26 | 4,97 | 6,62 | 1,59 |
|            |                | T4       | 0,96             | 4,17 | 3,82 | 3,97 | 4,26 | 1,12 |
|            |                | μέσ. ορ. | 0,75             | 4,58 | 4,68 | 4,61 | 5,06 | 1,51 |
|            | Κάθετα         | Π        | 1,46             | 1,54 | 4,67 | 3,44 | 4,15 |      |
|            |                | T2       | 0,91             | 3,56 | 4,71 | 4,48 | 4,47 |      |
|            |                | T3       | 1,37             | 1,48 | 4,26 | 3,1  | 5,5  |      |
|            |                | T4       | 1,61             | 1,23 | 3    | 2,73 | 3,02 |      |
|            |                | μέσ. ορ. | 1,34             | 1,95 | 4,16 | 3,44 | 4,29 |      |
| Κτίριο III | Παράλληλα      | Π        | 0,89             | 2,52 | 1,58 | 2,53 | 1,64 | 2,98 |
|            |                | T2       | 1,54             | 2,88 | 0,85 | 2,94 | 0,87 | 1,53 |
|            |                | T3       | 0,82             | 3,73 | 2,19 | 3,69 | 2,14 | 4,22 |
|            |                | T4       | 0,21             | 0,48 | 0,45 | 0,53 | 0,5  | 0,83 |
|            |                | μέσ. ορ. | 0,87             | 2,4  | 1,27 | 2,42 | 1,29 | 2,39 |
|            | Κάθετα         | Π        | 1,23             | 2,18 | 1,9  | 2,21 | 1,86 |      |
|            |                | T2       | 0,98             | 2,04 | 1,72 | 1,96 | 1,57 |      |
|            |                | T3       | 1,17             | 3,1  | 2,77 | 2,92 | 2,52 |      |
|            |                | T4       | 0,92             | 1,5  | 1,55 | 1,65 | 1,67 |      |
|            |                | μέσ. ορ. | 1,08             | 2,21 | 1,99 | 2,19 | 1,91 |      |

Πίνακας 3.5.2.A Μέση Ισοδύναμη Τάση

**Κτίρια από Λιθοδομή  
2ος Οροφος**

|            | Σεισμική Δράση | Τοίχος   | Μέθοδος Ανάλυσης |      |      |      |      |      |
|------------|----------------|----------|------------------|------|------|------|------|------|
|            |                |          | FEM              | RJ   | RJC  | RJB  | FJ   | P    |
| Κτίριο I   | Παράλληλα      | Π1       | 1,16             | 1,14 | 0,85 | 1,09 | 0,86 | 0,7  |
|            |                | T2       | 1,58             | 2,02 | 1,81 | 1,99 | 1,88 | 0,97 |
|            |                | T3       | 1,34             | 1,79 | 1,6  | 1,7  | 1,58 | 0,66 |
|            |                | T4       | 1,6              | 1,85 | 1,73 | 1,77 | 1,8  | 1    |
|            |                | μέσ. ορ. | 1,42             | 1,7  | 1,5  | 1,64 | 1,53 | 0,83 |
|            | Κάθετα         | Π1       | 1,56             | 1,66 | 0,74 | 1,72 | 0,72 |      |
|            |                | T2       | 1,78             | 1,35 | 1,16 | 1,33 | 1,17 |      |
|            |                | T3       | 1,62             | 1,76 | 1,2  | 1,78 | 1,21 |      |
|            |                | T4       | 1,62             | 1,36 | 1,19 | 1,38 | 1,23 |      |
|            |                | μέσ. ορ. | 1,65             | 1,53 | 1,07 | 1,55 | 1,08 |      |
| Κτίριο II  | Παράλληλα      | Π1       | 1,65             | 3,31 | 3,78 | 4,51 | 3,4  | 1,3  |
|            |                | T2       | 2,18             | 3,22 | 3,56 | 3,97 | 3,06 | 1,05 |
|            |                | T3       | 1,82             | 3,38 | 3,68 | 4,09 | 3,25 | 1,33 |
|            |                | T4       | 1,85             | 2,08 | 2,34 | 2,46 | 2,02 | 0,89 |
|            |                | μέσ. ορ. | 1,88             | 3    | 3,34 | 3,76 | 2,93 | 1,14 |
|            | Κάθετα         | Π1       | 1,19             | 1,8  | 2,4  | 2,47 | 2,2  |      |
|            |                | T2       | 1,45             | 3,25 | 3,44 | 4,56 | 3,36 |      |
|            |                | T3       | 1,51             | 1,79 | 2,24 | 2,05 | 1,98 |      |
|            |                | T4       | 1,58             | 1,9  | 2,36 | 2,38 | 2,34 |      |
|            |                | μέσ. ορ. | 1,43             | 2,19 | 2,61 | 2,87 | 2,47 |      |
| Κτίριο III | Παράλληλα      | Π1       | 0,84             | 1,5  | 1,1  | 1,52 | 1,13 | 1,03 |
|            |                | T2       | 1,87             | 2,26 | 1,45 | 2,25 | 1,49 | 0,34 |
|            |                | T3       | 1,5              | 2,37 | 1,61 | 2,3  | 1,51 | 1,54 |
|            |                | T4       | 0,26             | 1,11 | 0,93 | 1,25 | 1,08 | 0,51 |
|            |                | μέσ. ορ. | 1,12             | 1,81 | 1,27 | 1,83 | 1,3  | 0,86 |
|            | Κάθετα         | Π1       | 2,33             | 1,94 | 1,45 | 1,88 | 1,4  |      |
|            |                | T2       | 1,6              | 1,24 | 1,95 | 1,33 | 1,91 |      |
|            |                | T3       | 2,1              | 2,86 | 2,18 | 2,59 | 2,02 |      |
|            |                | T4       | 0,87             | 0,76 | 0,59 | 0,78 | 0,66 |      |
|            |                | μέσ. ορ. | 1,73             | 1,7  | 1,54 | 1,65 | 1,5  |      |

Πίνακας 3.5.3.A Μέση Ισοδύναμη Τάση Ανηγμένη στη μέση τάση από FEM

**Κτίρια από Λιθοδομή  
1ος Οροφος**

| Σεισμική Δράση | Τοίχος    | Μέθοδος Ανάλυσης |      |      |      |      |      |
|----------------|-----------|------------------|------|------|------|------|------|
|                |           |                  | RJ   | RJC  | RJB  | FIJ  | P    |
| Κτίριο I       | Παράλληλα | Π                | 0,91 | 0,97 | 0,74 | 0,74 | 1,54 |
|                |           | T2               | 2,09 | 1,77 | 2,02 | 1,65 | 2,19 |
|                |           | T3               | 3,04 | 2,41 | 3,04 | 2,45 | 0,78 |
|                |           | T4               | 3,29 | 2,53 | 3,27 | 2,55 | 1,67 |
|                |           | μέσ. ορ.         | 2,33 | 2,06 | 2,27 | 1,85 | 1,55 |
|                | Κάθετα    | Π                | 1,49 | 3,35 | 0,67 | 1,53 |      |
|                |           | T2               | 1,18 | 1,18 | 1,2  | 1,12 |      |
|                |           | T3               | 3,04 | 2,95 | 2,77 | 2,92 |      |
|                |           | T4               | 1,01 | 0,95 | 1,08 | 1,19 |      |
|                |           | μέσ. ορ.         | 1,68 | 2,11 | 1,43 | 1,69 |      |
| Κτίριο II      | Παράλληλα | Π                | 10,1 | 9,06 | 9,94 | 9,44 | 2,58 |
|                |           | T2               | 3,58 | 5,43 | 4,75 | 4,87 | 2,18 |
|                |           | T3               | 9,1  | 8,48 | 8,02 | 10,7 | 2,56 |
|                |           | T4               | 4,34 | 3,98 | 4,14 | 4,44 | 1,17 |
|                |           | μέσ. ορ.         | 6,77 | 6,74 | 6,71 | 7,36 | 2,12 |
|                | Κάθετα    | Π                | 1,05 | 3,2  | 2,36 | 2,84 |      |
|                |           | T2               | 3,91 | 5,18 | 4,92 | 4,91 |      |
|                |           | T3               | 1,08 | 3,11 | 2,26 | 4,01 |      |
|                |           | T4               | 0,76 | 1,86 | 1,7  | 1,88 |      |
|                |           | μέσ. ορ.         | 1,7  | 3,34 | 2,81 | 3,41 |      |
| Κτίριο III     | Παράλληλα | Π                | 2,83 | 1,78 | 2,84 | 1,84 | 3,35 |
|                |           | T2               | 1,87 | 0,55 | 1,91 | 0,56 | 0,99 |
|                |           | T3               | 4,55 | 2,67 | 4,5  | 2,61 | 5,15 |
|                |           | T4               | 2,29 | 2,14 | 2,52 | 2,38 | 3,95 |
|                |           | μέσ. ορ.         | 2,88 | 1,79 | 2,94 | 1,85 | 3,36 |
|                | Κάθετα    | Π                | 1,77 | 1,54 | 1,8  | 1,51 |      |
|                |           | T2               | 2,08 | 1,76 | 2    | 1,6  |      |
|                |           | T3               | 2,65 | 2,37 | 2,5  | 2,15 |      |
|                |           | T4               | 1,63 | 1,68 | 1,79 | 1,82 |      |
|                |           | μέσ. ορ.         | 2,03 | 1,84 | 2,02 | 1,77 |      |
| Όλα τα Κτίρ    | Παράλληλα | μέσ. ορ.         | 4    | 3,48 | 3,97 | 3,68 | 2,12 |
|                |           | τυπ. απόκ.       | 2,8  | 2,78 | 2,6  | 3,24 | 1,36 |
|                | Κάθετα    | μέσ. ορ.         | 1,81 | 2,43 | 2,1  | 2,29 |      |
|                |           | τυπ. απόκ.       | 0,96 | 1,19 | 1,1  | 1,18 |      |

