

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΛΙΘΟΔΟΜΗ ΚΑΙ ΑΠΟ ΟΠΤΟΠΛΙΝΘΟΔΟΜΗ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Πολλά από τα ευρέως διαθέσιμα προγράμματα ελαστικής ανάλυσης κατασκευών με Η/Υ παρέχουν την δυνατότητα υπολογισμού των ιδιοπεριόδων και ιδιομορφών της κατασκευής και των συντελεστών συμμετοχής τους στην απόκριση σε σεισμική κίνηση, ή γενικότερα σε δυναμική φόρτιση, σε μία ορισμένη διεύθυνση. Επιτρέπουν επίσης τον υπολογισμό της ελαστικής σεισμικής (ή, γενικότερα, δυναμικής) απόκρισης σε δεδομένη διέγερση, είτε με καθορισμό της πλήρους ιστορίας της απόκρισης της κάθε ιδιομορφής και με επαλληλία των αποκρίσεων όλων των ιδιομορφών που έχουν σημαντικό μέγεθος συντελεστών συμμετοχής, είτε (συνηθέστερα και απλούστερα) με καθορισμό της μέγιστης τιμής της απόκρισης σε κάθε σημαντική ιδιομορφή και με συνδυασμό των μεγίστων αυτών τιμών με τον κανόνα της Τετραγωνικής Ρίζας του Αθροίσματος των Τετραγώνων (SRSS). Μία τέτοια ελαστική δυναμική ανάλυση έχει πολλαπλάσιες απαιτήσεις σε χρόνο και σε μνήμη Η/Υ από μία αντίστοιχη στατική, για το ίδιο προσομοίωμα της κατασκευής. Έτσι, για τον αριθμό των Βαθμών Ελευθερίας που απαιτούνται για μία ανάλυση στο χώρο με Πεπερασμένα Στοιχεία (που είναι συνήθως της τάξης των δεκάδων χιλιάδων), η ελαστική δυναμική ανάλυση είναι συχνά απαγορευτική. Ακόμα μεγαλύτερες είναι οι υπολογιστικές απαιτήσεις μίας μη-γραμμικής δυναμικής ανάλυσης, η οποία πρέπει να γίνει πλέον με εν-χρόνω ολοκλήρωση των εξισώσεων κινήσεως για όλους τους Βαθμούς Ελευθερίας, και όχι χωριστά για τον Βαθμό Ελευθερίας της κάθε ιδιομορφής. Πέραν τούτου, δεν έχουν αναπτυχθεί ακόμη ικανοποιητικοί καταστατικοί νόμοι της συμπεριφοράς και της αστοχίας της τοιχοποιίας υπό πολυαξονική ανακυκλιζόμενη ένταση. Έτσι, η ελαστική δυναμική ανάλυση παραμένει σήμερα ο πιο αξιόπιστος διαθέσιμος τρόπος υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία, παρέχει δε σημαντικές πληροφορίες για την κατανόηση της σεισμικής συμπεριφοράς. Μερικές τέτοιες πληροφορίες δίνονται κατωτέρω για τα τρία κτίρια της Καλαμάτας και τα αντίστοιχα από οπτοπλινθοδομή.

Στην παρούσα μελέτη έγινε γραμμική - ελαστική δυναμική ανάλυση των τριών κτιρίων από λιθοδομή και των τριών κτιρίων από οπτοπλινθοδομή, όχι με εν χρόνω ολοκλήρωση, αλλά με υπολογισμό και υπέρθεση των ιδιομορφών με τον κανόνα της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων (SRSS), με εξαίρεση τις περιπτώσεις που δύο ιδιομορφές είχαν πολύ παραπλήσιες ιδιοπεριόδους, οπότε οι αντίστοιχες μέγιστες φασματικές αποκρίσεις συνδυάστηκαν με άθροιση των απολύτων τιμών τους. Το πρόγραμμα δίνει τη

5.2

δυνατότητα καθορισμού είτε συγκεντρωμένων μαζών στους κόμβους, γεγονός που οδηγεί σε διαγώνιο μητρώο μαζών και αυξάνει την ταχύτητα του αλγορίθμου, είτε μαζών συμβιβαστών με τις συναρτήσεις παρεμβολής των μετακινήσεων στο εσωτερικό των στοιχείων, επιλογή που οδηγεί σε μη διαγώνιο μητρώο μαζών. Είναι δυνατός και ο συνδυασμός των δύο επιλογών, όπως έγινε στη συγκεκριμένη εφαρμογή, όπου οι μεν μάζες τοίχων θεωρήθηκαν κατανεμημένες στα στοιχεία και ελήφθησαν υπόψη με το δεύτερο τρόπο, αυτές δε των πατωμάτων, της στέγης κ.λ.π. καθορίσθηκαν σαν συγκεντρωμένες στους κόμβους των στοιχείων στα οποία στηρίζονται τα πατώματα, η στέγη κ.λ.π.

Η διακριτοποίηση των κτιρίων σε πεπερασμένα στοιχεία και η προσομοίωση των μηχανικών ιδιοτήτων των στοιχείων ήταν η ίδια με αυτήν που χρησιμοποιήθηκε στη Στατική Ανάλυση.

Στα Σχ. 5.1 και 5.2 παρουσιάζονται σε κάτοψη οι δύο πρώτες σημαντικές (με βάση την ιδιομορφική μάζα και το συντελεστή συμμετοχής) ιδιομορφές των 3 κτιρίων από λιθοδομή σε κάθε διεύθυνση, και αναγράφονται οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι. Είναι αξιοσημείωτο ότι η πρώτη σημαντική ιδιομορφή σε κάθε διεύθυνση, με ιδιοπερίοδο από 0.19 sec. έως 0.26 sec., αντιστοιχεί κυρίως σε κάμψη δύο απέναντι τοίχων προς την ίδια διεύθυνση και κατεύθυνση, ενώ οι εγκάρσιοι τους τοίχοι αναπτύσσουν κάποιες καμπτικές παραμορφώσεις απλώς για λόγους συμβιβαστού με αυτές των πρώτων. Οι εντός του επιπέδου των τοίχων μετακινήσεις είναι, σ' αυτές τις πρώτες σημαντικές ιδιομορφές, ασήμαντες. Η επόμενη σημαντική ιδιομορφή σε κάθε διεύθυνση έχει τη μισή περίπου ιδιοπερίοδο από την αντίστοιχη πρώτη, αλλά παρόμοιο ή και μεγαλύτερο συντελεστή συμμετοχής και ιδιομορφική μάζα. Η δεύτερη αυτή ιδιομορφή αντιστοιχεί, σε γενικές γραμμές, κυρίως σε επίπεδη ένταση και ομόρροπες μεταθέσεις δύο απέναντι τοίχων μέσα στο επίπεδό τους, και σε καμπτικές παραμορφώσεις των δύο εγκάρσιων, και μάλιστα προς την αντίθετη κατεύθυνση προς τις μετακινήσεις των δύο πρώτων τοίχων. Οι λοιπές, λιγότερο σημαντικές, ιδιομορφές αντιστοιχούν συνήθως είτε σε καμπτικές παραμορφώσεις σε αντίθετη κατεύθυνση (κυρίως για τους τοίχους που είναι παράλληλοι στις δοκούς των πατωμάτων και άρα ασύνδετοι μεταξύ τους), είτε σε διατμητικές μέσα σε οριζόντιο επίπεδο, ή, τέλος, σε στροφικές περί κατακόρυφο άξονα. Ιδιομορφές των δύο πρώτων από αυτούς τους τελευταίους τύπους δεν είναι δυνατές αν τα πατώματα είναι δύσκαμπτα μέσα στο επίπεδό τους, και πάντως δεν διεγείρονται από οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής κίνησης. Τα δύσκαμπτα πατώματα μέχρι και τον 2ο όροφο (αλλά όχι και στη στέγη) εκτιμάται ότι θα επηρέαζαν και τις δύο σημαντικές πρώτες ιδιομορφές σε κάθε διεύθυνση, αυτήν της καμπτικής και αυτήν της συνδυασμένης επίπεδης καμπτικής παραμόρφωσης, μειώνοντας κάπως τις καμπτικές παραμορφώσεις και αντίστοιχα

5.3

τις ιδιοπεριόδους. Η επιρροή όμως αυτή δεν αναμένεται να είναι ιδιαίτερα σημαντική, διότι οι καμπτικές παραμορφώσεις των τοίχων συγκεντρώνονται κυρίως στον όροφο, δηλ. στο τμήμα που δεν δεσμεύεται από την παρουσία των δυσκάμπτων πατωμάτων μέχρι τον 2ο όροφο.

Το σημαντικότερο συμπέρασμα από την διερεύνηση των ιδιομορφών και ιδιοσυχνοτήτων των κτιρίων από λιθοδομή είναι ότι η καμπτική απόκριση και ένταση διεγείρεται κυρίως από τις συχνότητες μεταξύ 4 και 5 Hz, ενώ η επίπεδη παραμόρφωση και ένταση από περίπου διπλάσιες συχνότητες. Δεδομένου, μάλιστα, ότι το σύνηθες φασματικό περιεχόμενο των σεισμών είναι πλουσιότερο στην πρώτη περιοχή συχνοτήτων παρά στη δεύτερη, οι κάθετες στο επίπεδο του τοίχου σεισμικές επιταχύνσεις και αδρανειακές δυνάμεις είναι μεγαλύτερες από τις παράλληλες σε αυτό. Για το σεισμό της Καλαμάτας, οι πρώτες υπολογίσθηκαν περίπου διπλάσιες από τις δεύτερες, ενώ για άλλους σεισμούς, με πιο συνηθισμένο φασματικό περιεχόμενο, θα ήταν ακόμα μεγαλύτερες. Αυτό το συμπέρασμα, που υπογραμμίζει ακόμη περισσότερο την κυριαρχία της καμπτικής έντασης των τοίχων σ' αυτά τα τυπικά κτίρια από λιθοδομή, μπορεί να προκύψει μόνο από δυναμική ανάλυση της σεισμικής απόκρισης.

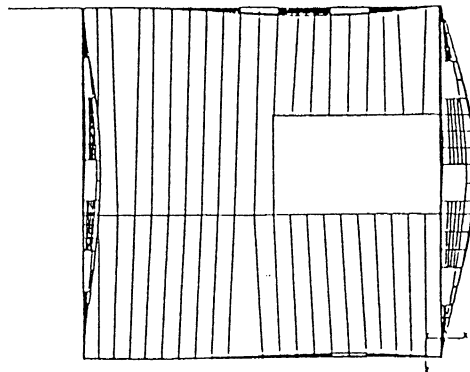
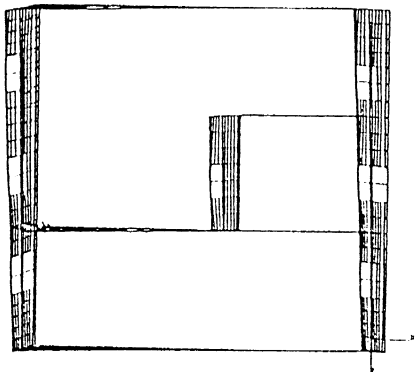
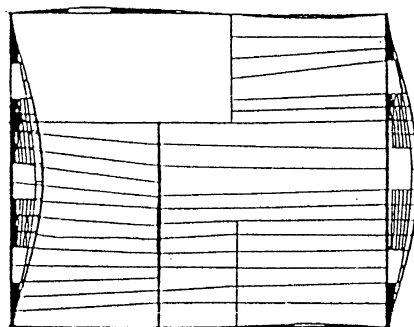
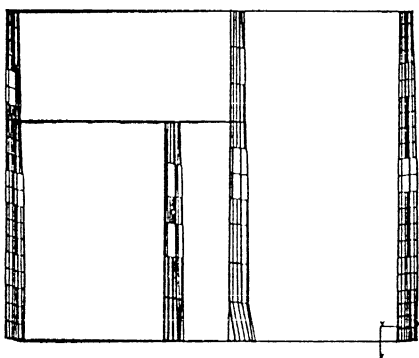
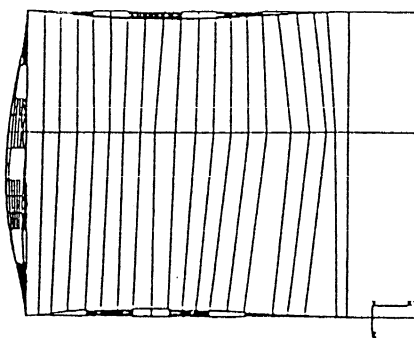
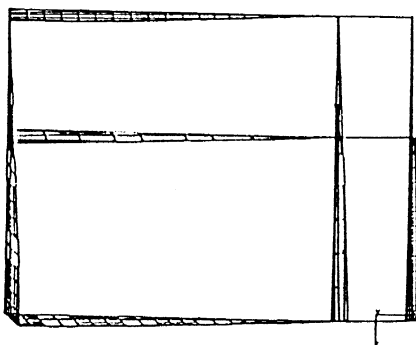
Στα Σχ. 5.2 παρουσιάζονται σε κάτοψη οι πρώτες σημαντικές ιδιομορφές των κτιρίων από οπτοπλινθοδομή στις δύο οριζόντιες διεύθυνσεις, με τις αντίστοιχες ιδιοπεριόδους. Οι ιδιομορφές αυτές είναι σχεδόν καθαρά μεταφορικές για τα κτίρια I και II, ενώ για το κτίριο II έχουν και έντονη στροφική συνιστώσα λόγω έκκεντρης διάταξης της δυσκαμψίας σε κάτοψη. Οι ιδιομορφές αυτές χαρακτηρίζονται από εντός του επιπέδου μετακινήσεις και παραμορφώσεις των τοίχων χωρίς σχεδόν καθόλου κάμψη εκτός επιπέδου. Καθοριστικός των ιδιομορφών αυτών είναι ο ρόλος των άκαμπτων διαφραγμάτων, τα οποία επιβάλλουν κοινές μεταθέσεις όλων των τοίχων στις στάθμες των 3 πατωμάτων. Έτσι οι βασικές ιδιομορφές των κτιρίων από φέρουσα οπτοπλινθοδομή με άκαμπτα πατώματα μοιάζουν με αυτές των κτιρίων με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι ανώτερες ιδιομορφές δεν παρουσιάζονται επειδή δεν είναι σημαντικές: Μερικές από αυτές είναι στροφικές, με χαμηλή ιδιοπερίοδο (0.04 sec στο κτίριο I και 0.045 sec στο II) και πρακτικά μηδενικό συντελεστή συμμετοχής και ιδιομορφική μάζα, ενώ άλλες αντιστοιχούν σε τοπική κάμψη των τοίχων και έχουν επίσης χαμηλή ιδιοπερίοδο (π.χ. 0.035 sec σε όλα τα κτίρια) και μικρό συντελεστή συμμετοχής και ιδιομορφική μάζα. Έτσι όλες οι ιδιομορφές πλην της πρώτης ανά οριζόντια διεύθυνση, είναι ασήμαντες για τη σεισμική απόκριση.

Η μεγάλη διαφορά μεταξύ των ιδιομορφών των δύο τύπων κτιρίων οφείλεται όχι μόνον στην κινηματική δέσμευση που επιβάλλεται από τα πατώματα στα κτίρια από φέρουσα

οπτοπλινθοδομή, αλλά και στο γεγονός ότι στα 3 κτίρια από λιθοδομή 90% περίπου της συνολικής μάζας βρίσκεται στους τοίχους, έναντι μόνον 58% των αντίστοιχων από οπτοπλινθοδομή. Η μεγαλύτερη μάζα των τοίχων προφανώς αυξάνει τη σημασία των εκτός επιπέδου ταλαντώσεών τους.

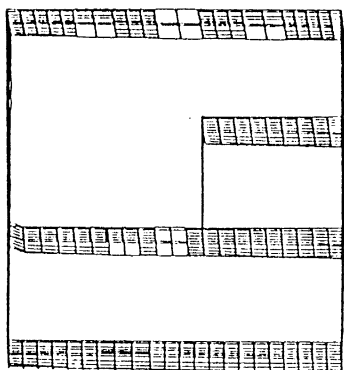
Η μεγάλη διαφορά (κατά 3.0 φορές περίπου) μεταξύ των ιδιοπεριοδών των αντιστοιχών ιδιομορφών των κτιρίων από λιθοδομή και από φέρουσα οπτοπλινθοδομή δεν οφείλεται σε διαφορά δυσκαμψίας, δεδομένου ότι το γινόμενο Μέτρου Ελαστικότητας επί πάχους τοίχων είναι το ίδιο και στις δύο περιπτώσεις. Αντίθετα οφείλεται, πρώτον, στη διαφορετική συνολική μάζα (η οποία είναι 1.37 μεγαλύτερη στα κτίρια από λιθοδομή, λόγω περίπου διπλάσιας μάζας τοίχου, γεγονός που αντιστοιχεί σε κατά 1.17 φορές μεγαλύτερη περίοδο), και δεύτερον και κυριώτερον, στην εγγενή διαφορά των ιδιομορφών: οι καμπτικές εκτός επιπέδου ιδιομορφές ταλάντωσης των τοίχων, απουσία κινηματικών δεσμεύσεων στις στάθμες των πατωμάτων, είναι πολύ πιο εύκαμπτες και μεγαλύτερης ιδιοπεριόδου από τις εντός επιπέδου του τοίχου ιδιομορφές.

Τα αποτελέσματα των συγκριτικών δυναμικών αναλύσεων δείχνουν ότι τα δυναμικά χαρακτηριστικά των κτιρίων από φέρουσα οπτοπλινθοδομή με άκαμπτα μέσα στο επίπεδο τους πατώματα και στέγη τα καθιστούν πολύ λιγότερο τρωτά από αντίστοιχης γεωμετρίας κτίρια από λιθοδομή με εύκαμπτα ξύλινα πατώματα. Ο κύριος λόγος είναι ότι οι βασικές τους ιδιοπεριόδοι, είναι πολύ χαμηλές, έτσι ώστε να αναπτύσσουν αυτά περιορισμένη δυναμική μεγέθυνση της σεισμικής διέγερσης. Η μικρότερη δυναμική ενίσχυση, σε συνδυασμό με τη μικρότερη μάζα (και άρα τις μικρότερες αδρανειακές δυνάμεις) και την απουσία καμπτικής έντασης στους τοίχους, οδηγούν σε πολύ μικρότερη σεισμική καταπόνηση.

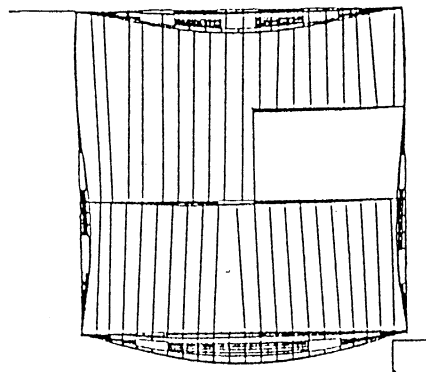
Building 1Brick/Slabs: $T=0.08$ s.Stone: $T=0.235$ s.**Building 2**Brick/Slabs: $T=0.085$ s.Stone: $T=0.24$ s.**Building 3**Brick/Slabs: $T=0.06$ s.Stone: $T=0.19$ s.Σχ. 5.1 Πρώτη σημαντική ιδιομορφή στη x διεύθυνση, σε κάτοψη

Building 1

Brick/Slabs: $T=0.09$ s.

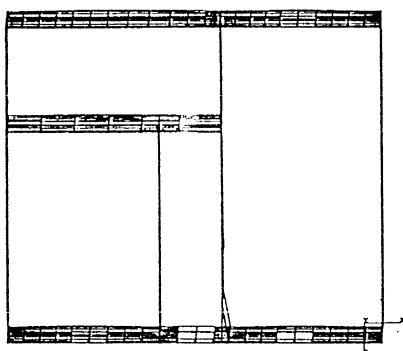


Stone: $T=0.22$ s.

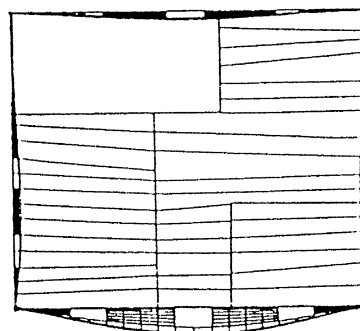


Building 2

Brick/Slabs: $T=0.08$ s.

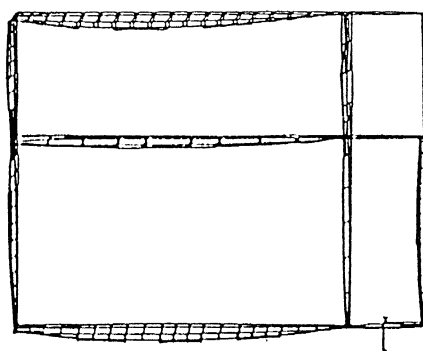


Stone: $T=0.26$ s.