Πίνακας 3.5.4.A Μέση Ισοδύναμη Τάση Ανηγμένη στη μέση τάση από FEM

| Κτίρια από Λιθοδομή<br>2ος Οροφος |           |                  |      |      |      |      |      |
|-----------------------------------|-----------|------------------|------|------|------|------|------|
| Σεισμική Δράση                    | Τοίχος    | Μέθοδος Ανάλυσης |      |      |      |      |      |
|                                   |           |                  | RJ   | RJC  | RJB  | FJ   | P    |
| Κτίριο I                          | Παράλληλα | Π                | 0,98 | 0,73 | 0,94 | 0,74 | 0,6  |
|                                   |           | T2               | 1,28 | 1,15 | 1,26 | 1,19 | 0,61 |
|                                   |           | T3               | 1,34 | 1,19 | 1,27 | 1,18 | 0,49 |
|                                   |           | T4               | 1,16 | 1,08 | 1,1  | 1,13 | 0,63 |
|                                   |           | μέσ. ορ.         | 1,19 | 1,04 | 1,14 | 1,06 | 0,58 |
|                                   | Κάθετα    | Π                | 1,06 | 0,47 | 1,1  | 0,46 |      |
|                                   |           | T2               | 0,76 | 0,65 | 0,75 | 0,66 |      |
|                                   |           | T3               | 1,09 | 0,74 | 1,1  | 0,75 |      |
|                                   |           | T4               | 0,84 | 0,73 | 0,85 | 0,76 |      |
|                                   |           | μέσ. ορ.         | 0,94 | 0,65 | 0,95 | 0,66 |      |
| Κτίριο II                         | Παράλληλα | Π                | 2,01 | 2,29 | 2,73 | 2,06 | 0,79 |
|                                   |           | T2               | 1,48 | 1,63 | 1,82 | 1,4  | 0,48 |
|                                   |           | T3               | 1,86 | 2,02 | 2,25 | 1,79 | 0,73 |
|                                   |           | T4               | 1,12 | 1,26 | 1,33 | 1,09 | 0,48 |
|                                   |           | μέσ. ορ.         | 1,62 | 1,8  | 2,03 | 1,59 | 0,62 |
|                                   | Κάθετα    | Π                | 1,51 | 2,02 | 2,08 | 1,85 |      |
|                                   |           | T2               | 2,24 | 2,37 | 3,14 | 2,32 |      |
|                                   |           | T3               | 1,19 | 1,48 | 1,36 | 1,31 |      |
|                                   |           | T4               | 1,2  | 1,49 | 1,51 | 1,48 |      |
|                                   |           | μέσ. ορ.         | 1,54 | 1,84 | 2,02 | 1,74 |      |
| Κτίριο III                        | Παράλληλα | Π                | 1,79 | 1,31 | 1,81 | 1,35 | 1,23 |
|                                   |           | T2               | 1,21 | 0,78 | 1,2  | 0,8  | 0,18 |
|                                   |           | T3               | 1,58 | 1,07 | 1,53 | 1,01 | 1,03 |
|                                   |           | T4               | 4,27 | 3,58 | 4,81 | 4,15 | 1,96 |
|                                   |           | μέσ. ορ.         | 2,21 | 1,68 | 2,34 | 1,83 | 1,1  |
|                                   | Κάθετα    | Π                | 0,83 | 0,62 | 0,81 | 0,6  |      |
|                                   |           | T2               | 0,78 | 1,22 | 0,83 | 1,19 |      |
|                                   |           | T3               | 1,36 | 1,04 | 1,23 | 0,96 |      |
|                                   |           | T4               | 0,87 | 0,68 | 0,9  | 0,76 |      |
|                                   |           | μέσ. ορ.         | 0,96 | 0,89 | 0,94 | 0,88 |      |
| Όλα τα Κτίρ                       | Παράλληλα | μέσ. ορ.         | 1,59 | 1,38 | 1,78 | 1,35 | 0,81 |
|                                   |           | τυπ. απόκ.       | 0,93 | 0,89 | 1,1  | 1    | 0,44 |
|                                   | Κάθετα    | μέσ. ορ.         | 1,14 | 1,13 | 1,3  | 1,09 |      |
|                                   |           | τυπ. απόκ.       | 0,4  | 0,6  | 0,69 | 0,56 |      |

Πίνακας 3.5.5.A Μέγιστη Ισοδύναμη Τάση Ανεξαρτήτως Ορόφου και Διεύθυνσης Σεισμού

**Κτίρια από Λιθοδομή**

|                   | Τοίχος | Μέθοδος Ανάλυσης |      |       |       |       |      |
|-------------------|--------|------------------|------|-------|-------|-------|------|
|                   |        | FEM              | RJ   | RJC   | RJB   | FIJ   | P    |
| <b>Κτίριο I</b>   | Π      | 3,55             | 7,8  | 5,56  | 8,6   | 3,3   | 2,46 |
|                   | T2     | 3,50             | 7    | 6,4   | 7,8   | 6,9   | 3,51 |
|                   | T3     | 3,69             | 10,9 | 6,2   | 5,2   | 11,9  | 1,93 |
|                   | T4     | 3,47             | 13,4 | 10,13 | 15,2  | 8,9   | 4,37 |
| <b>Κτίριο II</b>  | Π      | 3,86             | 14,2 | 15,8  | 19,4  | 16,43 | 3,94 |
|                   | T2     | 5,52             | 14,9 | 16,9  | 14,38 | 22,7  | 15,3 |
|                   | T3     | 4,38             | 13,4 | 23,4  | 19,9  | 28,6  | 4,38 |
|                   | T4     | 4,18             | 1,45 | 15,8  | 12,9  | 16,22 | 2,23 |
| <b>Κτίριο III</b> | Π      | 5,48             | 9,5  | 7,08  | 10,8  | 6,86  | 5,71 |
|                   | T2     | 4,15             | 10,9 | 12,85 | 11,4  | 13,6  | 2,44 |
|                   | T3     | 21,40            | 10,2 | 8,38  | 10,3  | 7,45  | 13,4 |
|                   | T4     | 12,90            | 4,9  | 5,36  | 5,6   | 6,1   | 1,45 |