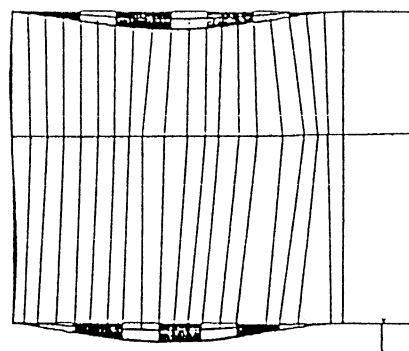


Building 3

Brick/Slabs: $T=0.04$ s.



Stone: $T=0.24$ s.



Σχ. 5.2 Πρώτη σημαντική ιδιομορφή στη z διεύθυνση, σε κάτοψη

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Ως γνωστόν, η χρησιμότητα των αποτελεσμάτων μίας ανάλυσης δεν είναι ανάλογη της περιπλοκότητας και των υπολογιστικών της απαιτήσεων. Γι'αυτό, η επιλογή της μεθόδου ανάλυσης και της περιπλοκότητας του προσομοιώματος πρέπει να γίνεται με βάση το στόχο για τον οποίο κάνουμε την ανάλυση. Έτσι, η ανάλυση που γίνεται, π.χ., στα πλαίσια παραμετρικών αναλύσεων για την ανάπτυξη γενικών κριτηρίων επιτελεσματικότητας ή τη βαθμονόμηση κανόνων εφαρμογής των Κανονισμών, ή που χρησιμοποιείται σαν εργαλείο διάγνωσης και πρόγνωσης για μνημειακής σημασίας έργα, δικαιολογείται να είναι αρκετά περιπλοκότερη απ' αυτήν που γίνεται στα πλαίσια στατικών μελετών ρουτίνας για συγκεκριμένα κτίρια συνήθους σπουδαιότητας. Οι πρώτες περιπτώσεις δικαιολογούν τη χρήση της Μεθόδου Πεπερασμένων Στοιχείων, με βαθμό διακριτοποίησης ανάλογο αυτού που εφαρμόσθηκε εδώ (δηλ. με διαστάσεις Στοιχείων της τάξεως του πάχους των τοίχων), για Ελαστική ανάλυση, στατική ή δυναμική. Η περιπλοκότητα και οι υπολογιστικές απαιτήσεις μίας τέτοιας ανάλυσης την καθιστούν απαγορευτική για συνήθεις μελέτες ρουτίνας. Στις τελευταίες αυτές περιπτώσεις αρμόζουν καλλίτερα από πλευράς περιπλοκότητας η προσεγγιστική Μέθοδος των Πεσσών, ή η Μέθοδος του Ισοδυνάμου Πλαισίου, οι οποίες μπορούν να εφαρμοσθούν εύκολα με τα υπολογιστικά εργαλεία και τη γνώση που διαθέτει ο μέσος μελετητής μηχανικός. Δυστυχώς όμως οι συγκρίσεις των αποτελεσμάτων των μεθόδων αυτών με τα αντίστοιχα της Μεθόδου Πεπερασμένων Στοιχείων και με τις βλάβες δεν είναι ενθαρρυντικές για την ακρίβεια και αξιοπιστία τους. Παρόλο που μπορεί να θεωρηθούν ότι δημιουργούν ερωτηματικά για τη σκοπιμότητα της εφαρμογής αυτών των μεθόδων, τα αποτελέσματα αυτών των συγκρίσεων δεν σημαίνουν ότι στις μελέτες συνήθων κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία η ανάλυση είναι απαραίτητο να γίνεται με Πεπερασμένα Στοιχεία. Σημαίνουν πιθανόν ότι χρειάζεται περαιτέρω ανάπτυξη και βαθμονόμηση της Μεθόδου του Ισοδυνάμου Πλαισίου ή παραλλαγών της, με στόχο τη βελτίωση της αξιοπιστίας τους. Κλείνοντας, όμως, κρίνεται σκόπιμη η υπόμνηση ότι προ δεκαετίας οι μελέτες συνήθων κτιριακού τύπου κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα στηρίζοντο κατά κανόνα σε θεωρήσεις συνεχών δοκών για τα κατακόρυφα φορτία, και αμφιπάκτων (στις στάθμες των ορόφων) υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων για το σεισμό, ενώ σήμερα η ανάλυση πλαισίων στο χώρο με Η/Υ αποτελεί τον κανόνα, ακόμα και για τα συνηθέστερα και απλούστερα των κτιρίων. Έτσι λοιπόν θα μπορούσε να διακινδυνεύσει κανείς την πρόβλεψη ότι η πρόοδος της τεχνολογίας των Η/Υ θα επιτρέψει, σε λίγα χρόνια, την ευρεία χρήση της Μεθόδου των Πεπερασμένων Στοιχείων για τη στατική και δυναμική ανάλυση ακόμα και συνήθους σπουδαιότητας κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΜΕΘΟΔΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΛΙΘΟΔΟΜΗ

6.1 Εισαγωγή

Η εφελκυστική αντοχή της λιθοδομής είναι μικρή. Για τον λόγο αυτό υπό την επίδραση ισχυρών σεισμικών δράσεων οι κατασκευές από λιθοδομή, λόγω της ανάπτυξης μεγάλων εφελκυστικών τάσεων, ρηγματώνονται, ή υφίστανται ακόμα σοβαρότερες βλάβες, μέχρι και μερικές καταρρεύσεις. Οι κανονισμοί χωρών ή περιοχών με μεγάλη σεισμικότητα (U.B.C στις Η.Π.Α , Σχέδια Ευρωπαϊκών Κανονισμών Eurocodes No 6 και No 8, απαιτούν φέρουσα τοιχοποιία που να είναι οπλισμένη ή περισφιγμένη (confined masonry). Στις υπάρχουσες όμως κατασκευές η λιθοδομή είναι κατά κανόνα άοπλη. Ετσι, για να αποκτήσουν οι κατασκευές αυτές μία σεισμική αντοχή αντίστοιχη αυτής των νέων κατασκευών που σχεδιάζονται σύμφωνα με τους σύγχρονους Αντισεισμικούς Κανονισμούς, χρειάζεται να ενισχυθούν.

Πολλές μέθοδοι ενίσχυσης στοχεύουν στη σχετικά ομοιόμορφη βελτίωση της αντοχής της φέρουσας τοιχοποιίας μέσω ενέσεων, εμποτισμών της μάζας της κ.λ.π. Οι μέθοδοι αυτές δεν μεταβάλλουν το δομικό σύστημα ούτε την κατανομή της σεισμικής έντασης στο κτίριο. Ετσι η αποτελεσματικότητά τους μπορεί να εκτιμηθεί εύκολα, με βάση το λόγο των αντοχών της τοιχοποιίας πριν και μετά την ενισχυτική επέμβαση. Ετσι εδώ εξετάζονται μόνο εκείνες οι τεχνικές ενίσχυσης οι οποίες βασίζονται στην εισαγωγή νέων στοιχείων (π.χ στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος ή τένοντες προέντασης) τα οποία μεταβάλλουν το δομικό σύστημα και τη λόγω σεισμού εντατική κατάσταση στην τοιχοποιία. Η εκτίμηση της αποτελεσματικότητας τέτοιων ενισχυτικών επεμβάσεων δεν είναι προφανής χωρίς μία σε βάθος μελέτη όπως η παρούσα. Είναι αυτονόητο ότι αν μία τέτοια επέμβαση συνδυάζεται με βελτίωση της ποιότητας της τοιχοποιίας μέσω ενέσεων κ.λ.π., τότε η συνολική αποτελεσματικότητα του συνδυασμού αυτού μπορεί να εκτιμηθεί από το γινόμενο της μέσης μείωσης της έντασης στην φέρουσα τοιχοποιία λόγω της εισαγωγής των νέων στοιχείων, επί το λόγο της παλαιάς προς τη νέα αντοχή του υλικού της.

Στο κεφάλαιο αυτό μελετάται με αναλυτικές μεθόδους, και συγκεκριμένα με τη μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων, η αποτελεσματικότητα μερικών τεχνικών ενίσχυσης. Αυτή η μέθοδος ανάλυσης, όπως διαπιστώθηκε στο Κεφάλαιο 3, μπορεί να προβλέψει σε ικανοποιητικό βαθμό την πραγματική συμπεριφορά κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία υπό την επίδραση σεισμικών δράσεων. Σαν κριτήριο για την αποτελεσματικότητα της κάθε μεθόδου

ενίσχυσης λαμβάνεται εδώ η μείωση του μεγέθους της ισοδύναμης τάσης σ^* που εκφράζει τη μέγιστη διαξονική ένταση στη φέρουσα τοιχοποιία για τους συνδυασμούς δράσεων που αναφέρονται στην Παρ.3.3, με σεισμική δράση αυτή που περιγράφεται στην ίδια παράγραφο.

Επισημαίνεται εδώ ότι για τους γενικούς λόγους που αναφέρθηκαν στο Κεφ.3, η ανάλυση των ενισχυμένων κτιρίων είναι πάλι γραμμική ελαστική, με θεώρηση της ίδιας σεισμικής επιτάχυνσης, δηλ. της ίδιας απόσβεσης ή δείκτη συμπεριφοράς όπως στη μη ενισχυμένη κατασκευή. Όμως ο τρόπος ενίσχυσης επηρεάζει όχι μόνο τις ελαστικές τάσεις στη λιθοδομή μέχρι τη ρηγμάτωση (οι οποίες χρησιμοποιούνται εδώ ως βάση σύγκρισης των διαφόρων μεθόδων ενίσχυσης) αλλά και την απορρόφηση ενέργειας (δηλ. την υστερητική απόσβεση), τη μείωση αντοχής και δυσκαμψίας του υλικού κατά την ανακύκλιση, καθώς και άλλα χαρακτηριστικά της συμπεριφοράς μετά τη ρηγμάτωση (π.χ. το βαθμό περισφιγξης της τοιχοποιίας που επιβάλλουν, τοπικά ή γενικά, οι διάφορες τεχνικές, ο οποίος έχει σημαντική επιρροή στην τελική αντοχή και τις παραμορφώσεις). Η γραμμική ελαστική ανάλυση που γίνεται εδώ δεν είναι σε θέση να συλλάβει και να περιγράψει τα ανωτέρω φαινόμενα. Όμως για τους λόγους που αναφέρθηκαν στο Κεφ.3, η μη-γραμμική δυναμική ανάλυση με ρεαλιστικούς καταστατικούς νόμους για τα υλικά υπό ανακυκλιζόμενη ένταση και εν χρόνω ολοκλήρωση των εξισώσεων κίνησης δεν είναι επί του παρόντος εφικτή με τα διαθέσιμα υπολογιστικά μέσα.

Οι επιμέρους τεχνικές ενίσχυσης που θεωρήθηκαν για τα τρία κτίρια είναι οι ακόλουθες:

1. Κατασκευή οριζοντίων διαζωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος στις στάθμες οροφής κάθε ορόφου.
2. Αντικατάσταση των ξυλίνων πατωμάτων με πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος.
3. Κατασκευή κατακορύφων ζωνών οπλισμένου σκυροδέματος στα σημεία όπου συναντώνται οι φέροντες τοίχοι εσωτερικοί ή εξωτερικοί.
4. Κατασκευή αμφίπλευρων μανδυνών από οπλισμένο σκυρόδεμα στους περιμετρικούς φέροντες τοίχους των κτιρίων.
5. Κατασκευή μονόπλευρων μανδυνών από οπλισμένο σκυρόδεμα στους περιμετρικούς φέροντες τοίχους των κτιρίων.
6. Οριζόντια προένταση των ανωφλίων των περιμετρικών τοίχων, με δύο διαφορετικά μεγέθη προέντασης.
7. Κατακόρυφη προένταση των πεσσών των περιμετρικών τοίχων, με δύο διαφορετικά μεγέθη προέντασης.

Επιπλέον, εξετάσθηκαν συνδυασμοί δύο ή περισσότερων από τις ανωτέρω επιμέρους

τεχνικές, ως εξής:

8. Όπως στο 2 ανωτέρω και επί πλέον κατασκευή οριζοντίου διαζώματος οπλισμένου σκυροδέματος στην κορυφή των τοίχων, δηλαδή στη στάθμη στήριξης της στέγης, (στέψη του κτιρίου).
9. Όπως στο 3 ανωτέρω και επιπλέον κατασκευή οριζοντίου διαζώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα στην ανωτάτη στάθμη των φερόντων τοίχων.
10. Όπως στο 7 ανωτέρω και επιπλέον κατασκευή οριζοντίου διαζώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα στην ανωτάτη στάθμη των φερόντων τοίχων.
11. 6 και 7 ανωτέρω στις δύο στάθμες προέντασης.
12. 1 και 2 και 3 ανωτέρω.
13. 4 και 1 και 2 ανωτέρω.
14. 5 και 1 και 2 ανωτέρω.

Οι λεπτομέρειες των τεχνικών και οι αντίστοιχες παραδοχές για την ανάλυση, αναφέρονται λεπτομερώς κατωτέρω.

6.2 Κατασκευή οριζοντίων διαζωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος

Η κατασκευή οριζοντίων διαζωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος στις στάθμες των δαπέδων και της στέγης σε νέα κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία επιβάλλεται και από παλαιότερους Κανονισμούς χωρών σε σεισμικές περιοχές. Στην Ελλάδα ο Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959 συνιστά σε περιοχές μεγάλης σεισμικότητας την κατασκευή τόσο αυτών των διαζωμάτων όσο και επιπλέον διαζωμάτων στο ύψος των ανωφλίων. Η χρήση διαζωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα ως μέσου ενίσχυσης υφισταμένων κτιρίων αναφέρεται από τους Hernandez et al (1982) και Meli et al (1980) και ακόμα και σε απλές συστάσεις επισκευών και ενισχύσεων. Η κατασκευή του διαζώματος στο ύψος της στέγης είναι κατασκευαστικά ευχερής σε υφιστάμενα κτίρια. Αντίθετα, η κατασκευή διαζωμάτων σε ενδιάμεσους ορόφους είναι δυσχερής. Απο τους Τάσιο (1986) και Ομάδα Ε.Μ.Π. (1978) αναφέρεται ένας τρόπος αντιμετώπισης του προβλήματος ενώ ο J. Pryke (1983) αναφέρει μία μεθοδολογία κατασκευής ιδιαίτερα χρήσιμη στις περιπτώσεις τοίχων μεγάλου πάχους. Είναι δυνατή επίσης η σε στάδια κατασκευή, με σκάψιμο ντουλαπιών σε τμήματα του πάχους του τοίχου, τοποθέτηση προκατασκευασμένων στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος σ' αυτά και τέλος σύνδεση των ανωτέρω προκατασκευασμένων στοιχείων με αξονική προένταση.

Για την ανάλυση της επιρροής της κατασκευής των οριζοντίων διαζωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα στις στάθμες της οροφής των ορόφων των τριών κτιρίων έγιναν οι

εξής παραδοχές :

1. Τα διαζώματα έχουν πλάτος όσο και το πάχος του τοίχου (0.8m στο υπόγειο και 0.6m στο ισόγειο και τον όροφο).
2. Το ύψος των διαζωμάτων είναι γενικά 0.30 m. Στη στάθμη οροφής του υπογείου το διάζωμα καταλαμβάνει όλο το ύψος του ανωφλίου, έχει δηλαδή ύψος 0.25m - 0.40m, ανάλογα με το κτίριο. Επισημαίνεται ότι ένα διάζωμα με διπλάσιο ύψος (0.6m) και πάχος ίσο με το μισό του τοίχου, το οποίο είναι ευκολότερο να κατασκευασθεί στις ενδιάμεσες στάθμες των ορόφων είναι μηχανικά ισοδύναμο με το ανωτέρω.
3. Το διάζωμα διαμορφώνεται στους εξωτερικούς φέροντες τοίχους στα κτίρια I και II όπως φαίνεται στα Σχ.6.2.1(a) και 6.2.1(b) αντίστοιχα. Στο κτίριο III, το οποίο είναι ασύμμετρο καθ' ύψος, κατασκευάζονται διαζώματα έτσι ώστε να επιτυγχάνεται η κατά το δυνατόν καλύτερη συνεργασία των τοίχων (Σχ.6.2.1(c))

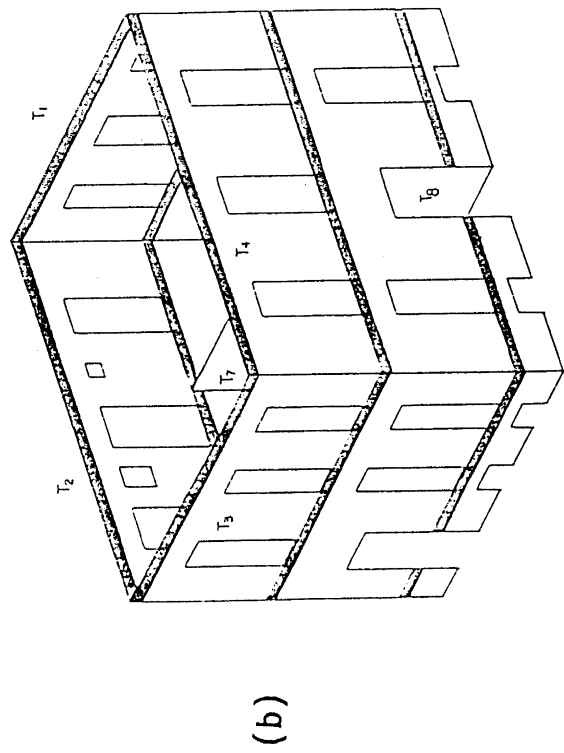
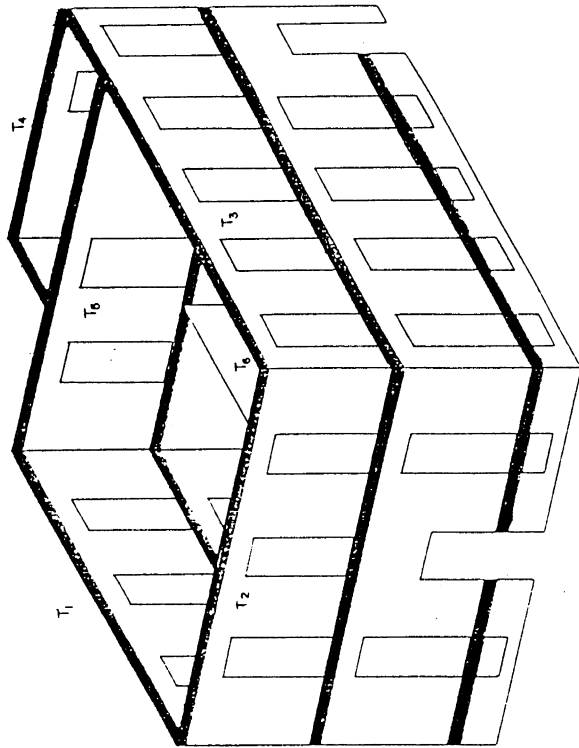
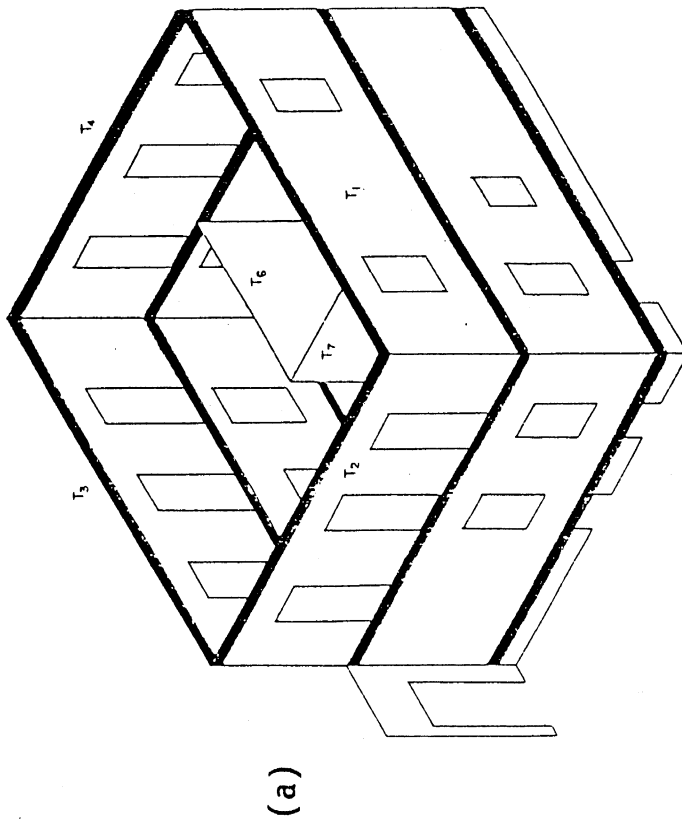
Για την ανάλυση των κτιρίων εδόθησαν ιδιότητες σκυροδέματος, κατηγορίας C16/20 δηλαδή $E_b=27500$ MPa και $\nu_b=0.20$ στα στοιχεία του πλέγματος των Πεπερασμένων Στοιχείων που αντιστοιχούν στα διαζώματα.