### 3.6 Ανάλυση με την Προσεγγιστική Μέθοδο των Πεσσών

Η προσεγγιστική μέθοδος των πεσσών, συμπληρωμένη με τις απλές βοηθητικές σχέσεις που ανέπτυξε ο Η. Κοσμόπουλος (1969) με βάση τη θεωρία ελαστικών συνδέσμων του Ρουσόπουλου, είναι η πιό συνηθισμένη μέθοδος ανάλυσης κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία στη σημερινή Ελληνική Πρακτική. Κατά τη μέθοδο αυτή η συνολική σεισμική τέμνουσα κάθε ορόφου κατανέμεται στους παράλληλους στη διεύθυνσή της τοίχους ανάλογα με τη "δυσκαμψία" τους. Η "δυσκαμψία ορόφου" ενός τοίχου υπολογίζεται σαν το αντίστροφο της ευκαμψίας του, η οποία με τη σειρά της έχει μία συνιστώσα από τη διατμητική ευκαμψία των επιμέρους πεσσών, μία από την καμπτική τους, με θεώρηση "ελαστικής πάκτωσής" τους στα ανώφλια του ανωτέρου και του κατωτέρου ορόφου, και μία τρίτη από την ευκαμψία του ορόφου σαν σύνολο, θεωρούμενου πακτωμένου στη βάση του και ελεύθερου στην κορυφή του. Σημειώνεται ότι η έννοια της "δυσκαμψίας ορόφου" και ο ανωτέρω κατά προσέγγιση υπολογισμός της, έχουν έννοια μόνο σε περίπτωση κτιρίων με δύσκαμπτα μέσα στο επίπεδό τους πατώματα, και με εύκαμπτους πεσσούς σε σχέση με τα ανώφλια, συνθήκες που σπάνια συναντώνται στην πράξη. Μετά την κατανομή της συνολικής τέμνουσας ορόφου στους επιμέρους τοίχους, η τέμνουσα του κάθε τοίχου κατανέμεται στους πεσσούς του ανάλογα της "δυσκαμψίας" τους (π.χ. ανάλογα της οριζόντιας επιφανείας τους, θεωρώντας ότι η κύρια συνιστώσα της ευκαμψίας τους είναι η διατμητική), και μεταφράζεται σε καμπτικές ροπές στην κορυφή και τη βάση του πεσσού, λαμβάνοντας υπόψη τη διαφορά των "βαθμών πάκτωσής" τους στα αντίστοιχα ανώφλια. Απ' αυτές τις καμπτικές ροπές στην κορυφή και στη βάση του πεσσού, και από την θλιπτική αξονική δύναμη λόγω κατακορύφων φορτίων (αγνοώντας δηλαδή την επιρροή της σεισμικής ροπής ανατροπής), υπολογίζεται η κατανομή των κατακορύφων ορθών τάσεων  $\sigma_x$  κατά πλάτος του πεσσού. Οι τάσεις αυτές συνδυάζονται με τις λόγω τέμνουσας του πεσσού διατμητικές τάσεις  $\tau_{xy}$  στην ίδια διατομή, δίνοντας τις κύριες εφελκυστικές και θλιπτικές τάσεις. Είναι προφανές ότι οι κύριες αυτές τάσεις αντικατοπτρίζουν μόνο την επίπεδη ένταση από τις σεισμικές δυνάμεις τις παράλληλες στον τοίχο, αγνοώντας την καμπτική, λόγω των εγκαρσίων στον τοίχο δυνάμεων.

Οι βασικές γενικές παραδοχές αυτής της προσεγγιστικής μεθόδου ανάλυσης είναι αναλυτικότερα οι εξής:

1. Οι πεσσοί του κατωτέρου ορόφου θεωρούνται πλήρως πακτωμένοι στην βάση τους και μερικώς πακτωμένοι στο ανώτερο άκρο τους. Ο βαθμός πάκτωσης εξαρτάται από την δυσκαμψία των υπολοίπων μελών που συντρέχουν στην κορυφή του πεσσού ισογείου,

μέσα στο επίπεδο του. Η δυσκαμψία αυτή υπολογίζεται με θεώρηση πάκτωσης των μελών αυτών στο άλλο άκρο τους.

2. Οι πεσσοί των υπολοίπων ορόφων είναι μερικώς πακτωμένοι και στα δύο άκρα τους, με βαθμό πάκτωσης που υπολογίζεται όπως αναφέρεται πιο πάνω για την κορυφή των πεσσών του κατωτέρου ορόφου.
3. Η συνολική τέμνουσα δύναμη κάθε ορόφου κατανέμεται μόνο στους φέροντες τοίχους οι οποίοι είναι παράλληλοι στη διεύθυνσή της. Επομένως, οι τοίχοι δεν θεωρούνται ότι καταπονούνται από δυνάμεις κάθετες στο επίπεδό τους.

Για την ανάλυση των κτιρίων με την μέθοδο αυτή έγιναν εδώ οι εξής επιπλέον παραδοχές:

4. Η κατανομή της σεισμικής δύναμης καθ' ύψος του κτιρίου είναι ομοιόμορφη.
5. Η συνολική τέμνουσα  $V_i$  του ορόφου  $i$  κατανέμεται στους τοίχους οι οποίοι είναι παράλληλοι στην διεύθυνσή της ανάλογα με τη δυσκαμψία τους. Η παραδοχή αυτή είναι εύλογη όταν τα πατώματα είναι πολύ δύσκαμπτα ώστε να λειτουργούν ως άκαμπτα οριζόντια διαφράγματα. Στη συγκεκριμένη περίπτωση είναι εξαιρετικά αμφίβολο ότι η πυκνή διαδοκίδωση των ξυλοδοκών των δαπέδων των κτιρίων επιτρέπει τη θεώρηση των πατωμάτων σαν άκαμπτα. Εν τούτοις η παραδοχή αυτή έγινε, και ελλείπει μιάς εξ' ίσου πρακτικής εναλλακτικής παραδοχής, και επειδή συνηθίζεται στην πράξη ασχέτως της δυσκαμψίας των πατωμάτων.
6. Η επιρροή της περί κατακόρυφο άξονα στροφής λόγω εκκεντρότητας μεταξύ Κέντρου Βάρους και Κέντρου Ελαστικής Στροφής αγνοείται.

Η διαδικασία υπολογισμού των εντατικών μεγεθών των πεσσών κατά τη μέθοδο αυτή είναι η εξής: Όπως προτείνεται από τον Κοσμοπούλο (1969) η δυσκαμψία ενός τοίχου υπολογίζεται από τη σχέση :

$$D_w = \frac{V}{(\delta_s + \delta_b + \delta_p)} \quad (3.6)$$

Οπου  $\delta_s$  : μετακίνηση της κορυφής του τοίχου λόγω διατμητικών παραμορφώσεων,  $\delta_b$  : μετακίνηση της κορυφής του τοίχου λόγω καμπτικής παραμόρφωσης του τοίχου σαν σύνολο,  $\delta_p$  : μετακίνηση της κορυφής λόγω καμπτικής παραμόρφωσης των πεσσών,  $V$  : οριζόντια δύναμη στην κορυφή του τοίχου με μοναδιαίο μέγεθος.

Οι παραπάνω όροι υπολογίζονται κατά προσέγγιση ως εξής, για μοναδιαία τιμή της  $V$ :  
 Οπου  $h$  : ύψος ορόφου,  $h_p$  : μέσο ύψος πεσσών στον όροφο,  $l_o$  : μήκος του ανοίγματος  $i$ ,  $l_{p_i}$  : μήκος του πεσσού  $i$ ,  $n$  : αριθμός πεσσών του συγκεκριμένου τοίχου,  $l$  : συνολικό μήκος τοίχου,  $E$  : μέτρο ελαστικότητας,  $t$  : πάχος τοίχου. Ομοίως, με υπόθεση πάκτωσης του

$$\delta_s = \frac{3h}{l} \left( 1 + \frac{\overline{h_p} \sum_{i=1}^n l_{oi}}{h \sum_{i=1}^n l_{pi}} \right) \frac{1}{Et} \quad (3.7)$$

ορόφου στη στάθμη του ενός πατώματος, και ελευθερίας σ' αυτήν του άλλου πατώματος:

$$\delta_b = 4 \left( \frac{h}{l} \right)^3 \frac{1}{Et} \quad (3.8)$$

Τέλος,

$$\delta_p = \frac{1}{Et \sum_{i=1}^n \frac{1}{\mu_i \left( \frac{h p_i}{l p_i} \right)^3}} \quad (3.9)$$

όπου  $\mu_i$  : συντελεστής που εξαρτάται από τον βαθμό πάκτωσης του πεσσού  $i$  και  $h p_i$  : ύψος πεσσού  $i$ .

Ο υπολογισμός του συντελεστή  $\mu_i$  γίνεται για κάθε πεσσό χωριστά από τη σχέση :

$$\mu_i = \frac{1 + k_{oi} + k_{ui} + \frac{3}{4} k_{oi} k_{ui}}{1 + \frac{1}{4} k_{oi} + \frac{1}{4} k_{ui}} \quad (3.10)$$

όπου:

$$k_{oi} = \frac{\frac{J_i}{h p_i}}{\sum \frac{J_o}{l_o}} \quad (3.11)$$

$$k_{ui} = \frac{\frac{J_i}{h p_i}}{\sum \left( \frac{J_u}{l_u} \right)} \quad (3.12)$$

Στις εξ. (3.11) και (3.12)  $J_i$  είναι η ροπή αδρανείας της διατομής του πεσσού  $i$  ως προς κεντροβαρικό άξονα κάθετο στο επίπεδο του τοίχου,  $J_o$  και  $J_u$  είναι οι ροπές αδρανείας

κάθε άλλης συντρέχουσας δοκού ανωφλίου και πεσσών στο άνω και κάτω άκρο του πεσσού αντιστοίχως ως προς κεντροβαρικό άξονα κάθετο στο επίπεδο του τοίχου,  $I_o$  και  $I_u$  είναι το μήκος κάθε συντρέχουσας δοκού ή πεσσού στο άνω και κάτω άκρο του πεσσού αντιστοίχως.