Οι ισούψεις της ισοδύναμης τάσης σ^* στα ενισχυμένα με οριζόντια διαζώματα κτίρια φαίνονται στα Σχ. 6.2.2(a-d) - 6.2.4(a-d), χωριστά για κάθε τοίχο αλλά ανεξάρτητα διεύθυνσης της σεισμικής δράσης (περιβάλλουσα για κάθε οριζόντια διεύθυνση σεισμού). Από τη σύγκριση των ανωτέρω ισούψων με αυτές των μη ενισχυμένων κτιρίων προκύπτει ότι η εισαγωγή των τριών διαζωμάτων μειώνει δραστικά την τιμή της ισοδύναμης τάσης, ιδίως εκεί όπου είναι μέγιστη, δηλ. στα ανώφλια του ορόφου. Οι τιμές της ισοδύναμης τάσης στα ενισχυμένα κτίρια είναι γενικά κάτω από το 1.0, με εξαίρεση τις περιοχές γύρω από τις γωνίες ανοιγμάτων στο ισόγειο, οι οποίες καταπονούνται κυρίως από την ένταση του τοίχου μέσα στο επίπεδο του για σεισμική δράση παράλληλη σ' αυτό. Έτσι τα οριζόντια διαζώματα αποτελούν πολύ αποτελεσματικό τρόπο ενίσχυσης κυρίως για την περισσότερη κρίσιμη συμπεριφορά κάθετα στο επίπεδο των τοίχων που προκαλεί τις βλάβες στα ανώφλια του ορόφου, την αποκόλληση των τοίχων από τους εγκάρσιους τους, την ανατροπή των τοίχων κάθετα στο επίπεδό τους, κ.λ.π.

Στον Πίν. 6.1 αναγράφεται η μέση τιμή του λόγου της ισοδύναμης τάσης μετά την ενίσχυση προς αυτήν πριν την ενίσχυση. Οι τάσεις των οποίων λαμβάνεται ο λόγος αναφέρονται στο ίδιο σημείο της μέσης επιφάνειας του τοίχου και είναι η δυσμενέστερη τιμή για τις δύο επιφάνειες του τοίχου και για τους συνδυασμούς δράσεων που εξετάζονται (π.χ τους δύο με σεισμό κάθετα ή παράλληλα στον τοίχο και για τους τέσσερις για ανεξάρτητα διεύθυνσης σεισμού). Ο μέσος όρος του λόγου αφορά ή έναν όροφο με δύο ή τέσσερις

6.5

εξωτερικούς τοίχους ή το σύνολο του ύψους του κτιρίου (περιλαμβανομένου και του υπογείου). Στον Πιν. 6.1 αναγράφεται χωριστά (με ένδειξη "**παντού**" η τιμή του λόγου για το σύνολο της επιφάνειας των τοίχων του ορόφου ή ορόφων και χωριστά (με ένδειξη "**κρ(σιμες) περ(ιοχές)**") για τις περιοχές του τοίχου όπου η ισοδύναμη τάση στο μη ενισχυμένο κτίριο είναι μεγάλη, και συγκεκριμένα πάνω από 0.90 (που αντιστοιχεί, δηλ. σε ενδεχόμενη αστοχία). Όπως φαίνεται από τον Πιν. 6.1, η εισαγωγή των οριζοντίων διαφραγμάτων μειώνει λίγο τις τάσεις στο ισόγειο για σεισμό παράλληλο στον τοίχο (μείωση της τάξης του 10%) και πολύ (κατά 50% περίπου) για σεισμό κάθετα στον τοίχο, ιδίως στις κρίσιμες περιοχές των τοίχων. Ανεξαρτήτως διεύθυνσης σεισμικής δράσης η μείωση είναι της τάξης του 25% στις κρίσιμες περιοχές του ισόγειου και του 45% σ' αυτές του ορόφου, και της τάξεως του 30% στο σύνολο του κτιρίου.



ΣΧ- 6.2.1 Περιοχές των τοίχων όπου κατασκευάζονται τα οριζόντια διαζώματα.

- (a) Κτίριο I
- (b) Κτίριο II
- (c) Κτίριο III

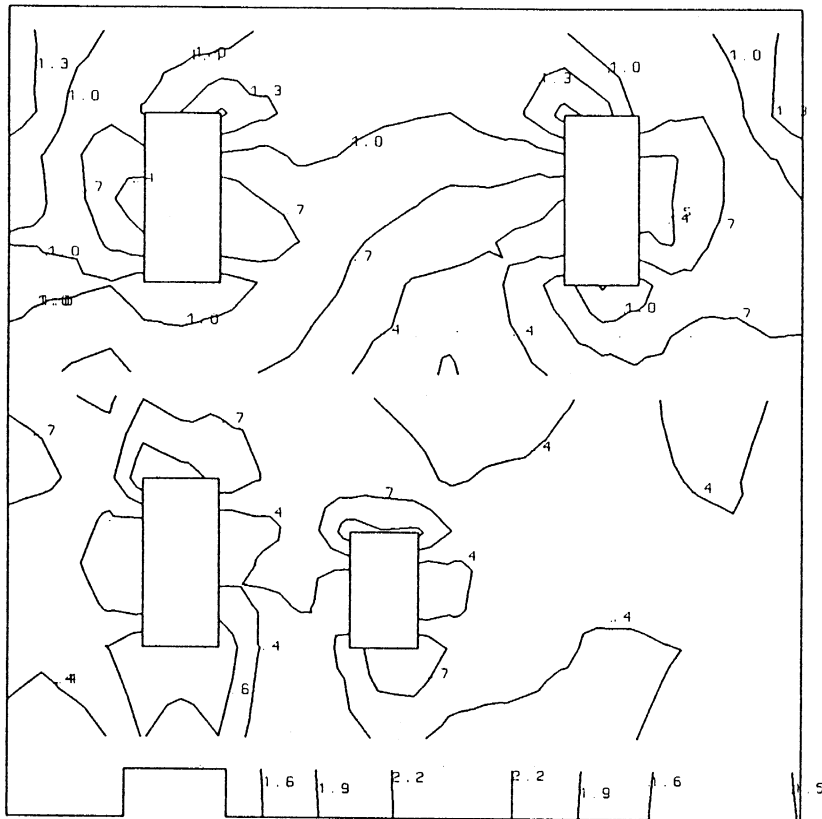


Fig. 6.2.2(a) **Building I, Wall W1**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

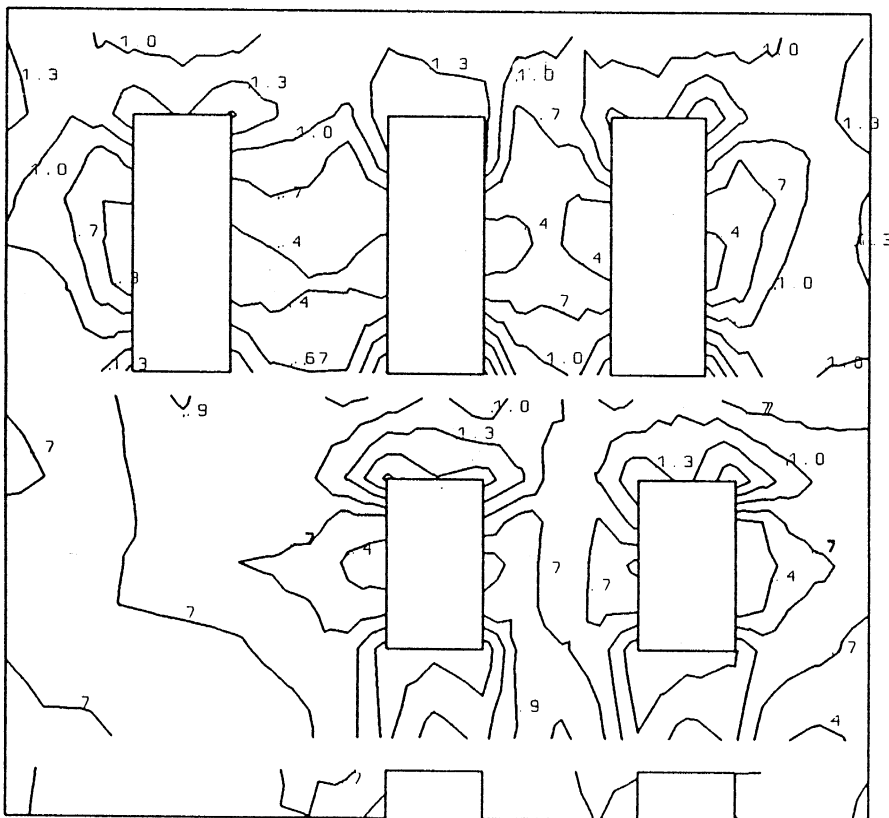


Fig.6.2.2(b) **Building I, Wall W2**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

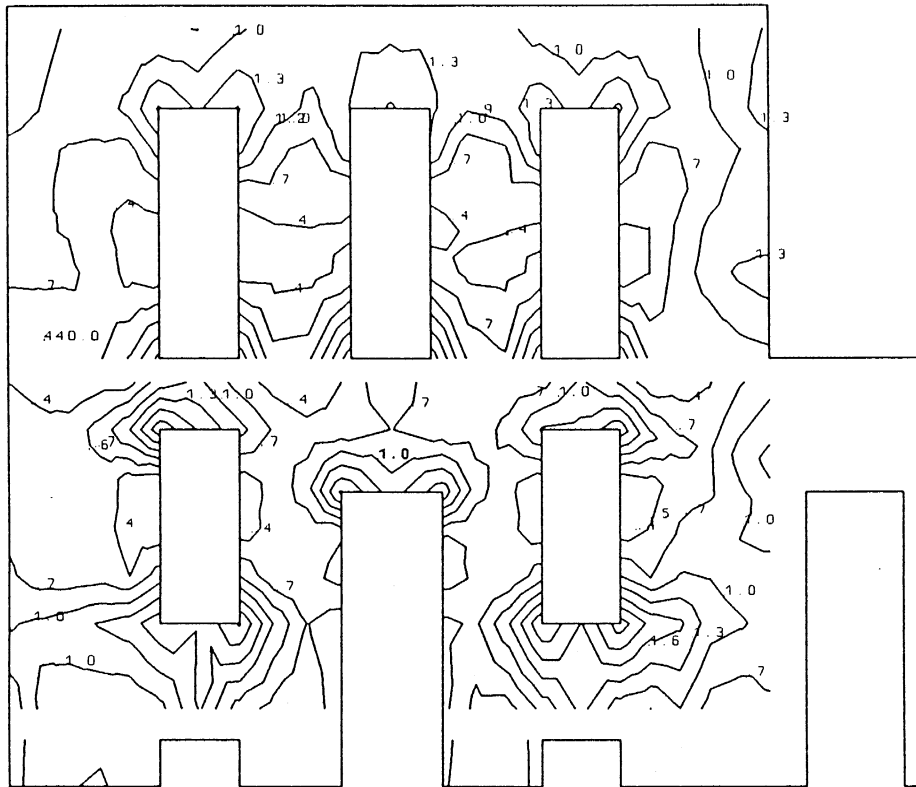


Fig.6.2.2(c) **Building I, Wall W3**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

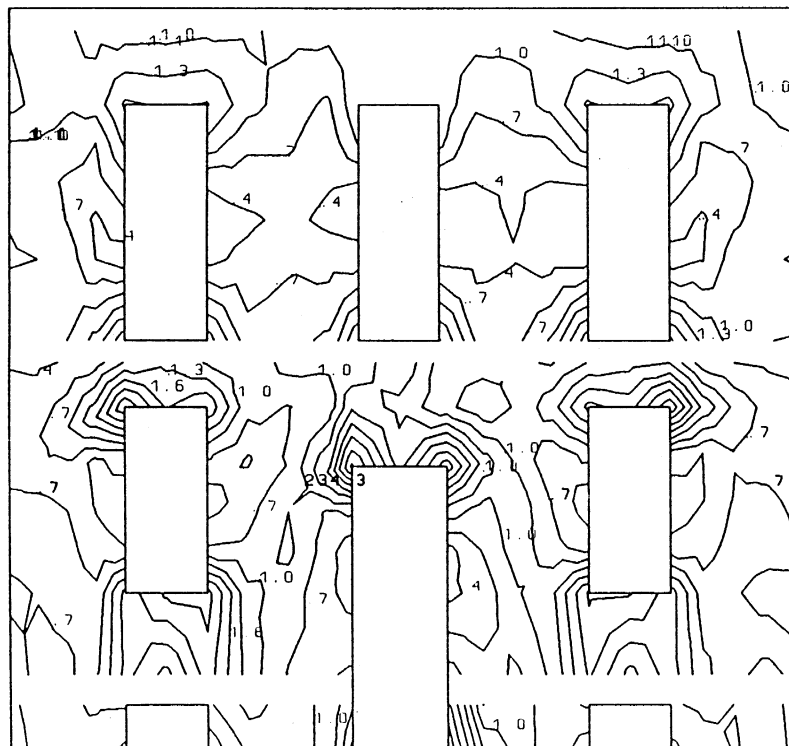


Fig.6.2.2(d) **Building I, Wall W4**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

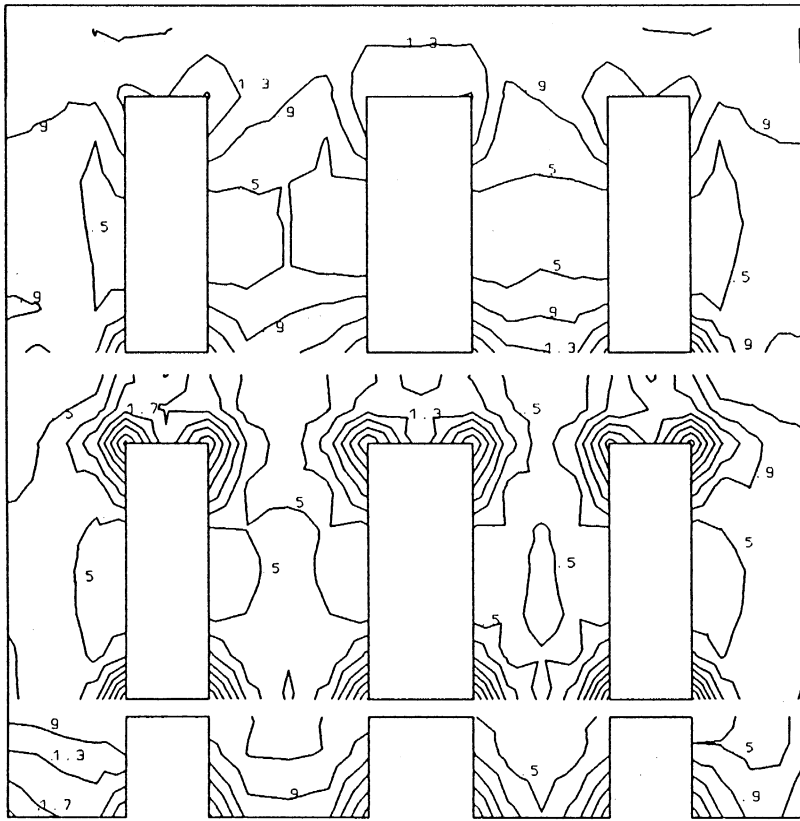


Fig. 6.2.3(a) **Building II, Wall W1**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

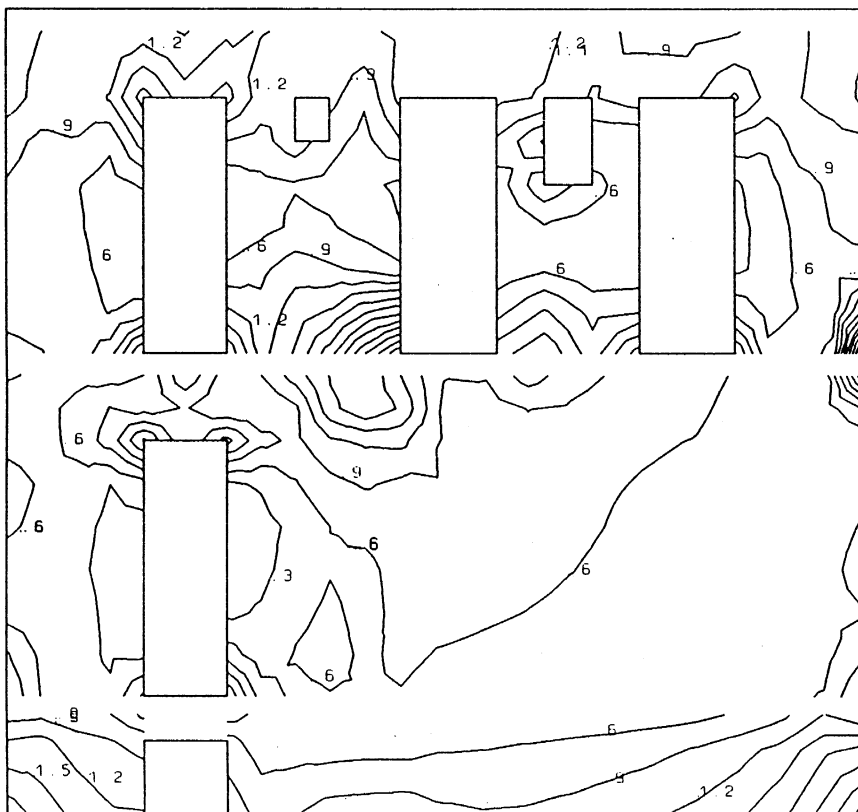


Fig. 6.2.3(b) **Building II, Wall W2**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

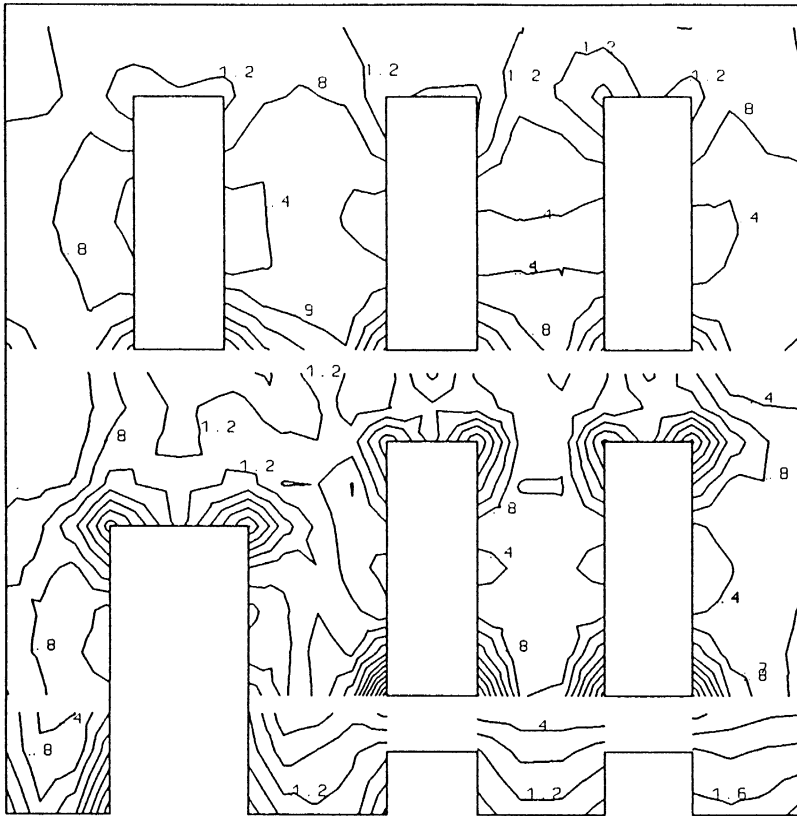


Fig. 6.2.3(c) **Building II, Wall W3**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