Η οριζόντια δύναμη  $V_{w_j}$  την οποία αναλαμβάνει ο τοίχος  $j$  ενός ορόφου, προκύπτει από τη σχέση :

$$V_{w_j} = \frac{V_i \cdot D_{w_j}}{\sum_{k=1}^m D_{w_k}} \quad (3.13)$$

όπου :  $\sum D_{w_k}$  είναι το άθροισμα των δυσκαμψιών των τοίχων οι οποίοι είναι παράλληλοι στην εξεταζόμενη διεύθυνση της σεισμικής δράσης και  $V_i$  : η τέμνουσα ορόφου.

Η οριζόντια δύναμη κάθε τοιχώματος κατανέμεται σε τέμνουσα των πεσσών που το αποτελούν, ανάλογα με την επιφάνεια της οριζοντίας διατομής τους,  $A_p$ .

$$V_{p_i} = V_{w_j} \frac{A_{p_i}}{\sum_{i=1}^n A_{p_i}} \quad (3.14)$$

όπου  $V_{p_i}$  : σεισμική δύναμη πεσσού  $i$ ,  $A_{p_i}$  : επιφάνεια οριζοντίας διατομής πεσσού  $i$   $n$  : αριθμός πεσσών τοίχου  $j$ .

Οι ροπές άκρων οι οποίες συνοδεύουν την τέμνουσα  $V_p$  ενός πεσσού υπολογίζονται για το κάτω άκρο από τη σχέση :

$$M_u = \lambda \cdot V_p \cdot h_p \quad (3.15)$$

και για το άνω άκρο του πεσσού από τη σχέση :

$$M_o = (1 - \lambda) \cdot V_p \cdot h_p \quad (3.16)$$

Ο συντελεστής  $\lambda$  ισούται με τον λόγο της απόστασης του σημείου μηδενισμού των ροπών από το κάτω άκρο προς το ύψος του πεσσού και δίδεται από την προσεγγιστική σχέση:

$$\lambda = \frac{k_o + 2}{k_o + k_u + 4} \quad (3.17)$$

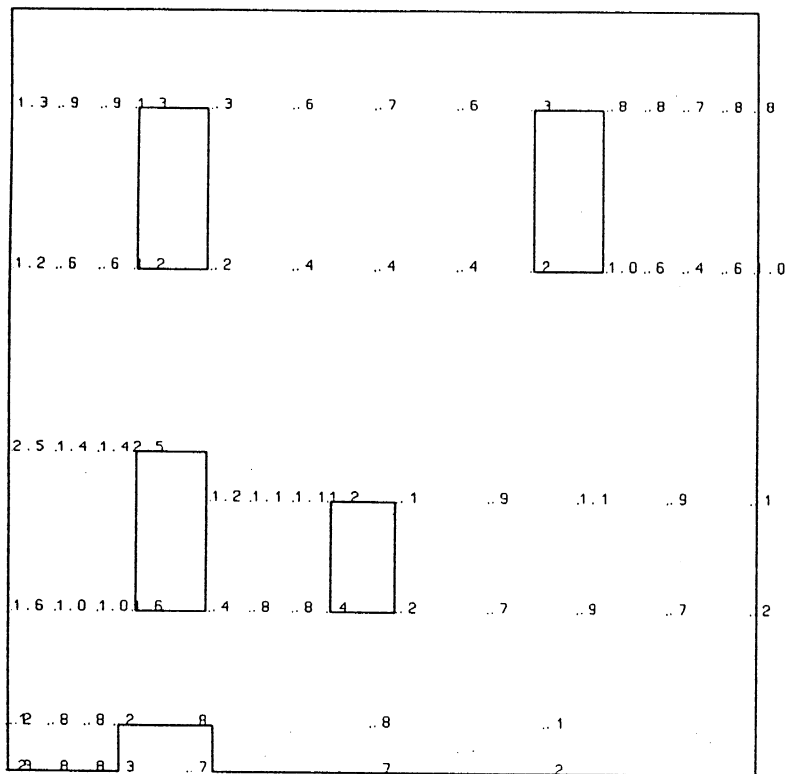
Η ορθή τάση  $\sigma_x$  μέσα στο επίπεδο του τοίχου στην ακραία διατομή ενός πεσσού που καταπονείται από ροπή  $M_z$  ως προς άξονα κάθετο στο επίπεδο του τοίχου, από ορθή δύναμη  $N$  και από τέμνουσα  $V_y$  μέσα στο επίπεδο του τοίχου (Σχ. 3.5.6) υπολογίζεται σε απόσταση  $y$  από τον κεντροβαρικό άξονα της διατομής από τη σχέση:

$$\sigma_x = \frac{N}{A} - \frac{M_z \cdot y}{J_z} \quad (3.18)$$

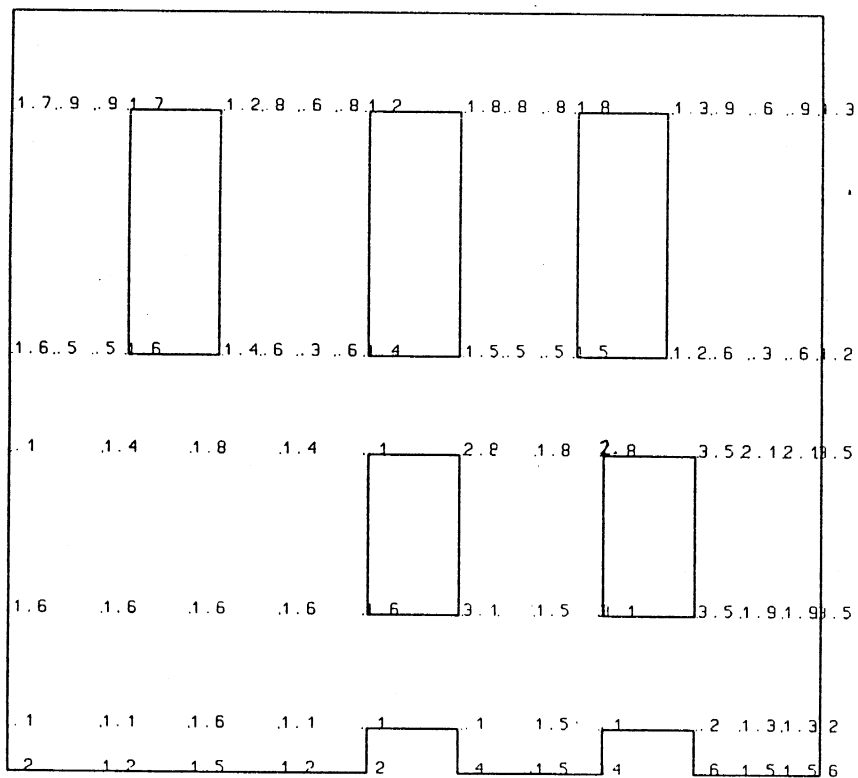
όπου :  $A$  η επιφάνεια διατομής πεσσού,  $J_z$  η ροπή αδρανείας ως προς άξονα  $z$ . Η διατμητική τάση υπολογίζεται από την εξ.(3.8). Οι κύριες τάσεις υπολογίζονται πάλι από την εξ. (3.9) και χρησιμοποιούνται στο διαξονικό κριτήριο αστοχίας του Κεφ.2.1 για τον υπολογισμό της ισοδύναμης τάσης  $\sigma^*$ .

Οι τιμές της  $\sigma^*$  σημειώνονται στα Σχ.3.6.1-3.6.12 στις θέσεις των διατομών κορυφής και βάσης των πεσσών, όπου υπολογίζονται, στις ίδιες θέσεις όπου υπολογίσθηκαν και οι τάσεις  $\sigma^*$  από τη Μέθοδο Πεπερασμένων Στοιχείων, για την περίπτωση της σεισμικής δράσης της παράλληλης στον τοίχο, για την οποία και μόνο εφαρμόζεται η Προσεγγιστική Μέθοδος των Πεσσών.