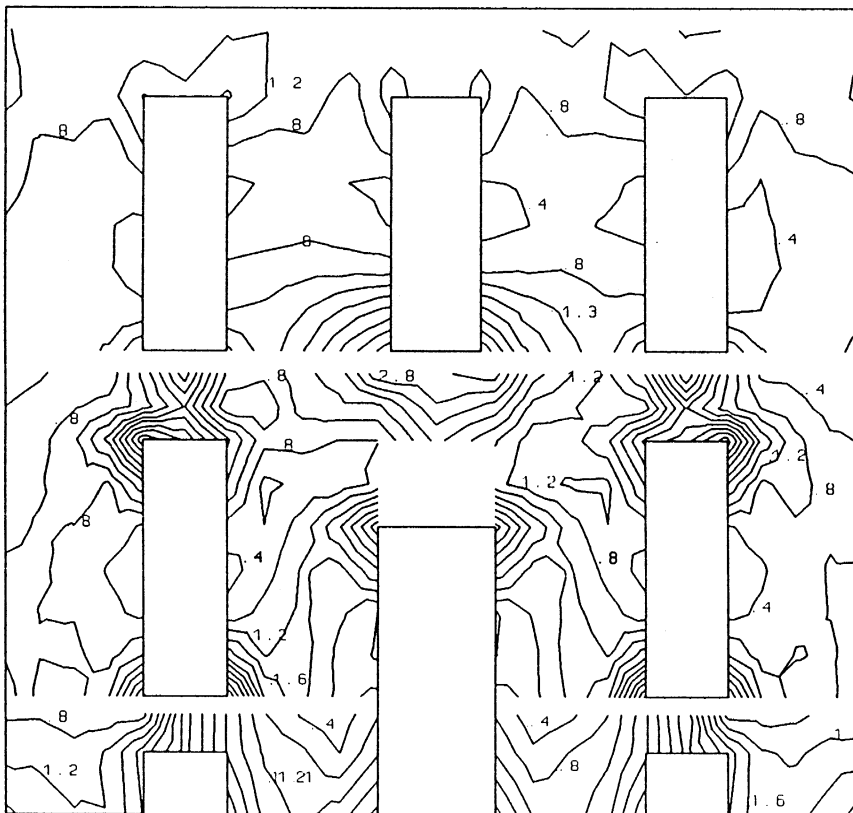


Fig. 6.2.3(d) **Building II, Wall W4**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction



Fig. 6.2.4(a) **Building III, Wall W1**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

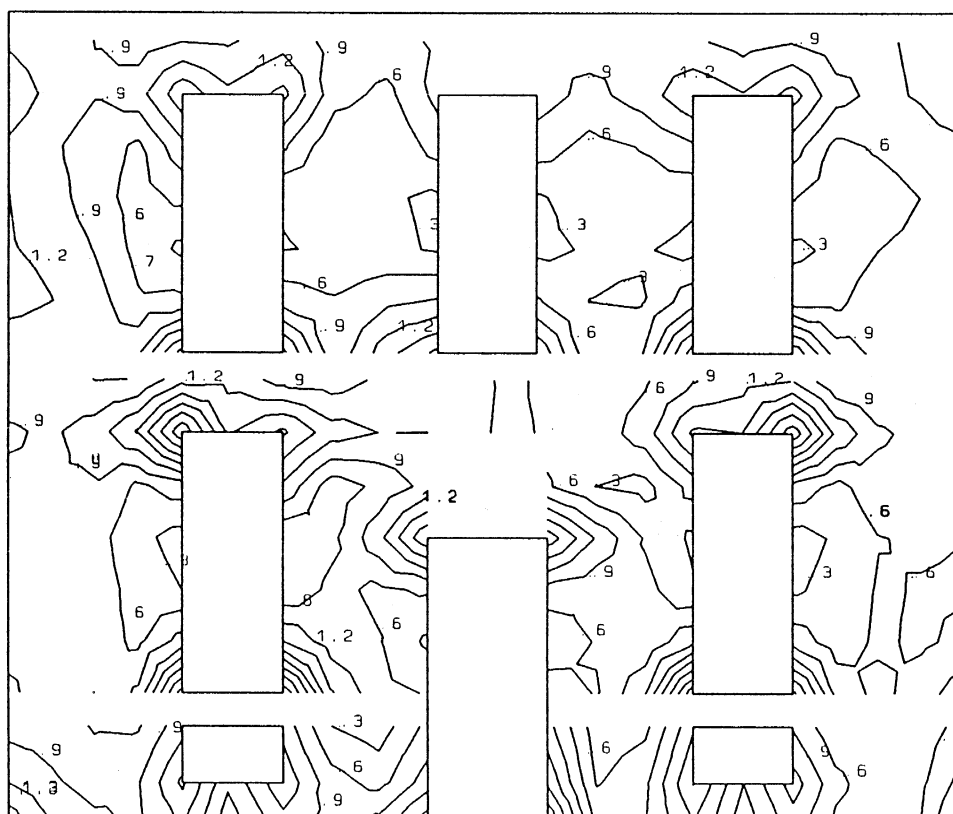


Fig. 6.2.4(b) **Building III, Wall W2**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

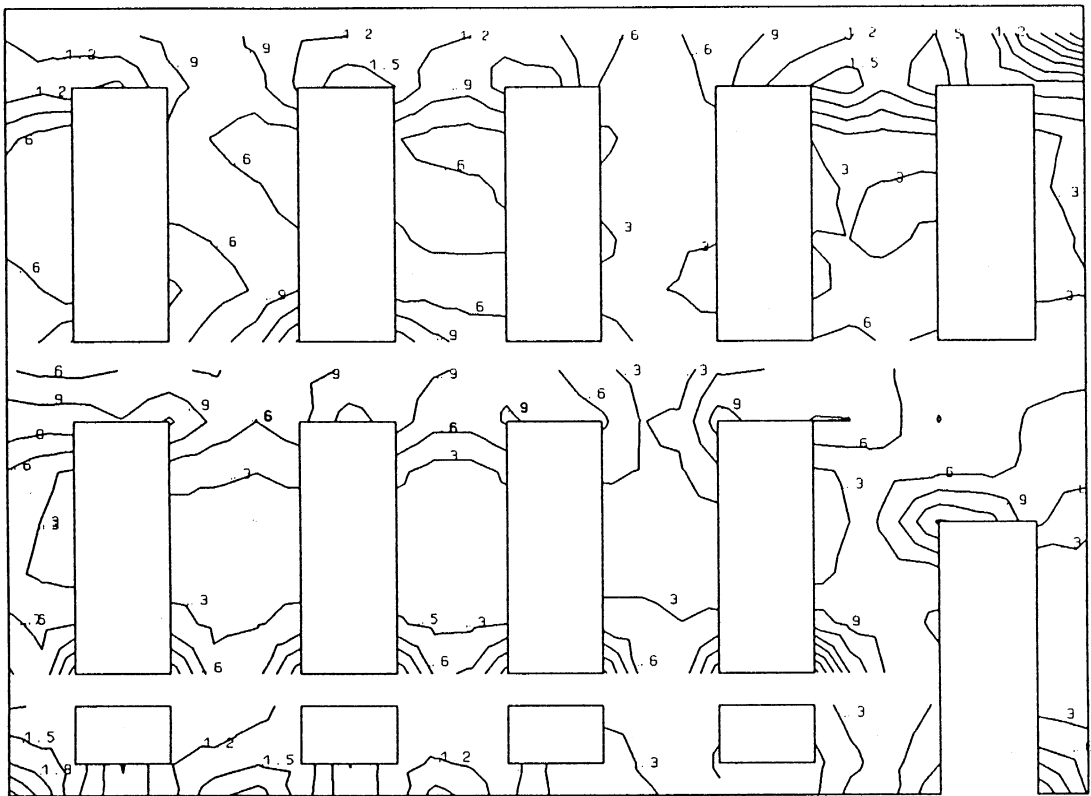


Fig. 6.2.4(c) **Building III, Wall W3**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

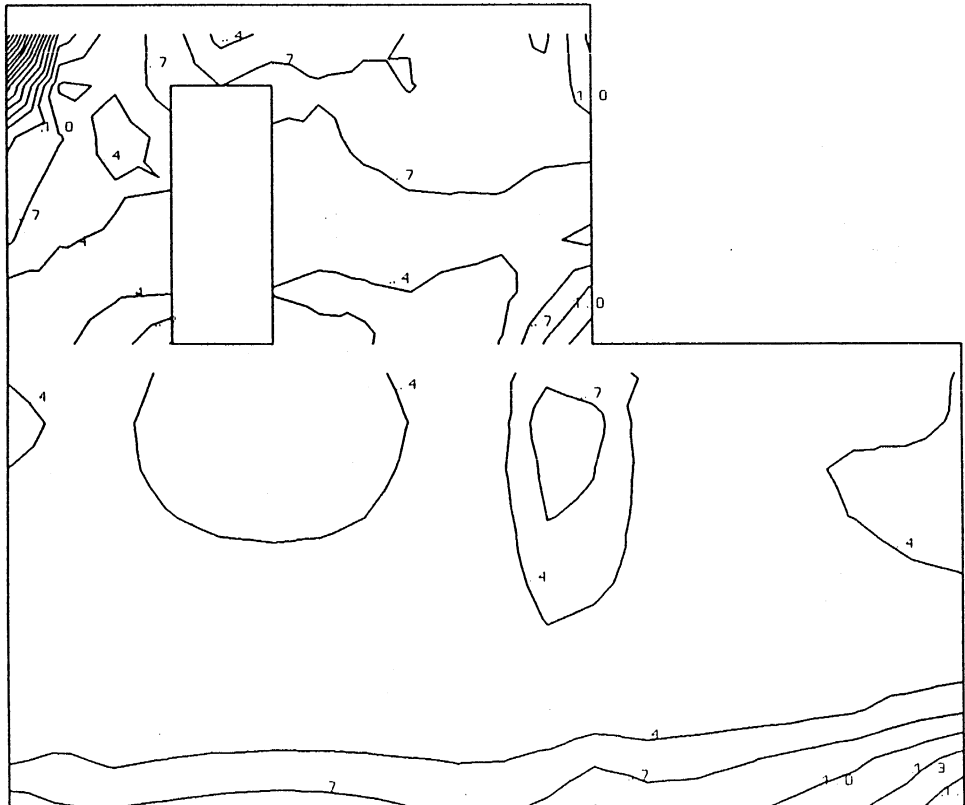


Fig. 6.2.4(d) **Building III, Wall W4**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

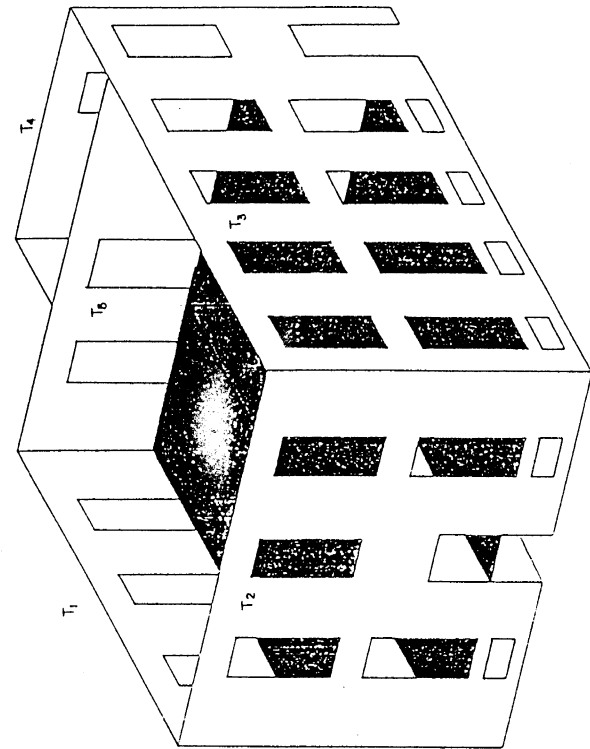
6.3. Αντικατάσταση ευκάμπτων πατωμάτων με πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος

Η δυσκαμψία των πατωμάτων ενός κτιρίου μέσα στο επίπεδο τους θεωρείται ότι παίζει σημαντικό ρόλο στη συμπεριφορά του υπό την επίδραση σεισμικών δράσεων. Η ύπαρξη δυσκάμπτων πατωμάτων συνδέει τους τοίχους μεταξύ τους και εξασφαλίζει περισσότερο ομοιόμορφη κατανομή των οριζοντίων δυνάμεων σ' αυτούς, μειώνει το ύψος των τοίχων για την καμπτική λειτουργία τους για σεισμική δράση κάθετη στο επίπεδο τους, και τέλος, λόγω του βάρους τους, αυξάνει τις κατακόρυφες θλιπτικές τάσεις (Jain και Jennings (1985), Τάσιος και Χρονόπουλος (1986), Hendry (1985)).

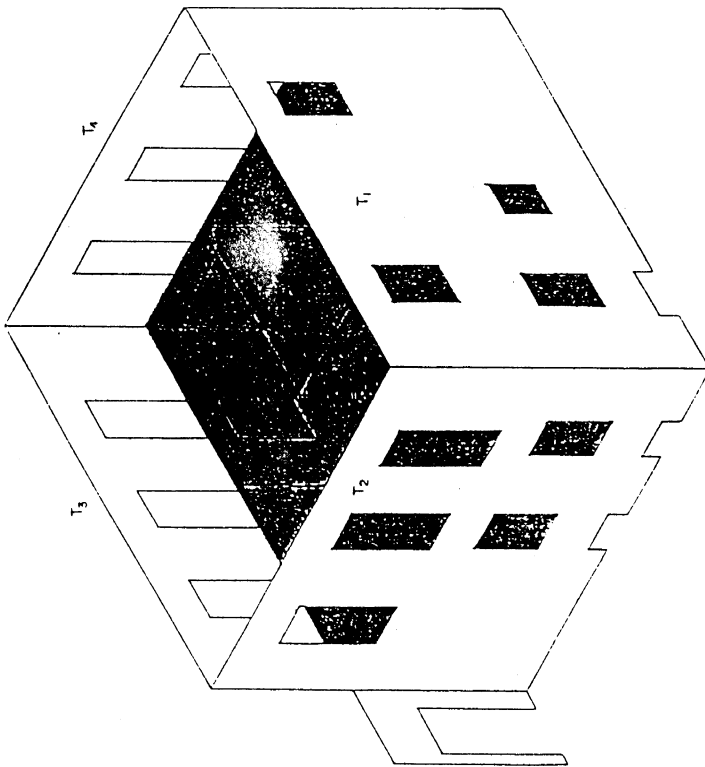
Εδώ ερευνάται η συμπεριφορά των κτιρίων εάν αντικατασταθούν τα ξύλινα πατώματα με πλάκες Οπλισμένου Σκυροδέματος, οι οποίες στηρίζονται στους υπάρχοντες φέροντες τοίχους. Δεν εξετάσθηκε η περίπτωση αντικατάστασης της ξύλινης στέγης γιατί τα κτίρια από φέρουσα λιθοδομή κατά κανόνα έχουν στον ανώτερο όροφο μόνο περιμετρικούς φέροντες τοίχους. Έτσι, η αντικατάσταση της στέγης με πλάκες από Οπλισμένο Σκυρόδεμα απαιτεί κατασκευή νέων φερόντων στοιχείων για τη μείωση των ανοιγμάτων της πλάκας. Για την ανάλυση των κτιρίων χρησιμοποιήθηκε σαν βάση η προσομοίωση των Πεπερασμένων Στοιχείων που εφαρμόσθηκε για το μη ενισχυμένο κτίριο. Η ύπαρξη των δυσκάμπτων πατωμάτων λαμβάνεται υπόψη με εισαγωγή κινηματικής δέσμευσης των οριζοντίων μεταθέσεων των κόμβων στις στάθμες των δαπέδων καθώς και της στροφής τους περί κατακόρυφο άξονα, έτσι ώστε οι μετακινήσεις αυτών των κόμβων μέσα στο οριζόντιο επίπεδο τους να αντιστοιχούν σε μετακινήσεις απολύτως στερεού σώματος. Με τον τρόπο αυτό οι πλάκες λειτουργούν σαν απαραμόρφωτες στο επίπεδο τους. Τα φορτία των πλακών υπολογίσθηκαν για πάχος πλάκας 0.14m και κατανεμήθησαν ομοιόμορφα στους τοίχους στους οποίους εδράζονται. Στα Σχ. 6.3.1 φαίνονται τα δάπεδα των τριών κτιρίων τα οποία αντικαταστάθηκαν με πλάκες Οπλισμένου Σκυροδέματος, ενώ στα Σχ. 6.3.2(a-d) - 6.3.4(a-d) έχουν σχεδιαστεί οι ισοϋψείς της ισοδύναμης τάσης μετά την αντικατάσταση των ξυλίνων δαπέδων τους με πλάκες.

Τα σχήματα αυτά αφορούν μόνο την περιβάλλουσα ισοδύναμων τάσεων ανεξάρτητα διεύθυνσης της σεισμικής δράσης. Από τη σύγκρισή τους με τα αντίστοιχα για τα μη ενισχυμένα κτίρια προκύπτει ότι η εισαγωγή δυσκάμπτων πατωμάτων είναι ιδιαίτερα αποτελεσματική στο ισόγειο, όπου ομοιομορφοποιεί τις τάσεις, ιδιαίτερα γύρω από τις γωνίες των ανοιγμάτων και τις απολήξεις των εσωτερικών φερόντων τοίχων στην οροφή ισόγειου. Στον όροφο η αποτελεσματικότητά της είναι μειωμένη, ιδίως στα ανώφλια και κοντά στις πάνω γωνίες, οι οποίες παραμένουν σχεδόν ανεπηρέαστες. Η μείωση των τάσεων στον

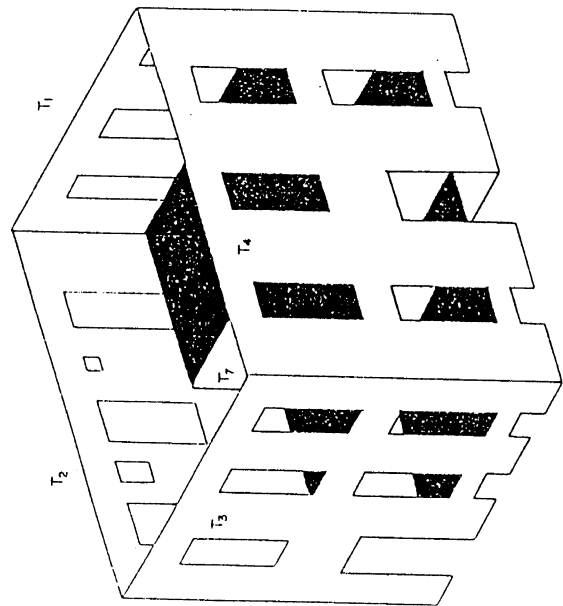
όροφο για την κρίσιμη διεύθυνση του σεισμού, δηλ. την κάθετη προς τον τοίχο, οφείλεται όχι μόνο στην ανάληψη τάσεων και στην ενίσχυση του τοίχου εκεί όπου αυτός είναι πιο κρίσιμος, δηλ. στη στέψη, αλλά στο γεγονός ότι η παρουσία της πλάκας στην οροφή ισόγειου μειώνει δραστικά το άνοιγμα της τριέρειστης πλάκας στην κατακόρυφη διεύθυνση. Τα ανωτέρω αντικατοπτρίζονται από τις αριθμητικές τιμές του Πιν. 6.1. Ανεξάρτητα διεύθυνσης σεισμικής δράσης η μείωση είναι 30% στο ισόγειο και 40% στις κρίσιμες περιοχές του. Τα αντίστοιχα ποσοστά στον όροφο είναι 20% και 30% περίπου, και στο σύνολο του κτιρίου 25% και $1/3$, δηλαδή παρόμοια με αυτά που προκύπτουν από τα οριζόντια διαζώματα αλλά σε διαφορετική θέση στο κτίριο.



(c)



(a)



(b)

Σχ. 6.3.1 Δάπεδα των κτιρίων τα οποία αντικαταστάθηκαν με πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος.

(a) Κτίριο I

(b) Κτίριο II

(c) Κτίριο III

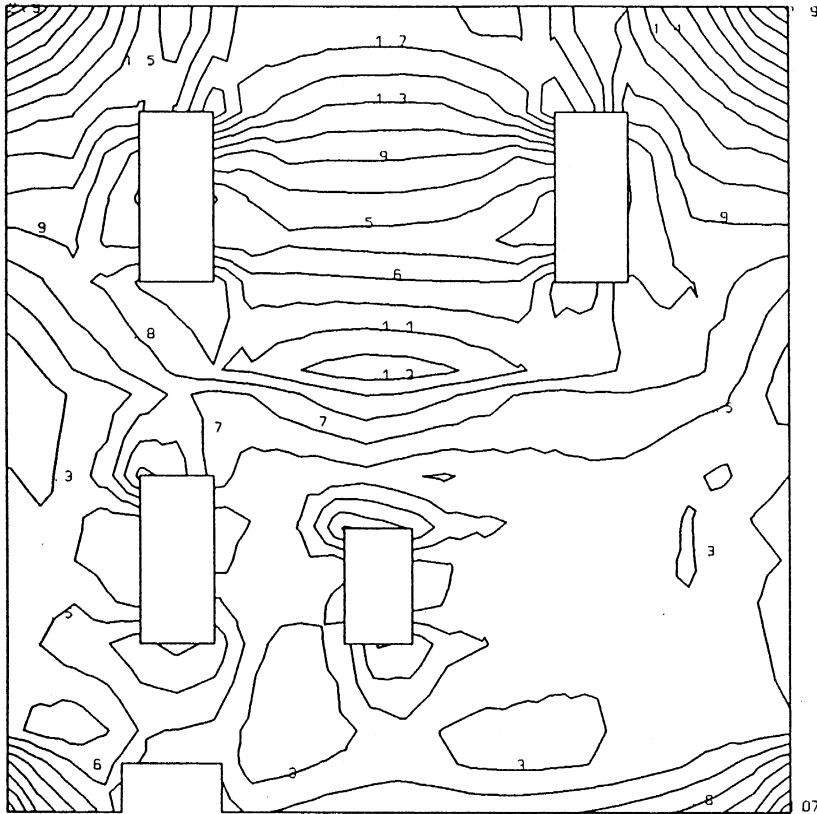


Fig. 6.3.2(a) **Building I, Wall W1**
Equivalent Stress contours independent of seismic action direction

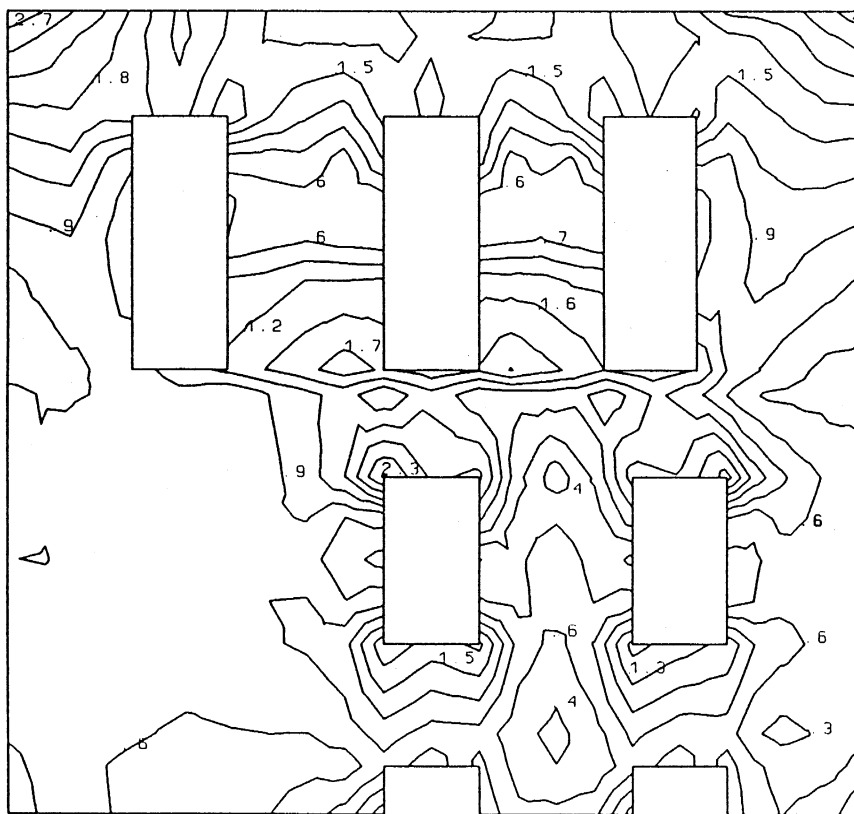


Fig.6.3.2(b) **Building I, Wall W2**
Equivalent Stress contours independent of seismic action direction

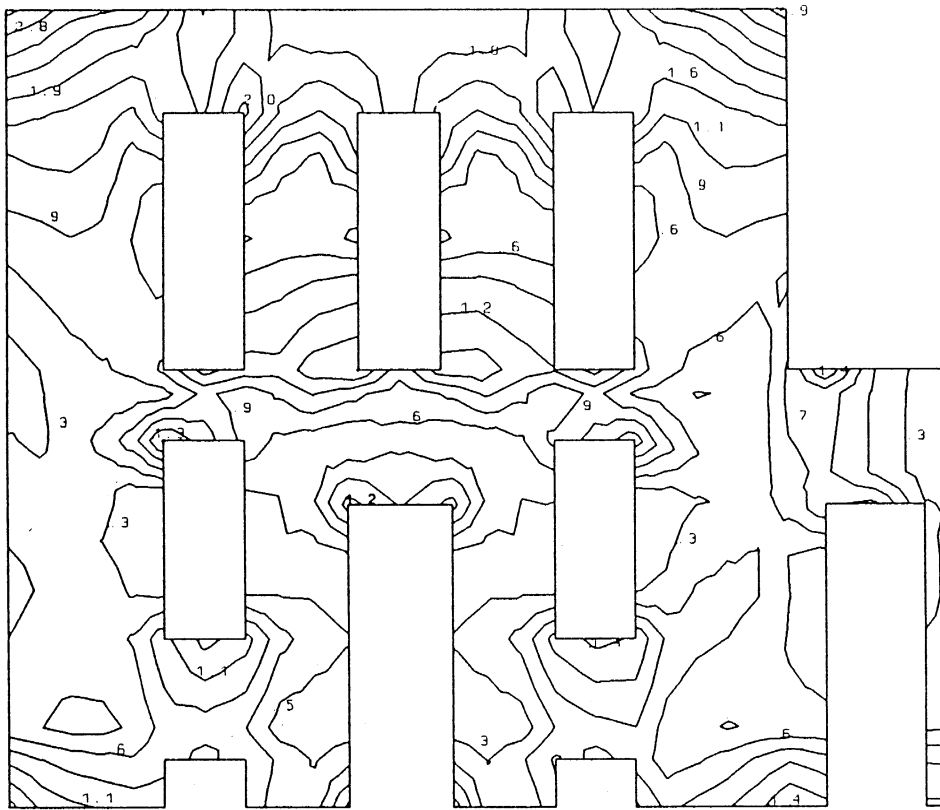


Fig.6.3.2(c) **Building I, Wall W3**

Equivalent Stress contours independent of seismic action direction

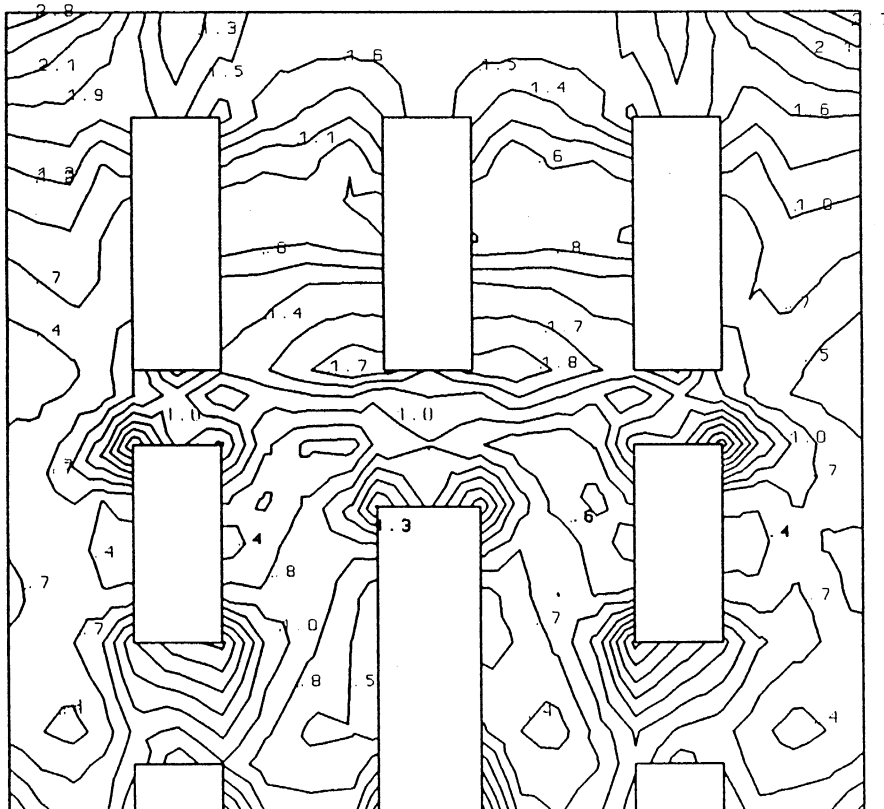


Fig.6.3.2(d) **Building I, Wall W4**

Equivalent Stress contours independent of seismic action direction

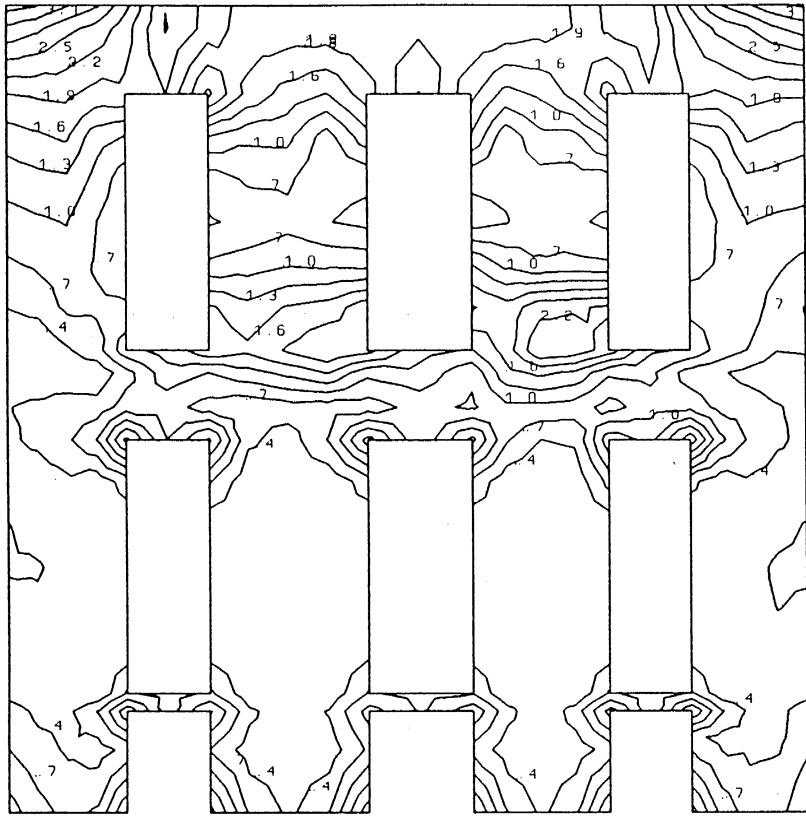


Fig. 6.3.3(a) **Building II, Wall W1**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

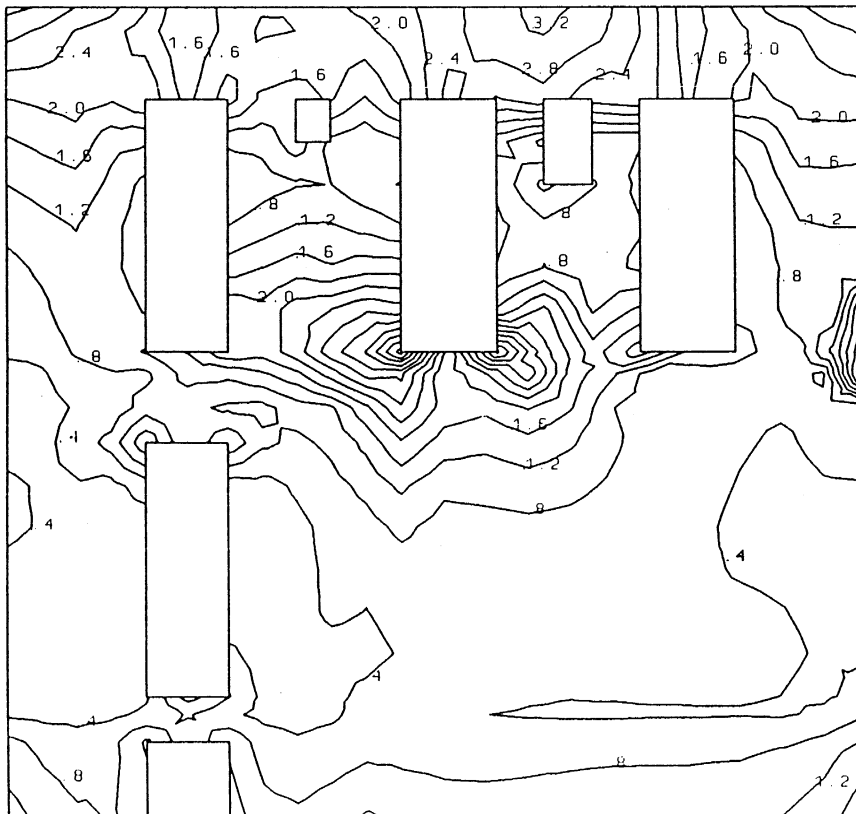


Fig.6.3.3(b) **Building II, Wall W2**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

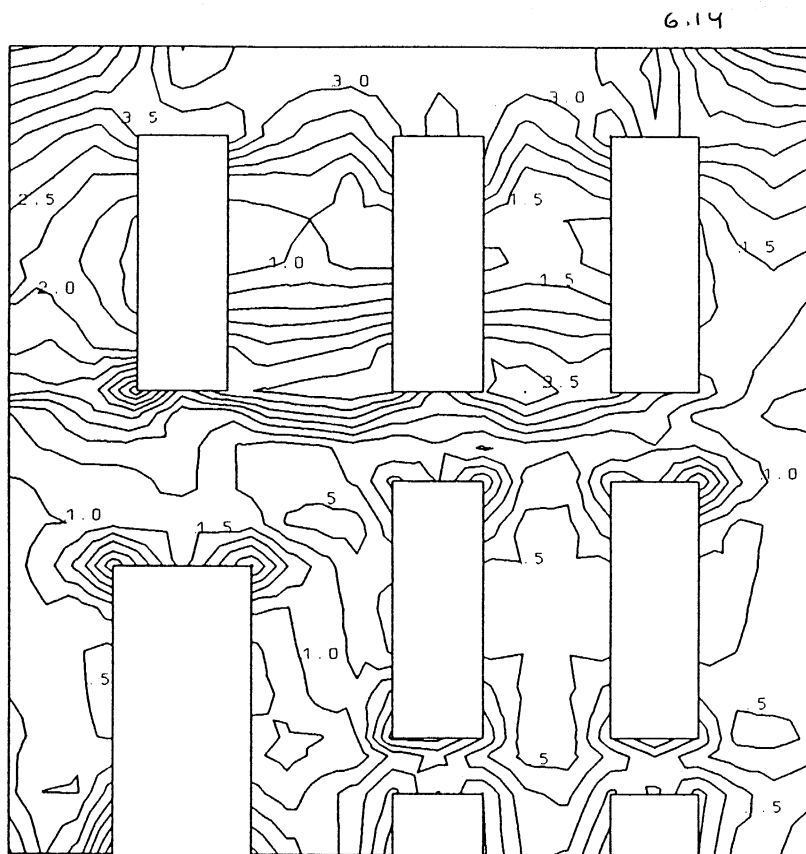


Fig.6.3.3(c) Building II, Wall W3
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

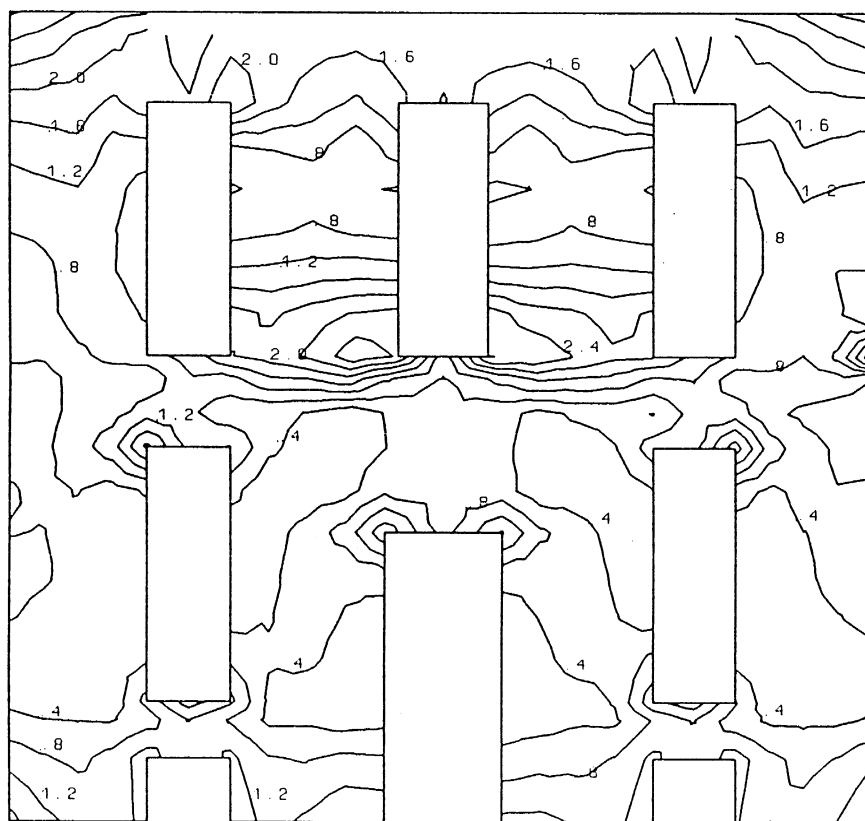
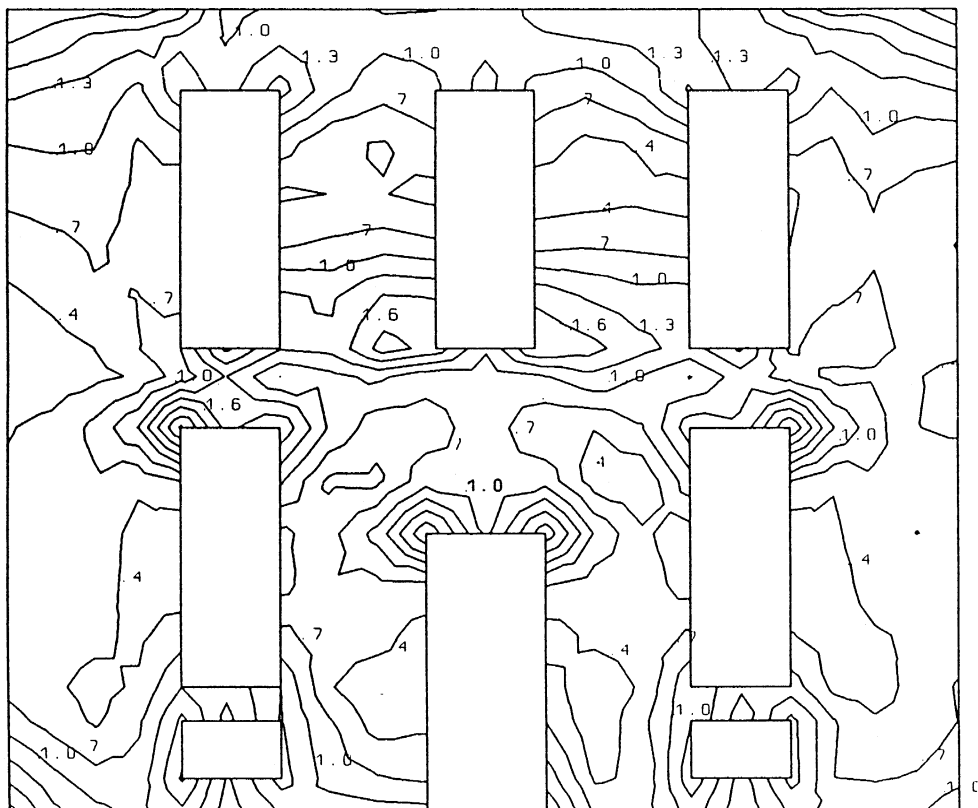


Fig.6.3.3(d) Building II, Wall W4
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction



Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

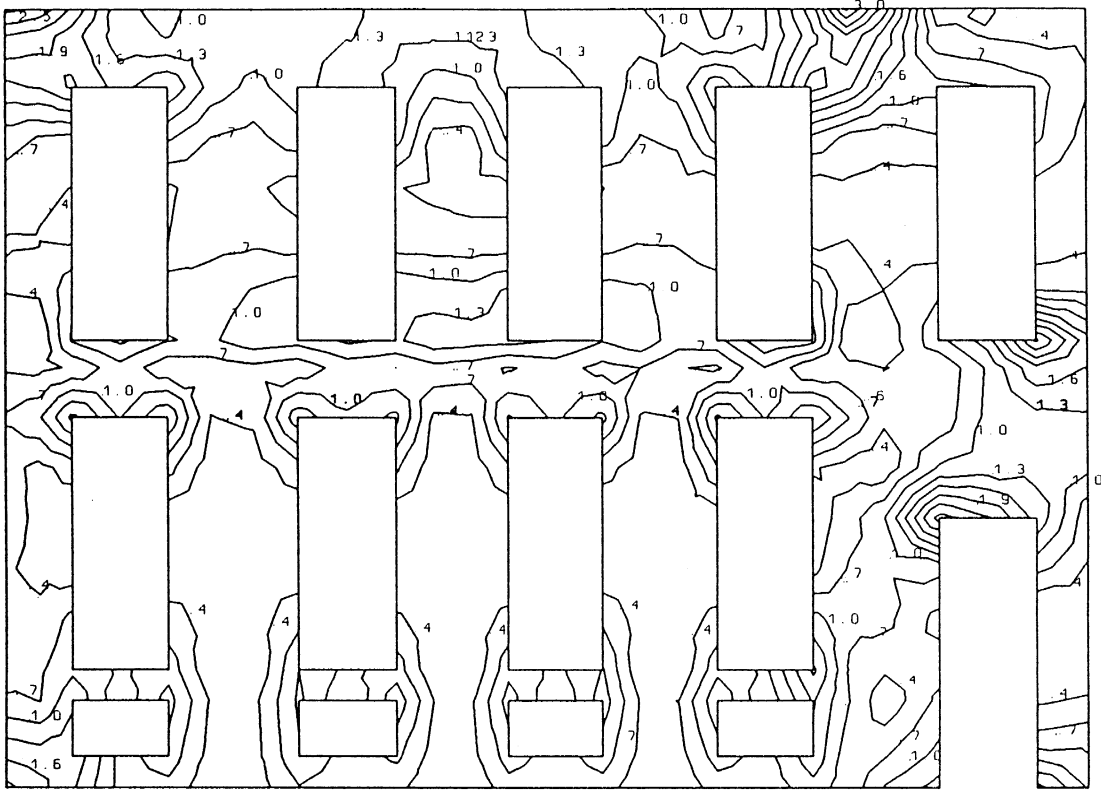


Fig.6.3.4(c) Building III, Wall W3
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

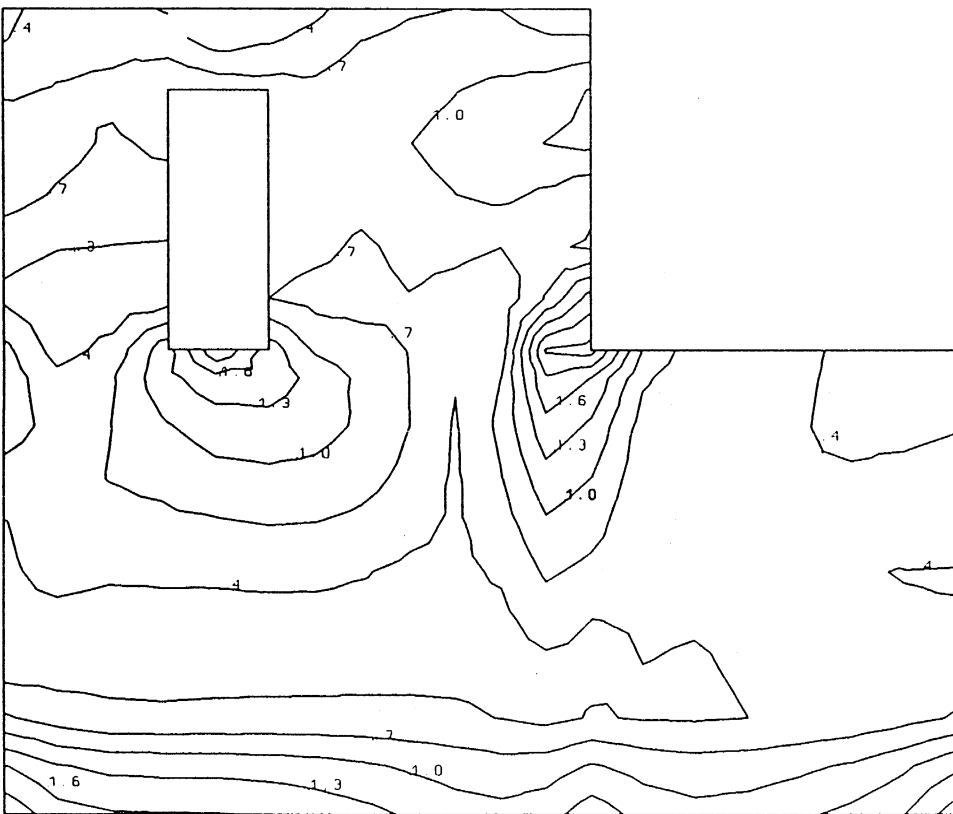


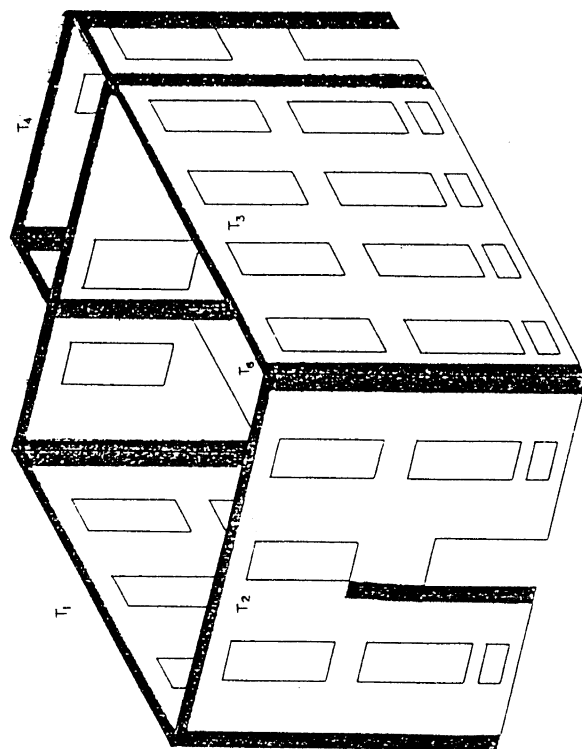
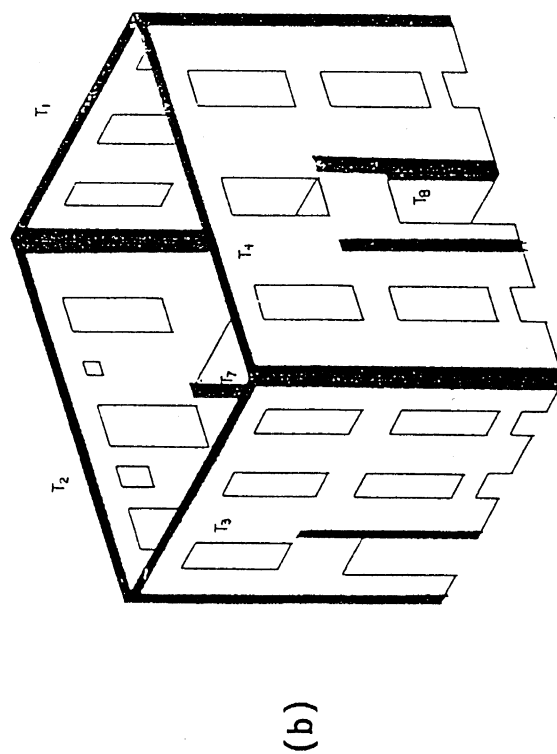
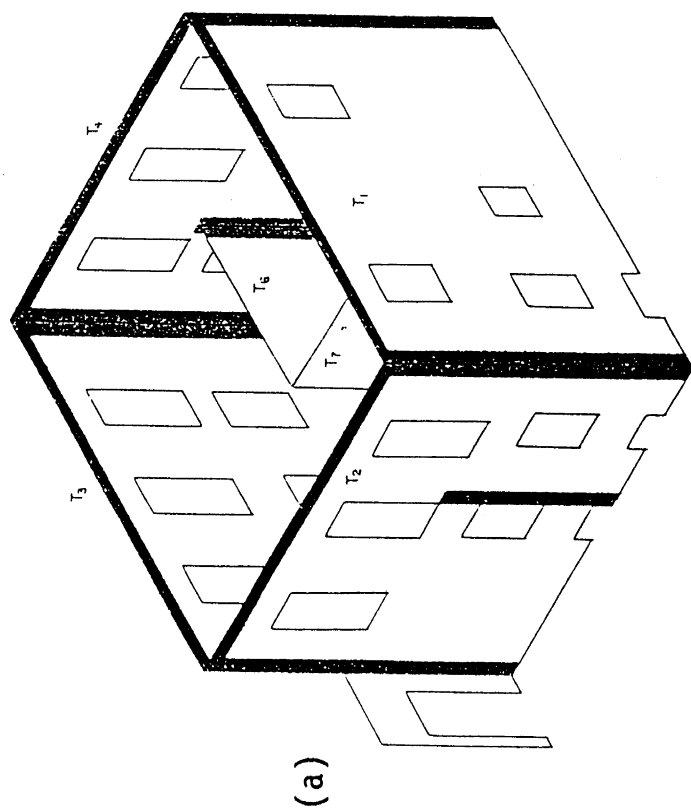
Fig.6.3.4(d) Building III, Wall W4
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

6.4 Κατασκευή κατακορύφων ζωνών από οπλισμένο σκυρόδεμα

Εδώ αποτιμάται η αποτελεσματικότητα της κατασκευής μόνο κατακορύφων ζωνών από οπλισμένο σκυρόδεμα στις περιοχές της συμβολής των φερόντων τοίχων. Η κατασκευή τέτοιων ζωνών, με πάχος ίσο με το πάχος του τοίχου και διάσταση κάθετη στο πάχος 0.45m - 0.55m, είναι σχετικά εύκολη. Απαραίτητη προϋπόθεση για την αποτελεσματική σύνδεση των ζωνών με τον φέροντα τοίχο και επομένως και για όσα θα αναφερθούν κατωτέρω είναι η τραχύτητα της επιφάνειας της τομής που θα γίνει στους τοίχους, η οποία εξασφαλίζει τη συνεργασία μέσω δυνάμεων τριβής στην διεπιφάνεια σκυροδέματος - τοιχοποιίας. Για την περαιτέρω βελτίωση αυτής της συνεργασίας χρειάζεται να τοποθετηθούν οριζοντίως μεταλλικές λάμες (τζινέτια) στις πλευρές του τοίχου πριν τη σκυροδέτηση. Επισημαίνεται πάντως ότι στις θέσεις συμβολής τους οι φέροντες τοίχοι κατασκευάζονται γενικά από καλής ποιότητας τοιχοποιία, αποτελούμενη από μεγάλους λαξεμένους λίθους (π.χ. ακρογωνιαίους), οι οποίοι εμπλέκονται καλά με τους ακανόνιστους λίθους της υπόλοιπης τοιχοποιίας. Έτσι η καθαίρεση των λίθων αυτών και η αντικατάστασή τους με κρυφοκολώνα οπλισμένου σκυροδέματος, μπορεί να μεν να βελτιώνει τοπικά την εφελκυστική αντοχή στην κατακόρυφη διεύθυνση, οδηγεί όμως γενικά στην υποβάθμιση της σύνδεσης των τοίχων.

Για την αποτίμηση του αποτελέσματος αυτής της τεχνικής δεν θεωρήθηκε καμία άλλη ταυτόχρονη επέμβαση στα κτίρια. Και εδώ, όπως και στις περιπτώσεις των οριζοντίων διαζωμάτων, τα στοιχεία του πλέγματος των Πεπερασμένων Στοιχείων στις συμβολές των φερόντων τοίχων, ελήφθησαν με Μέτρα Ελαστικότητας και Διάτμησης και με Συντελεστή Poisson ίσα με αυτά του σκυροδέματος.

Στα Σχήμ. 6.4.1 (α-ε) φαίνονται οι περιοχές των τοίχων στις οποίες κατασκευάζονται οι κατακόρυφες ζώνες από οπλισμένο σκυρόδεμα στα τρία κτίρια. Στα Σχ. 6.4.2(α-d) - 6.4.4(α-d) φαίνονται οι ισούψεις της ισοδύναμης τάσης (περιβάλλουσα ανεξάρτητα διεύθυνσης σεισμικής δράσης) για όλους τους τοίχους των τριών κτιρίων. Από τη σύγκρισή τους με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των μη ενισχυμένων κτιρίων προκύπτει ότι οι κατακόρυφες ζώνες ελάχιστα συμβάλλουν στη μείωση της σεισμικής έντασης στην τοιχοποιία. Όπως φαίνεται και στον Πίν. 6.1, ενώ στις κρίσιμες περιοχές των τοίχων η τοποθέτηση των κατακορύφων διαζωμάτων προκαλεί κάποια μείωση της τάξης του 5%, η οποία προέρχεται κυρίως από τους τοίχους τους κάθετους στη διεύθυνση του σεισμού, στο σύνολο του κτιρίου προκύπτει κατά μέσο όρο αύξηση των τάσεων στην τοιχοποιία.



ΣΧ 6.4.1 Περιοχές των κτιρίων όπου κατασκευάζονται οι οριζόντιες και κατακόρυφες ζώνες.

- (a) Κτίριο I
- (b) Κτίριο II
- (c) Κτίριο III

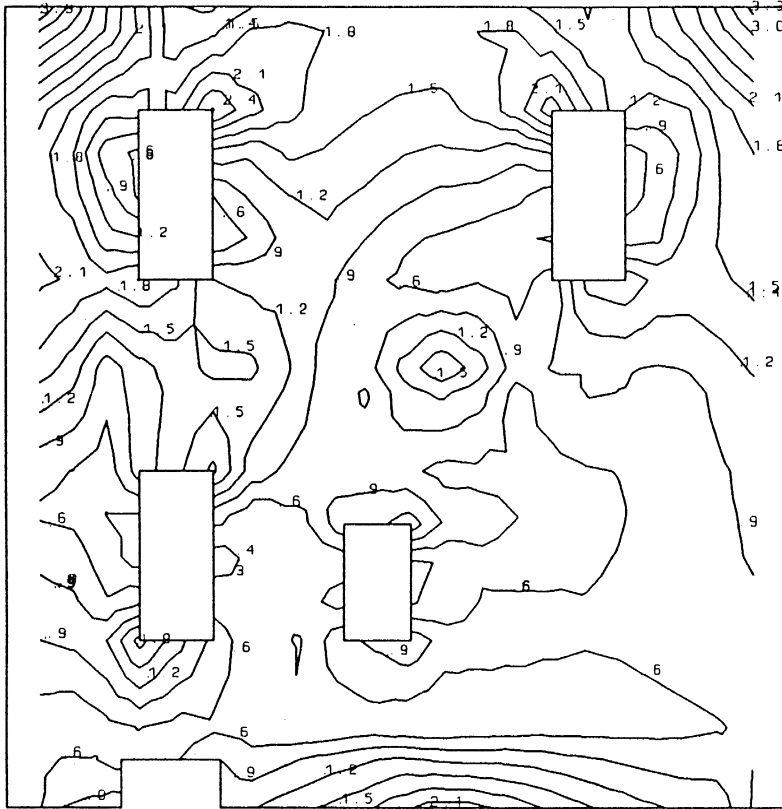


Fig.6.4.2(a) **Building I, Wall W1**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

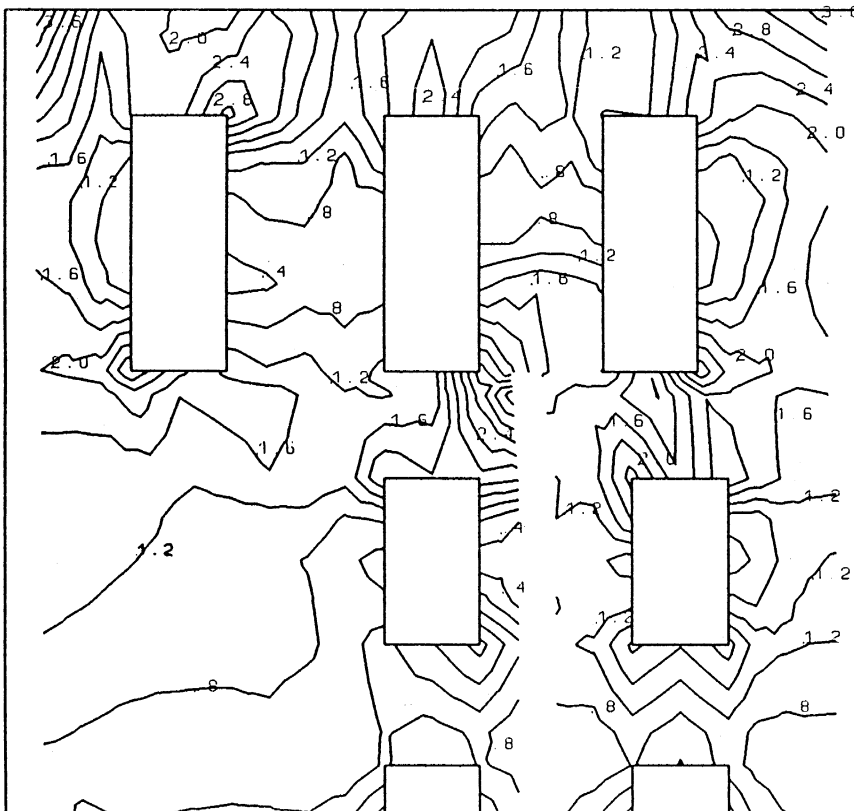


Fig.6.4.2(b) **Building I, Wall W2**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

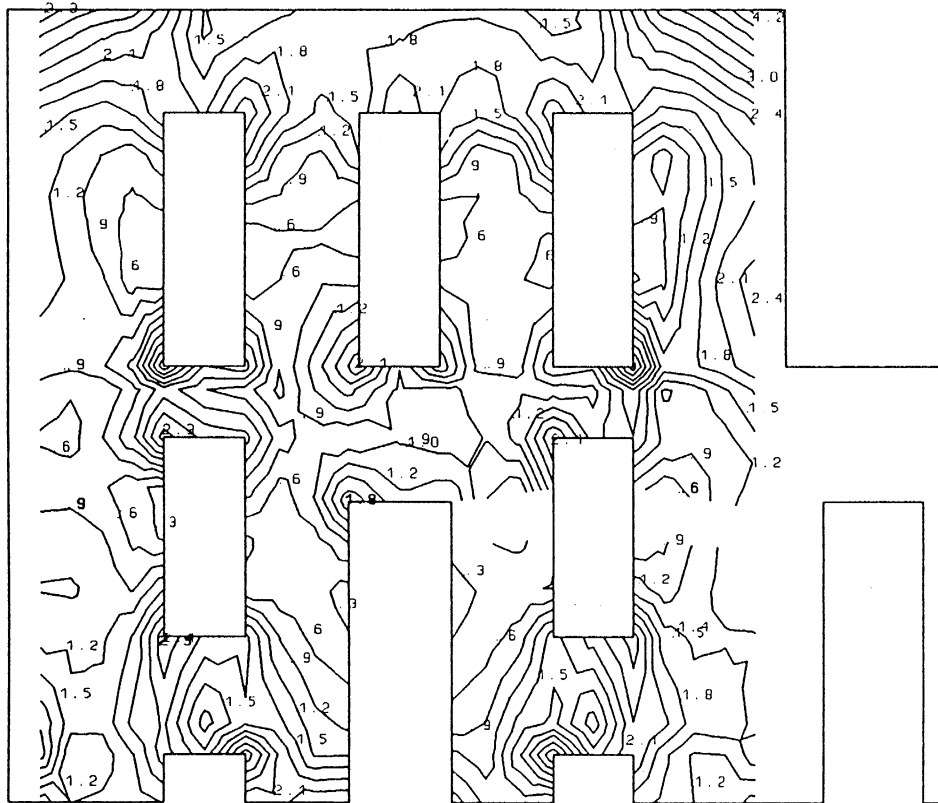


Fig.6.4.2(c) Building I, Wall W3
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