Τα Σχ. 3.5.19-3.5.24 και οι Πίνακες 3.5.1-3.5.5 επιτρέπουν τη σύγκριση της μέσης τιμής της τάσης  $\sigma^*$  στα σημεία που υπολογίζεται με τη Μέθοδο των Πεσσών (P) με αυτά της Μεθόδου Πεπερασμένων Στοιχείων (FEM) και των διαφόρων τρόπων εφαρμογής της Μεθόδου του Ισοδυνάμου Πλαισίου στο χώρο (RJ, RJB, RJC, FIJ). Οι μέσες τιμές υπολογίζονται χωριστά ανά τοίχο και όροφο, κ.λ.π., και χωριστά για κάθε διεύθυνση της σεισμικής δράσης.



**Fig. 3.6.1 Building I, Wall W1**  
Method of Piers. Equivalent Stress, seismic action parallel to the walls



**Fig. 3.6.2 Building I, Wall W2**  
Method of Piers. Equivalent Stress, seismic action parallel to the walls

3.96

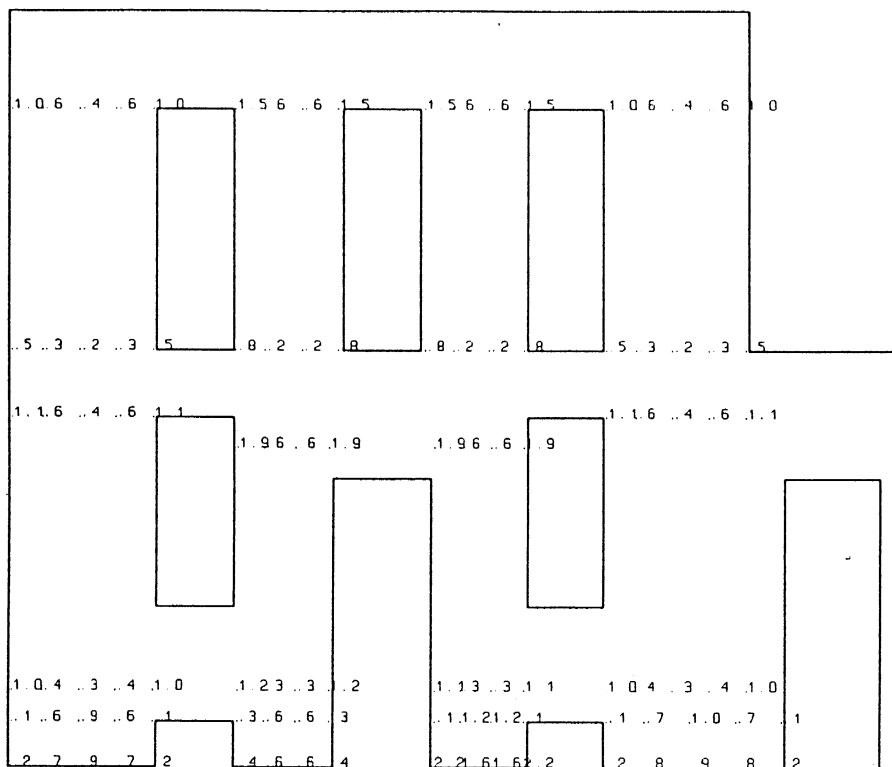


Fig. 3.6.3 Building I, Wall W4

Method of Piers. Equivalent Stress, seismic action parallel to the walls

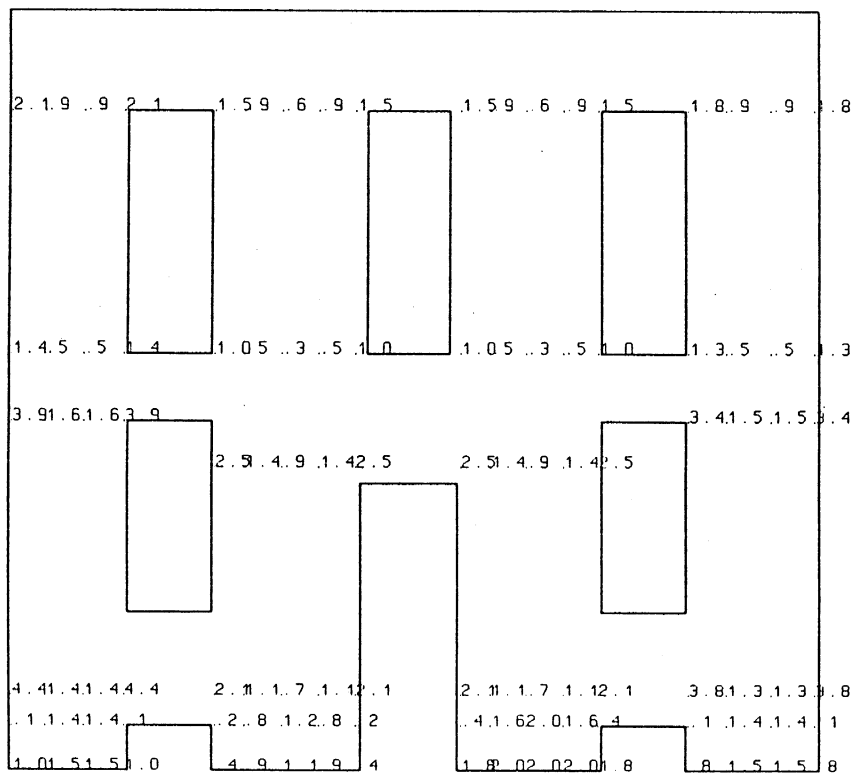


Fig. 3.6.4 Building I, Wall W4

Method of Piers. Equivalent Stress, seismic action parallel to the walls

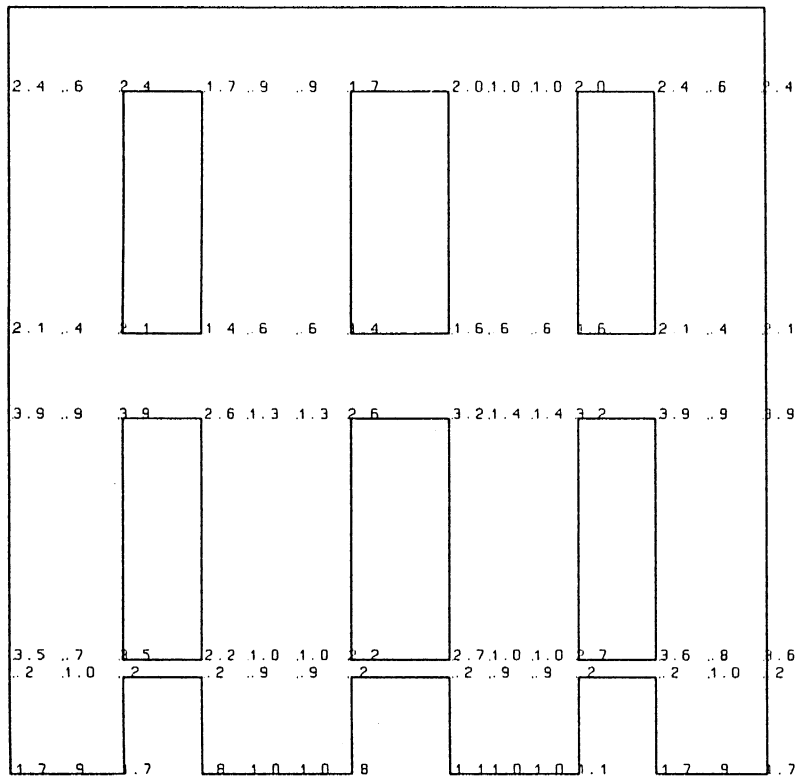


Fig. 3.6.5 Building II, Wall W1

Method of Piers. Equivalent Stress, seismic action parallel to the walls

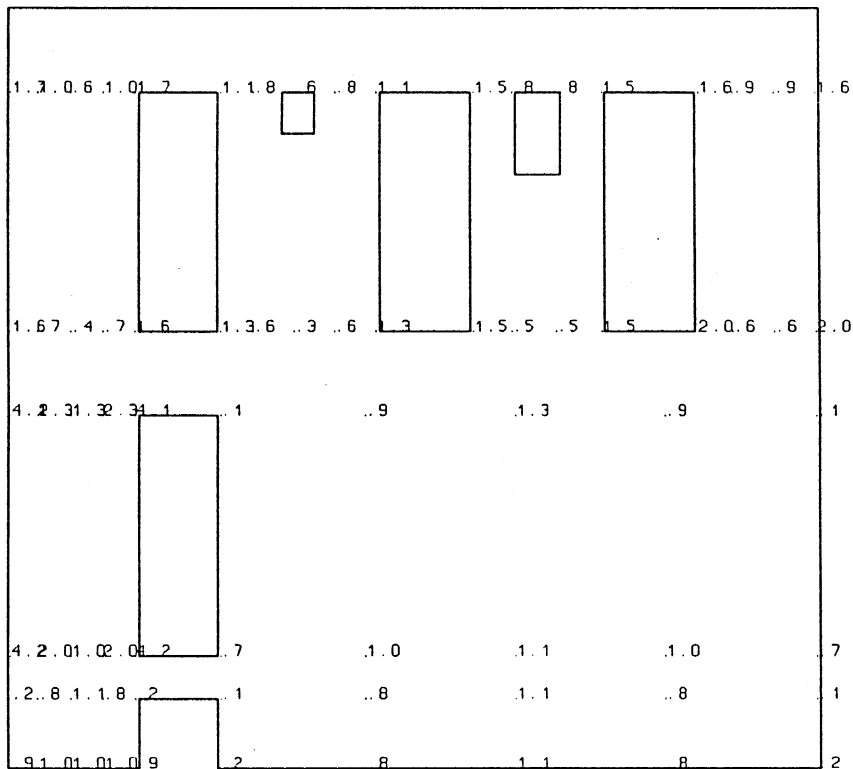
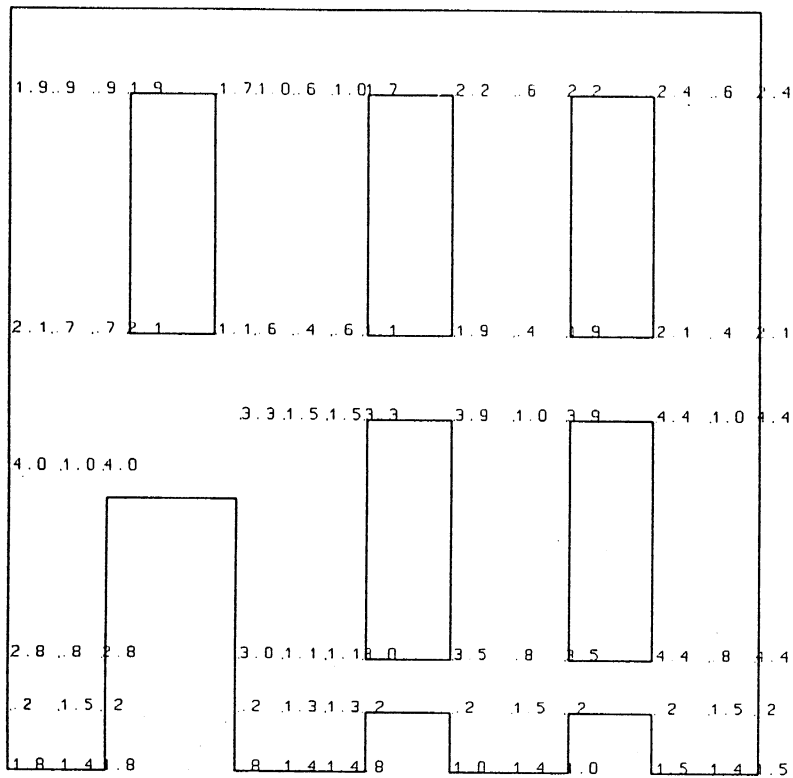
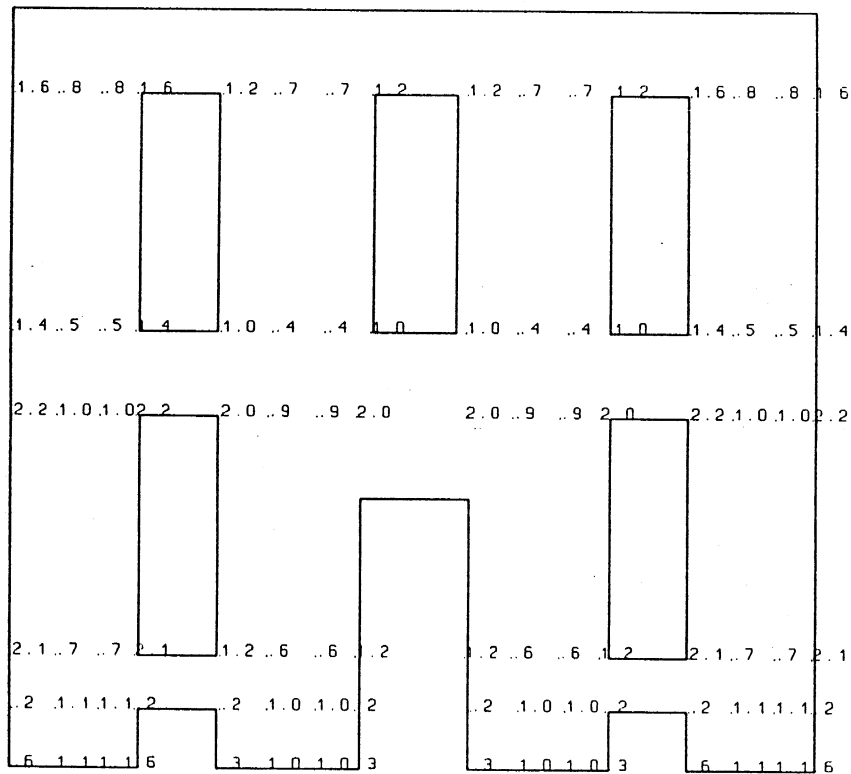