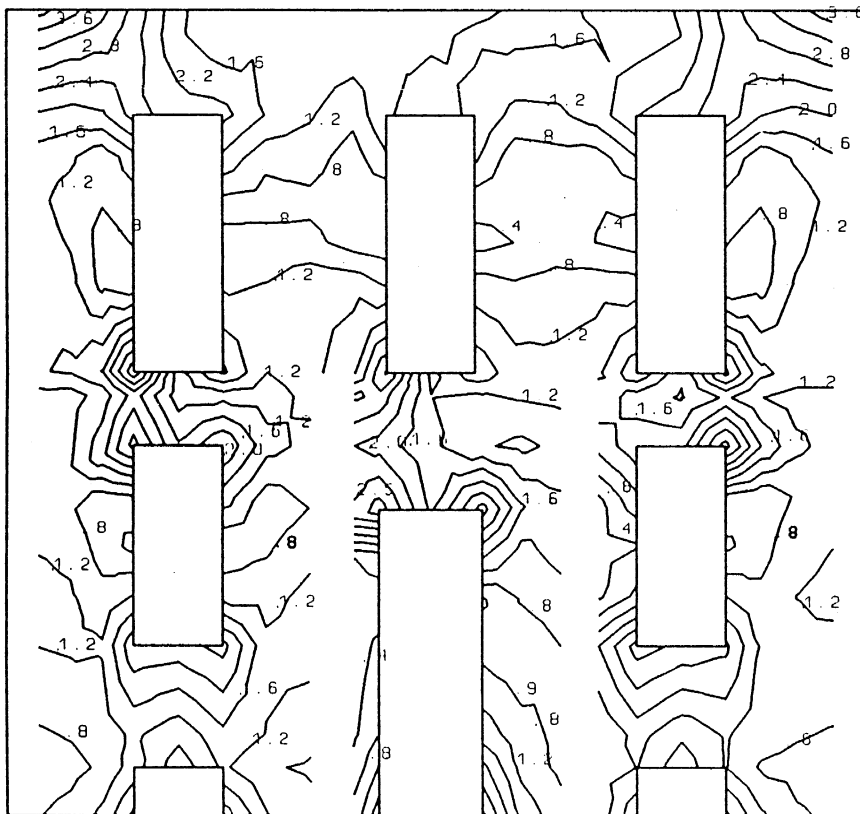


Fig.6.4.2(d) Building I, Wall W4
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

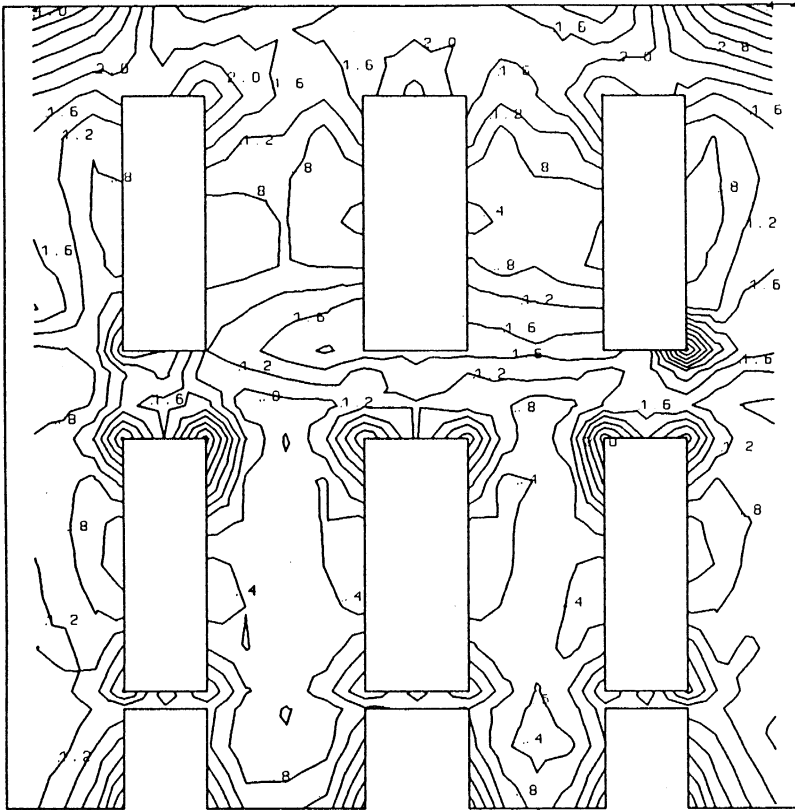


Fig.6.4.3(a) **Building II, Wall W1**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

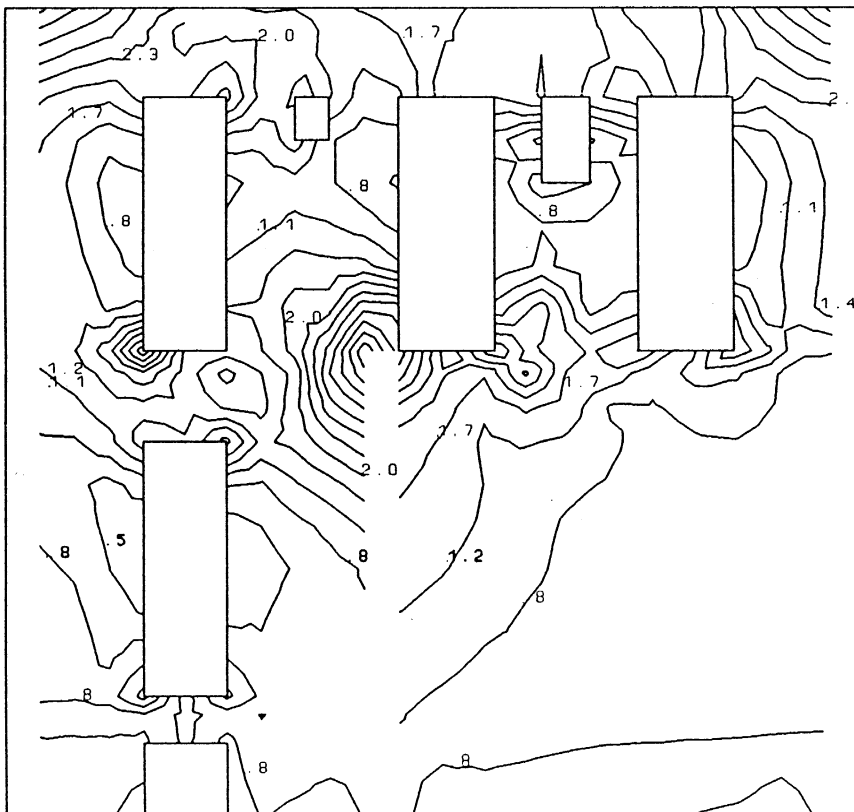


Fig.6.4.3(b) **Building II, Wall W2**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

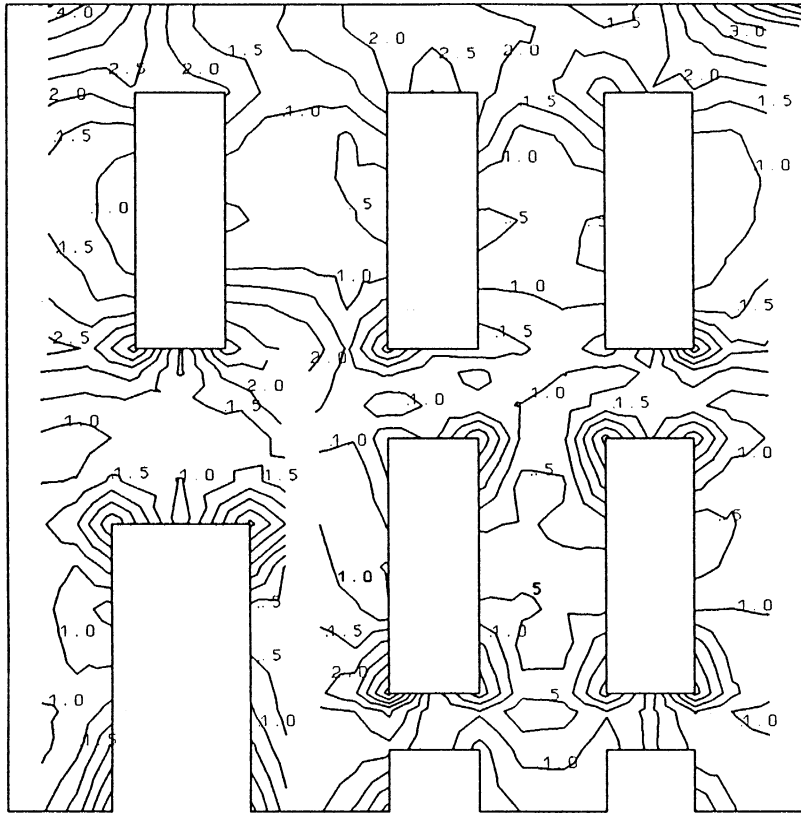


Fig.6.4.3(c) **Building II, Wall W3**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

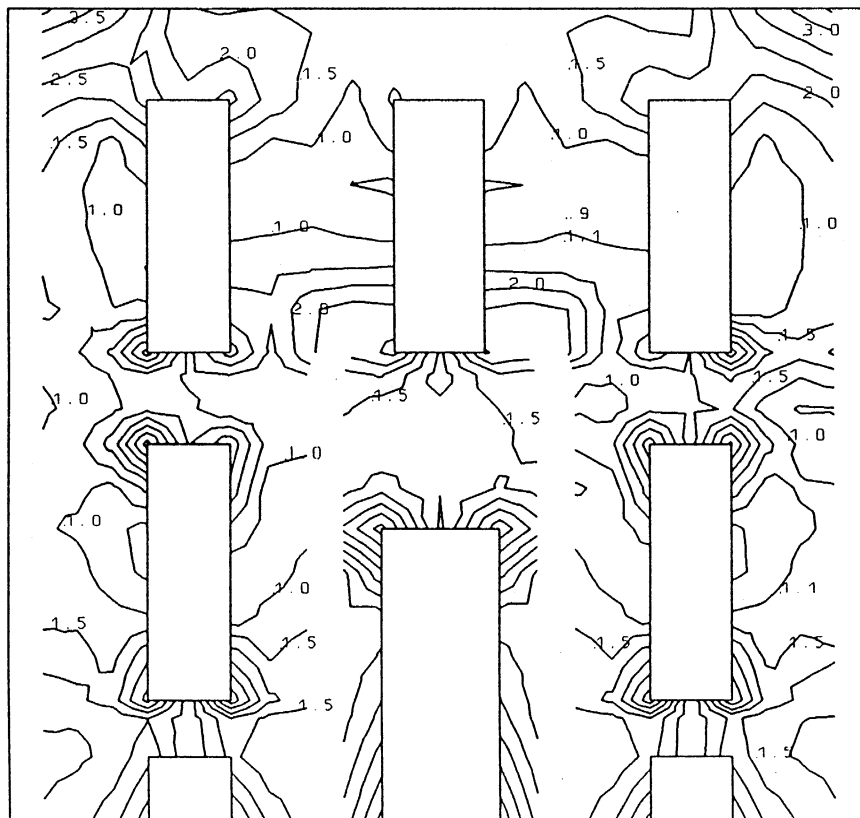


Fig.6.4.3(d) **Building II, Wall W4**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

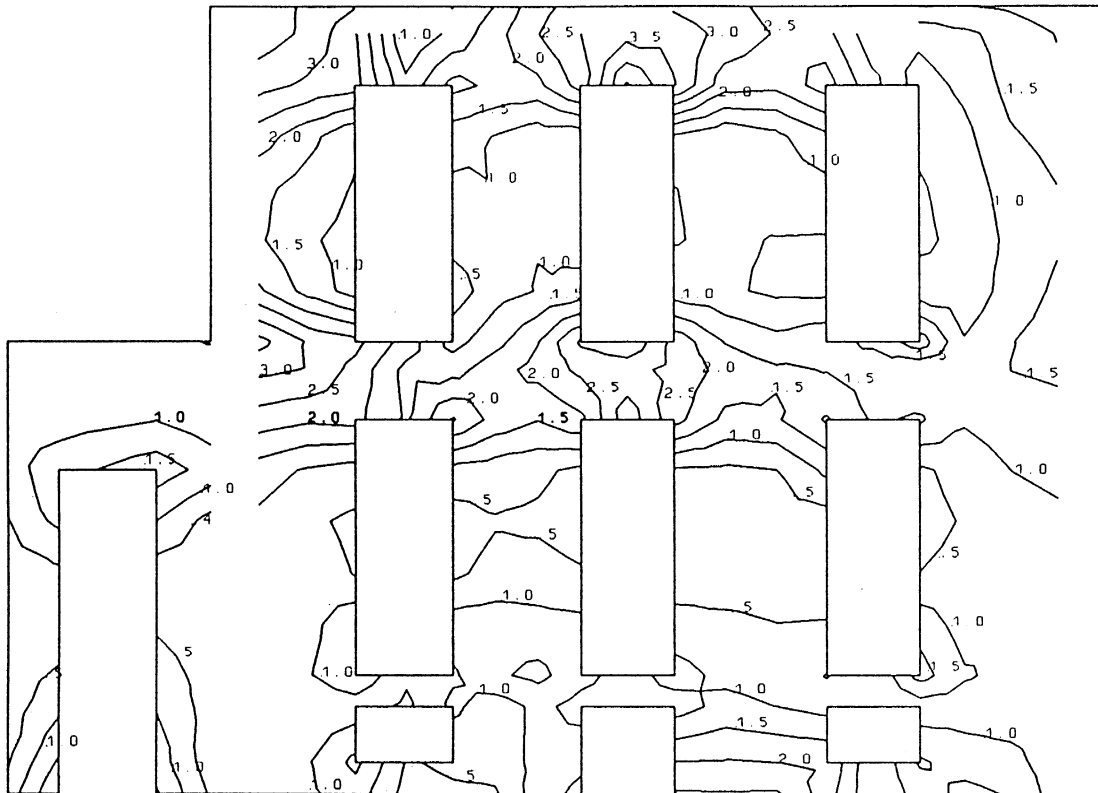


Fig.6.4.4(a) **Building III, Wall W1**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

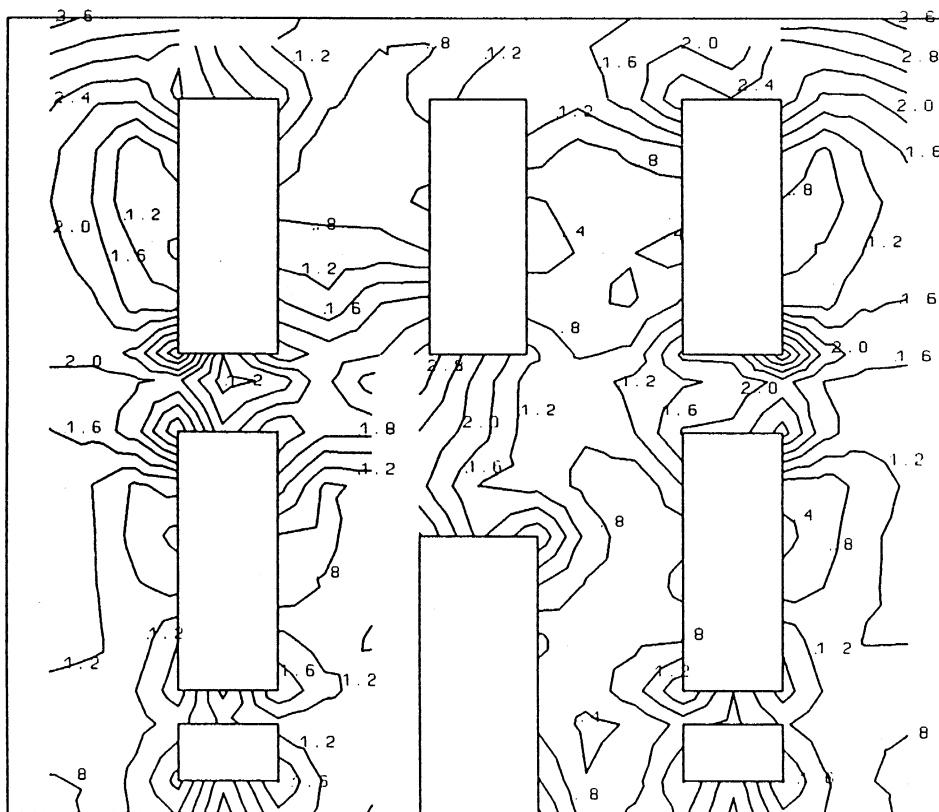


Fig.6.4.4(b) **Building III, Wall W2**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

This topographic map depicts a section of the Grand Canyon National Monument. The map features several contour lines representing elevation. A prominent rectangular area is outlined in the center-left, labeled with the numbers '1' and '2'. Surrounding this area are contour lines labeled with the numbers 4, 8, and 12. The map is oriented with North at the top, and the right edge shows the boundary of the monument.

Fig.6.4.4(d) **Building III, Wall W4**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

6.5 Κατασκευή αμφίπλευρων μανδυνών από οπλισμένο σκυρόδεμα

Η κατασκευή μανδυνών από οπλισμένο σκυρόδεμα (έγχυτο ή εκτοξευόμενο), στην εξωτερική ή/και στην εσωτερική επιφάνεια των φερόντων τοίχων χρησιμοποιείται ευρύτατα κυρίως σε κτίρια τα οποία έχουν υποστεί βλάβες από σεισμό. Στις περιπτώσεις αυτές προηγείται η αποκατάσταση της λιθοδομής, π.χ. με σφράγισμα των ρωγμών με τσιμεντενέσεις, και ακολουθεί η κατασκευή των μανδυνών. Η κατασκευή μανδυνών στην εξωτερική επιφάνεια αποφεύγεται όταν οι όψεις έχουν αξιολογα μορφολογικά χαρακτηριστικά, η ανακατασκευή των οποίων απαιτεί μεγάλο κόστος. Ομοίως αποφεύγεται η κατασκευή των μανδυνών στην εσωτερική επιφάνεια τοίχων με τοιχογραφίες με σημαντική καλλιτεχνική ή ιστορική αξία (π.χ. εκκλησίες), επειδή η αποκόλληση, η μεταφορά, η συντήρηση και η επανατοποθέτησή τους συνεπάγεται, πέραν του κόστους, και κινδύνους για την ακεραιότητά τους.

Οι μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα είναι ευκολότερο να κατασκευαστούν και έχουν μικρότερο κόστος από αυτούς από έγχυτο σκυρόδεμα. Ένα άλλο πλεονέκτημά τους είναι ότι μπορούν να κατασκευαστούν σε μικρότερα πάχη, επιτρέποντας μικρότερη μορφολογική αλλοίωση του κτιρίου. Της κατασκευής των μανδυνών χρειάζεται να προηγηθεί αφαίρεση του κονιάματος των τοίχων και τράχυνση των επιφανειών στις οποίες θα εφαρμοσθούν οι μανδύες. Η προεργασία αυτή εξασφαλίζει τη συνεργασία των κατακορύφων στρώσεων των συνθέτων πλέον τοίχων. Οι μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα οπλίζονται με δομικά πλέγματα σε ποσοστό της τάξεως του ελαχίστου για τη ρηγμάτωση. Όταν οι τοίχοι είναι σχετικά παχείς, όπως στα υπόψη κτίρια, το ελάχιστο απαιτούμενο πάχος των μανδυνών από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα τόσο από απόψεως αποτελεσματικότητας όσο για να προστατευθούν οι οπλισμοί από διάβρωση, είναι περίπου 50mm. Λόγω όμως της ανώμαλης επιφάνειας της λιθοδομής το πάχος αυτό αντιστοιχεί σε μέσο πάχος περίπου 60mm. Μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα με πάχος μεγαλύτερο από το ανωτέρω, καλόν είναι να κατασκευάζονται σε δύο στρώσεις και η κάθε στρώση να οπλίζεται χωριστά.

Για τη σύνδεση των δύο μανδυνών εκατέρωθεν της λιθοδομής διανοίγονται διαμπερείς οπές ανά 0.5 - 1.0m από τις οποίες διέρχονται μεταλλικές ράβδοι (φουρκέτες) που συνδέουν τα πλέγματα οπλισμού των δύο πλευρών. Οι οπές αυτές πληρούνται με σκυρόδεμα στο στάδιο της εκτόξευσης του σκυροδέματος. Έτσι βελτιώνεται και ο εγκιβωτισμός της λιθοδομής ανάμεσα στους μανδύες και αυξάνεται και η αντοχή και πλαστιμότητά της.

Στην παράγραφο αυτή αποτιμάται η αποτελεσματικότητα της κατασκευής στους περιμετρικούς μόνο φέροντες τοίχους αμφίπλευρων μανδυνών οπλισμένου σκυροδέματος,

μέσου πάχους 60mm. Για την ανάλυση των τριών κτιρίων χρησιμοποιήθηκε το προσομοίωμα των Πεπερασμένων Στοιχείων όπως περιγράφεται στην παρ. 3.4. Οι εξωτερικοί φέροντες τοίχοι θεωρήθηκαν ότι αποτελούνται από τρεις κατακόρυφες στρώσεις, με πλήρη διατμητική συνεργασία μεταξύ τους. Οι εξωτερικές στρώσεις έχουν ιδιότητες οπλισμένου σκυροδέματος και η μεσαία στρώση ιδιότητες λιθοδομής.