Fig. 3.6.6 Building II, Wall W2

Method of Piers. Equivalent Stress, seismic action parallel to the walls



**Fig. 3.6.7 Building II, Wall W3**  
Method of Piers. Equivalent Stress, seismic action parallel to the walls



**Fig. 3.6.8 Building II, Wall W4**  
Method of Piers. Equivalent Stress, seismic action parallel to the walls

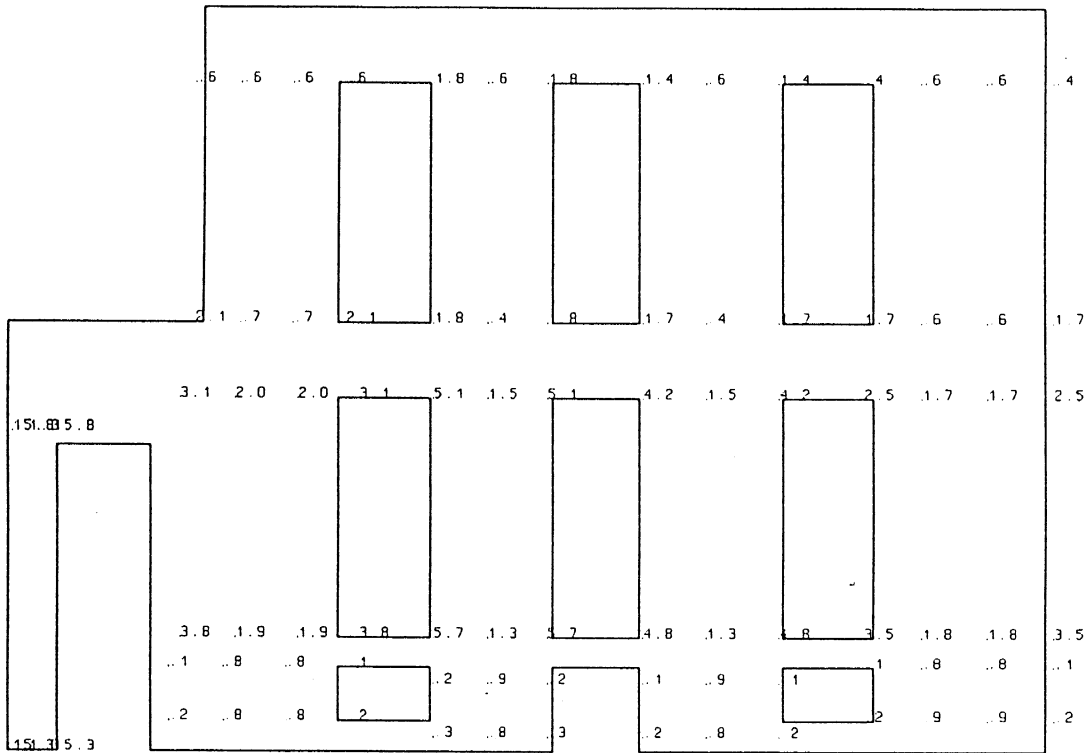


Fig. 3.6.9 Building III, Wall W1

Method of Piers. Equivalent Stress, seismic action parallel to the walls

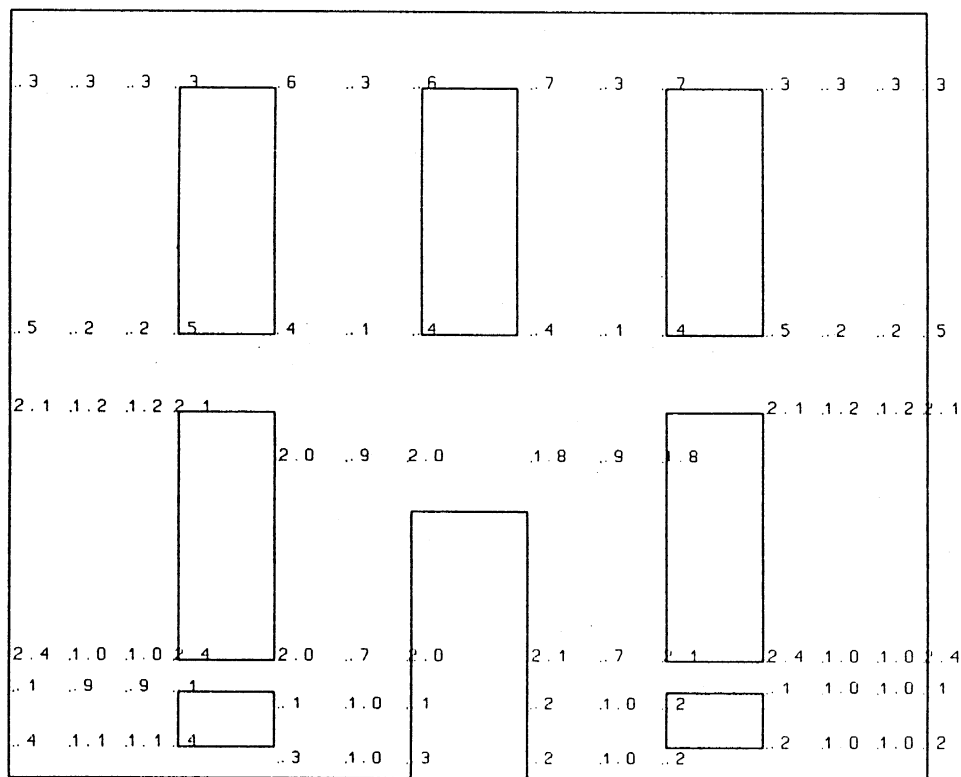
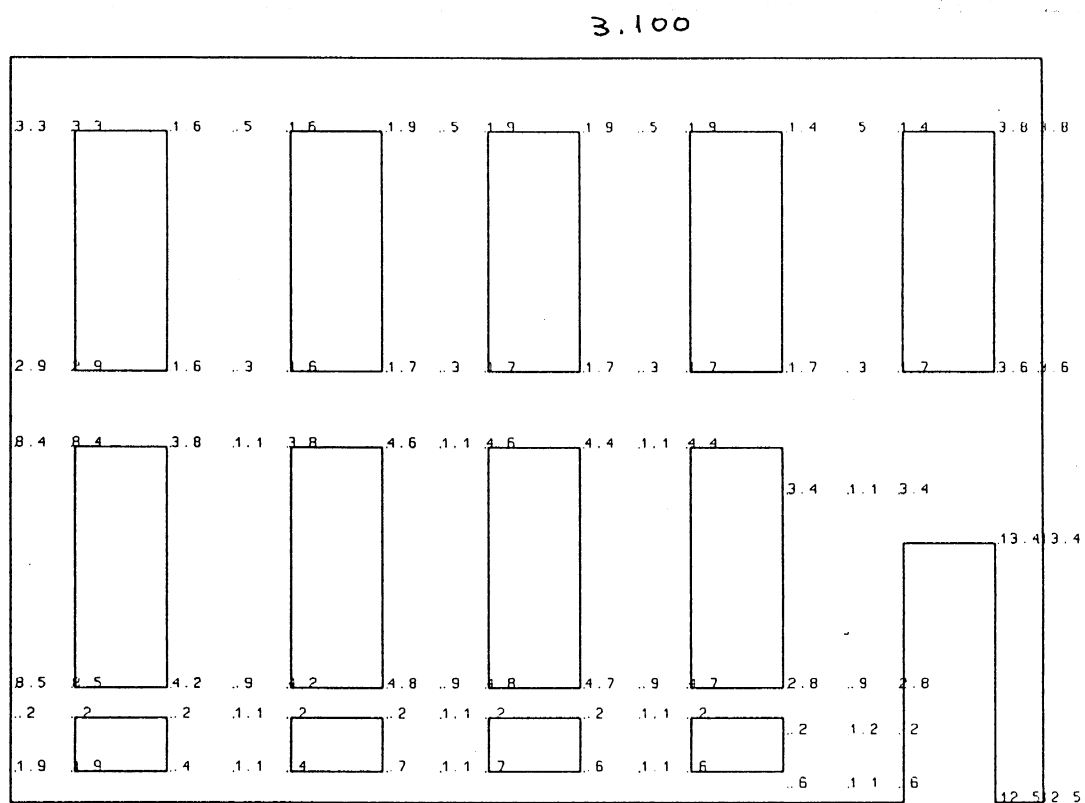
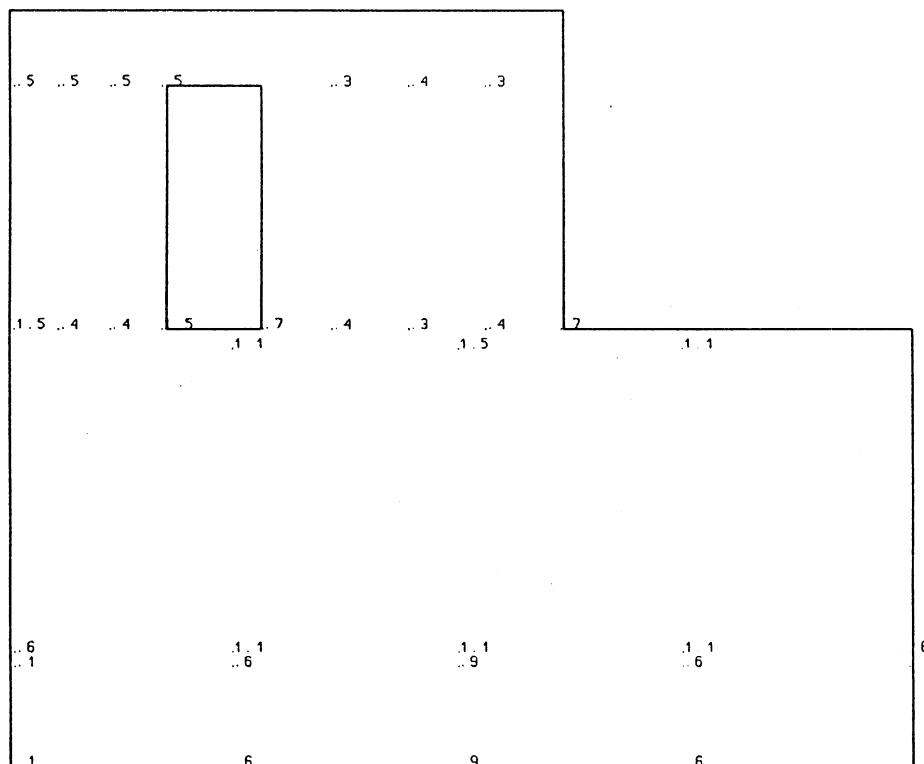


Fig. 3.6.10 Building III, Wall W2

Method of Piers. Equivalent Stress, seismic action parallel to the walls



**Fig. 3.6.11 Building III, Wall W3**  
Method of Piers. Equivalent Stress, seismic action parallel to the walls



**Fig. 3.6.12 Building III, Wall W4**  
Method of Piers. Equivalent Stress, seismic action parallel to the walls

### 3.7 Σύγκριση μεταξύ των αποτελεσμάτων των διαφόρων τρόπων ανάλυσης

Όπως αναφέρθηκε ήδη στην Παρ. 3.4, τα αποτελέσματα της Μεθόδου των Πεπερασμένων Στοιχείων δίνουν ικανοποιητική γενική συμφωνία της κατανομής της ισοδύναμης τάσης  $\sigma^*$  στην επιφάνεια των τοίχων με τη θέση και τη σοβαρότητα των παρατηρηθησών βλαβών. Έτσι λοιπόν η μέθοδος αυτή αποτελεί ένα μέτρο σύγκρισης και για την αξιοπιστία των άλλων, απλούστερων μεθόδων ανάλυσης.

Είναι φανερό από τα Σχήματα 3.5.19 - 3.5.24, καθώς και από τους Πιν. 3.5.1-3.5.5 και 3.5.1.A-3.5.5.A, ότι υπάρχει συστηματική ασυμφωνία της μέσης τάσης  $\sigma^*$  ανά τοίχο, όροφο και διεύθυνση της σεισμικής δράσης ως προς τον υπόψη τοίχο, που προβλέπεται από τις διάφορες μεθόδους. Οι τέσσερις εναλλακτικοί τρόποι εφαρμογής της Μεθόδου του Ισοδυνάμου Πλαισίου στο Χώρο (με πλήρως άκαμπτους κόμβους - RJ, ή με άκαμπτους κόμβους μόνο μέσα στα ανώφλια - RJB ή μόνο μέσα στους πεσσούς - RJC, ή με πλήρως εύκαμπτους κόμβους - FIJ), δίνουν γενικά παρόμοια αποτελέσματα μεταξύ τους, αλλά διαφορετικά από αυτά της Μεθόδου Πεπερασμένων Στοιχείων. Το ίδιο συμβαίνει και με τα αποτελέσματα της Μεθόδου των Πεσσών. Μάλιστα, όπως προκύπτει από τους Πίνακες 3. , στους οποίους η μέση τιμή της  $\sigma^*$  ανά τοίχο, όροφο, διεύθυνση σεισμικής δράσης, κ.λ.π., έχει διαιρεθεί για κάθε μέθοδο ανάλυσης με την αντίστοιχη μέση τιμή κατά τη Μέθοδο Πεπερασμένων Στοιχείων, καμμία από τις διάφορες μεθόδους δεν δίνει συστηματικά μικρότερη ή συστηματικά μεγαλύτερη τιμή από τη Μέθοδο Πεπερασμένων Στοιχείων, ή είναι συστηματικά καλλίτερη (δηλ. δίνει πλησιέστερα αποτελέσματα προς αυτήν) ή χειρότερη από τις άλλες.

Συγκεκριμένα, όπως προκύπτει από τους Πίνακες 3.5.1.A-3.5.5.A, για τους τοίχους τους παράλληλους στη σεισμική δράση, όλες οι μέθοδοι δίνουν στο ισόγειο κατά μέσο όρο 2 έως 4 φορές περίπου υψηλότερες τάσεις από τη Μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων, με πολύ καλλίτερη (δηλ. πλησιέστερη ως προς το μέσο όρο) τη Μέθοδο των Πεσσών (P), και χειρότερη τη Μέθοδο του Ισοδυνάμου Χωρικού Πλαισίου με πλήρως άκαμπτους κόμβους (RJ), ή με κόμβους άκαμπτους μόνο στις δοκούς (RJB). Είναι αρκετά ικανοποιητική η απόδοση της ανωτέρω μεθόδου για κόμβους άκαμπτους κατά το τμήμα τους μέσα στον πεσσό (RJC). Αν ληφθεί υπόψη όχι μόνον η μέση τάση αλλά και η διασπορά των μέσων τιμών στους διάφορους τοίχους σε σχέση με αυτές τις μεθόδους Πεπερασμένων Στοιχείων, όπως αυτή εκφράζεται με την τυπική απόκλιση της μέσης τιμής στους διάφορους τοίχους, τότε οι δύο ανωτέρω παραλλαγές της Μεθόδου Ισοδυνάμου Πλαισίου είναι οι ικανοποιητικότερες. Στον όροφο, όλες οι μέθοδοι δίνουν σχεδόν ικανοποιητική κατά μέσο όρο και τυπική

απόκλιση συμφωνία με τη Μέθοδο Πεπερασμένων Στοιχείων. Η Μέθοδος των Πεσσών είναι η μόνη που υποτιμά τις τάσεις αλλά δίνει καλλίτερη κατά μέσο όρο συμφωνία. Όμως η σημασία της ικανοποιητικής συμφωνίας στον όροφο μειώνεται από το γεγονός ότι για τους παράλληλους στη σεισμική δράση τοίχους ο κρίσιμος όροφος (δηλ. αυτός με τις υψηλότερες τάσεις) είναι το ισόγειο, όπου υπάρχει υπερτίμηση των τάσεων κατά 100%-200%. Συνολικά πάντως, όλες οι Μέθοδοι δίνουν παρόμοια συμφωνία ή ασυμφωνία με τη Μέθοδο Πεπερασμένων Στοιχείων, πλην της Μεθόδου των πεσσών, η οποία δίνει την καλλίτερη γενική συμφωνία.

Όσον αφορά τώρα τις μέσες τάσεις ανά τοίχο και όροφο για σεισμική δράση κάθετη στον τοίχο (οι οποίες δεν μπορούν να προβλεφθούν με τη Μέθοδο των Πεσσών), στο ισόγειο όλες οι παραλλαγές της Μεθόδου του Ισοδυνάμου Χωρικού Πλαισίου δίνουν σχεδόν εξίσου μεγάλη ασυμφωνία με τη Μέθοδο Πεπερασμένων Στοιχείων. Ιδιαίτερα μεγάλη είναι η διαφορά με τις παραλλαγές όπου οι κόμβοι θεωρούνται πλήρως εύκαμπτοι ή εύκαμπτοι μόνον κατά το τμήμα τους στους πεσσούς. Στις άλλες δύο παραλλαγές της μεθόδου η μέση υπερτίμηση των τάσεων περιορίζεται στο 100% περίπου και υπάρχει σχετικά μικρή διασπορά (τυπική απόκλιση) ως προς το μέσο όρο. Στον όροφο όμως, ο οποίος είναι και ο πιο κρίσιμος για αυτή τη διεύθυνση της σεισμικής δράσης, αλλά και συνολικά, η εικόνα αλλάζει: Παρατηρείται αρκετά ικανοποιητική εκτίμηση της μέσης τάσης από τις διάφορες παραλλαγές της Μεθόδου του Ισοδυνάμου Πλαισίου στο χώρο καθώς και περιορισμένη διασπορά των αποτελεσμάτων. Η περισσότερο επιτυχημένη είναι η παραλλαγή των πλήρως άκαμπτων κόμβων και λιγότερο επιτυχημένη αυτή με κόμβους άκαμπτους κατά το τμήμα τους στις δοκούς.

Σε πείσμα όλων των ανωτέρω, το αποτέλεσμα των συγκρίσεων μεταξύ των διαφόρων μεθόδων δεν είναι απογοητευτικό για τον εξής λόγο: Οι υπερτιμήσεις και οι υποτιμήσεις των τάσεων από τις διάφορες μεθόδους στις διάφορες περιοχές είναι τέτοιες ώστε το μέγεθος των κατά μέσο όρο δυσμενέστερων τάσεων κατά την Μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων, το οποίο συμβαίνει γενικά στον όροφο για σεισμική δράση κάθετη στον τοίχο, προσεγγίζεται αρκετά ικανοποιητικά και συντηρητικά, κατά μέσο όρο, από τις άλλες μεθόδους, και ιδιαίτερα από την απλούστατη Μέθοδο των Πεσσών, σε διαφορετική όμως θέση και περίπτωση: Στο ισόγειο και για σεισμό παράλληλο στον τοίχο. Το συμπέρασμα αυτό επιβεβαιώνεται και από τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται στον Πίν. 3.5.5, τα οποία συνίστανται στη μέγιστη τιμή τάσης  $\sigma^*$  σε οποιαδήποτε θέση του κάθε τοίχου (ανεξαρτήτως ορόφου) για οποιαδήποτε διεύθυνση της σεισμικής δράσης. Από τον Πίνακα αυτό προκύπτει ότι, με ελάχιστες εξαιρέσεις, η Μέθοδος των Πεσσών (P) δίνει γενικά ικανοποιητικές προβλέψεις για την

μέγιστη τάση στο σύνολο του κτιρίου. Έτσι, λαμβανομένου υπόψη του ότι οι τοίχοι έχουν ενιαίο πάχος και ομοιόμορφη αντοχή, αρκεί πιθανόν η προσεγγιστική εκτίμηση των τάσεων με μία από τις απλούστερες μεθόδους, και ιδιαίτερα με τη Μέθοδο των Πεσσών για σεισμό παράλληλο στον υπόψη τοίχο, για να εκτιμηθεί η δυσμενέστερη κατάσταση τάσεων στο σύνολο του κτιρίου. Αυτό είναι ένα συμπέρασμα με ενδεχόμενα μεγάλη πρακτική σημασία.