Στα Σχ. 6.5.1(a-d) - 6.5.3(a-d) παρουσιάζονται οι ισούψεις της ισοδύναμης τάσης (περιβάλλουσα ανεξάρτητα διεύθυνσης σεισμού). Από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων αυτών με τα μη ενισχυμένα κτίρια προκύπτει ότι η υπόψη επέμβαση έχει, όπως αναμένεται, πολύ μεγάλη αποτελεσματικότητα.

Η μείωση της ισοδύναμης τάσης είναι πολύ δραστική, με αποτέλεσμα στην ενισχυμένη κατασκευή η τιμή της ισοδύναμης τάσης να μη ξεπερνά σχεδόν πουθενά το 1.0 (εξαιρέση αποτελούν ορισμένα ανώφλια ισογείου, όπου η ισοδύναμη τάση είναι λίγο υψηλότερη από 1.0). Επειδή με τους αμφίπλευρους μανδύες ενισχύονται οι επιφάνειες των τοίχων, όπου οι καμπτικές τάσεις είναι μέγιστες, αυτή η τεχνική ενίσχυσης είναι περισσότερο αποτελεσματική για τους κάθετους στη σεισμική δράση τοίχους (μείωση τάσεων κατά 75% περίπου στις κρίσιμες περιοχές ή κατά 60% περίπου στο σύνολο, κατά μέσο όρο). Στους παράλληλους στο σεισμό, η μείωση είναι μεγαλύτερη στον όροφο (περίπου 60%), όπου η μέγιστη ένταση προκαλείται από τη μεταφορά σ' αυτούς των δυνάμεων των εγκάρσιων τοίχων. Ανεξαρτήτως διεύθυνσης σεισμικής δράσης, οι αμφίπλευροι μανδύες μειώνουν κατά μέσο όρο την ισοδύναμη τάση κατά 50% στις κρίσιμες περιοχές του ισογείου, κατά σχεδόν 70% σ' αυτές του ορόφου και κατά 60% σ' αυτές του συνόλου του κτιρίου. Για το σύνολο των τοίχων οι αντίστοιχες μειώσεις είναι περίπου 25%, 60%, και 40%. Όπως προκύπτει και από τις επόμενες παραγράφους οι μειώσεις αυτές είναι οι μεγαλύτερες που επιτυγχάνονται από τις επιμέρους ενισχύσεις που εξετάζονται εδώ, και αποτελούν επομένως μέτρο σύγκρισης για τις λοιπές τεχνικές.

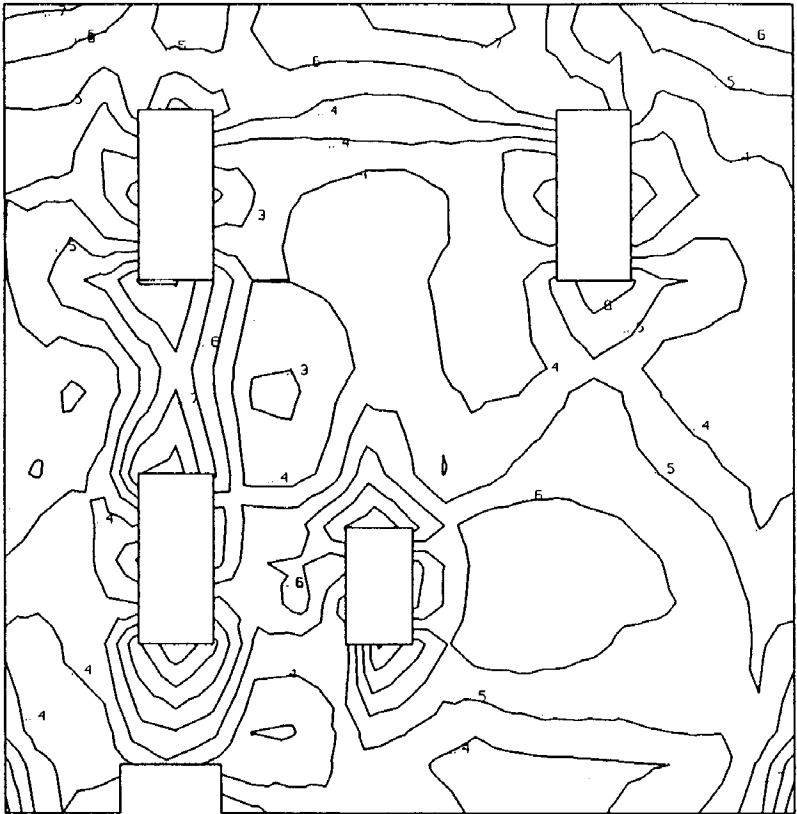


Fig.6.5.1(a) **Building I, Wall W1**
Equivalent Stress contours independent of seismic action direction

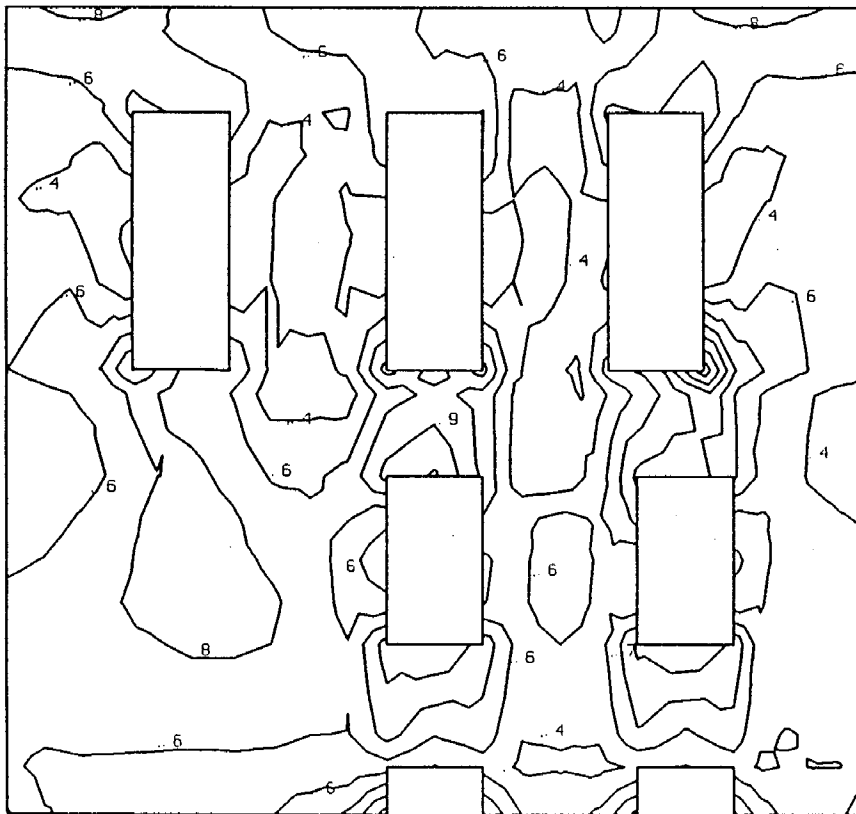


Fig.6.5.1(b) **Building I, Wall W2**
Equivalent Stress contours independent of seismic action direction

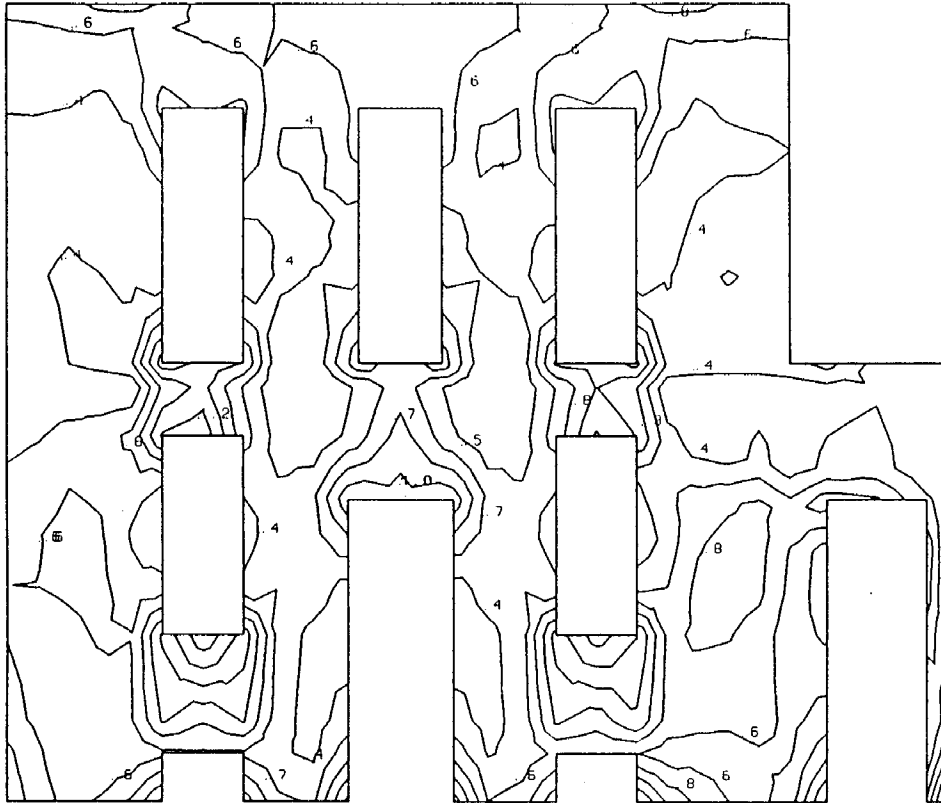


Fig.6.5.1(c) **Building I, Wall W3**

Equivalent Stress contours independent of seismic action direction

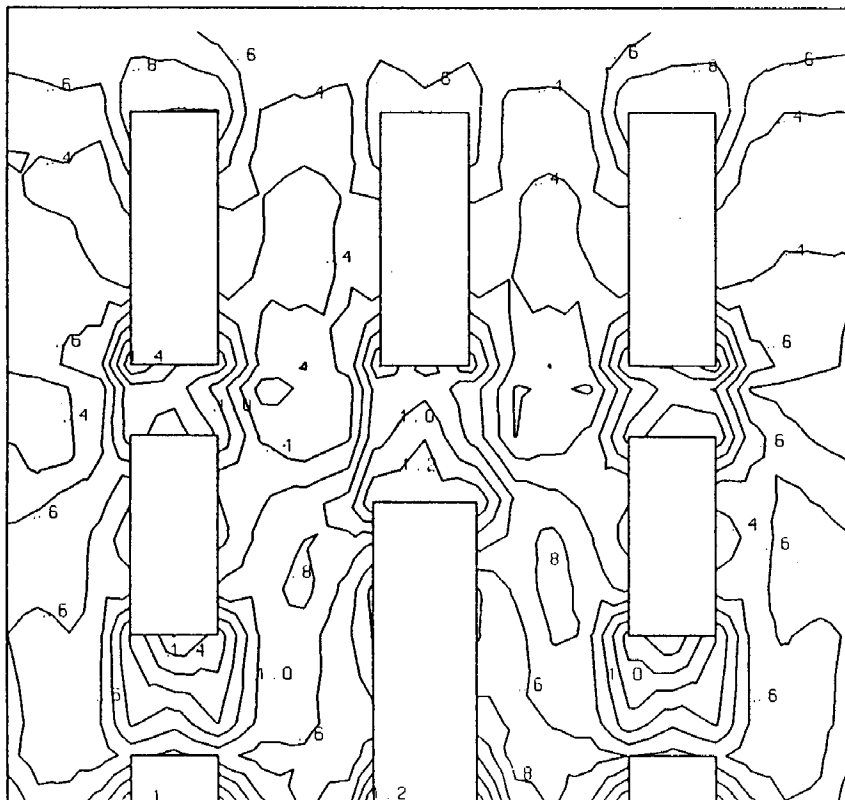


Fig.6.5.1(d) **Building I, Wall W4**

Equivalent Stress contours independent of seismic action direction

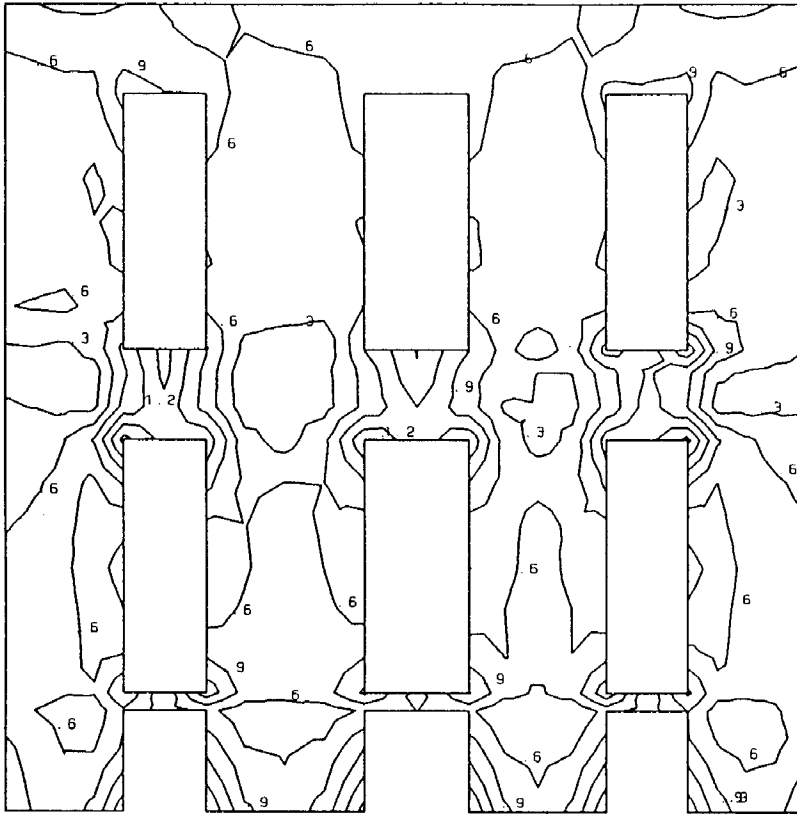


Fig.6.5.2(a) **Building II, Wall W1**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

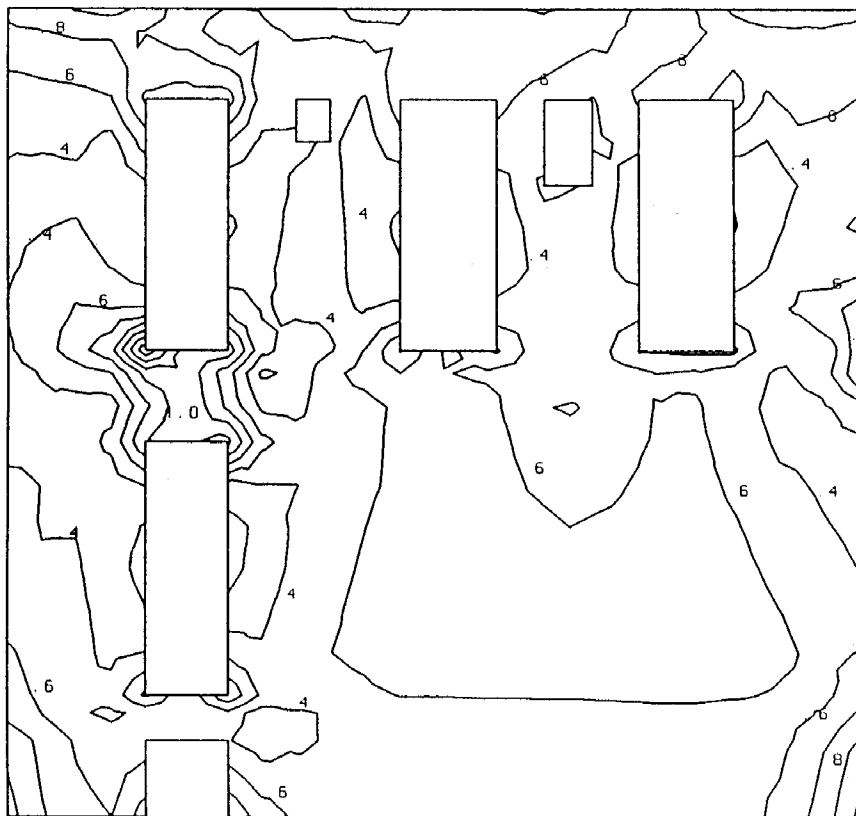


Fig.6.5.2(b) **Building II, Wall W2**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

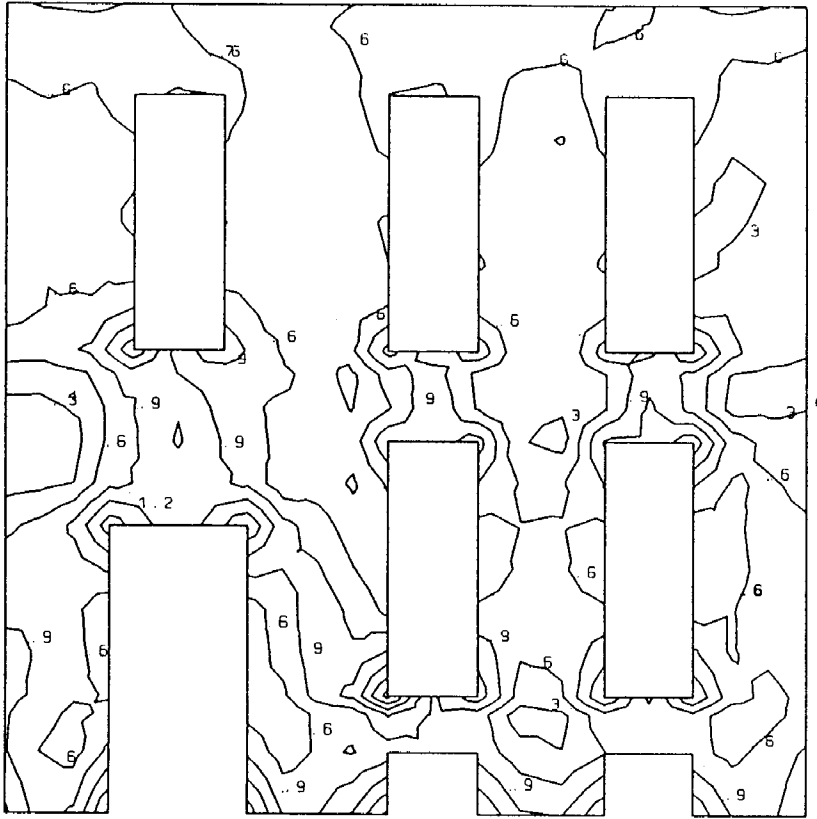


Fig.6.5.2(c) **Building II, Wall W3**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

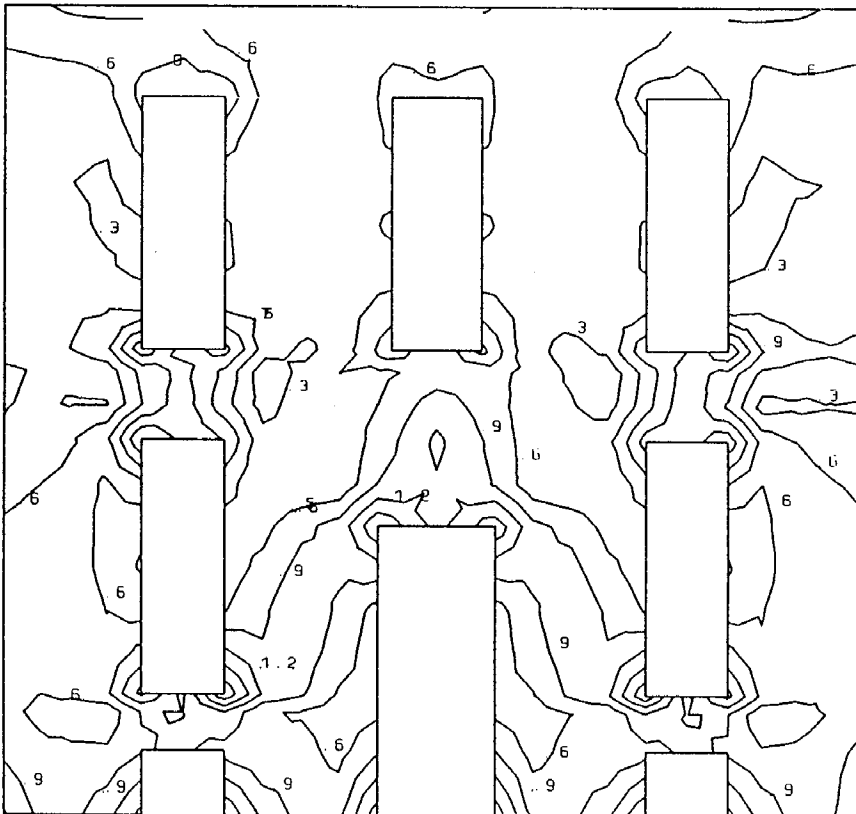


Fig.6.5.2(d) **Building II, Wall W4**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

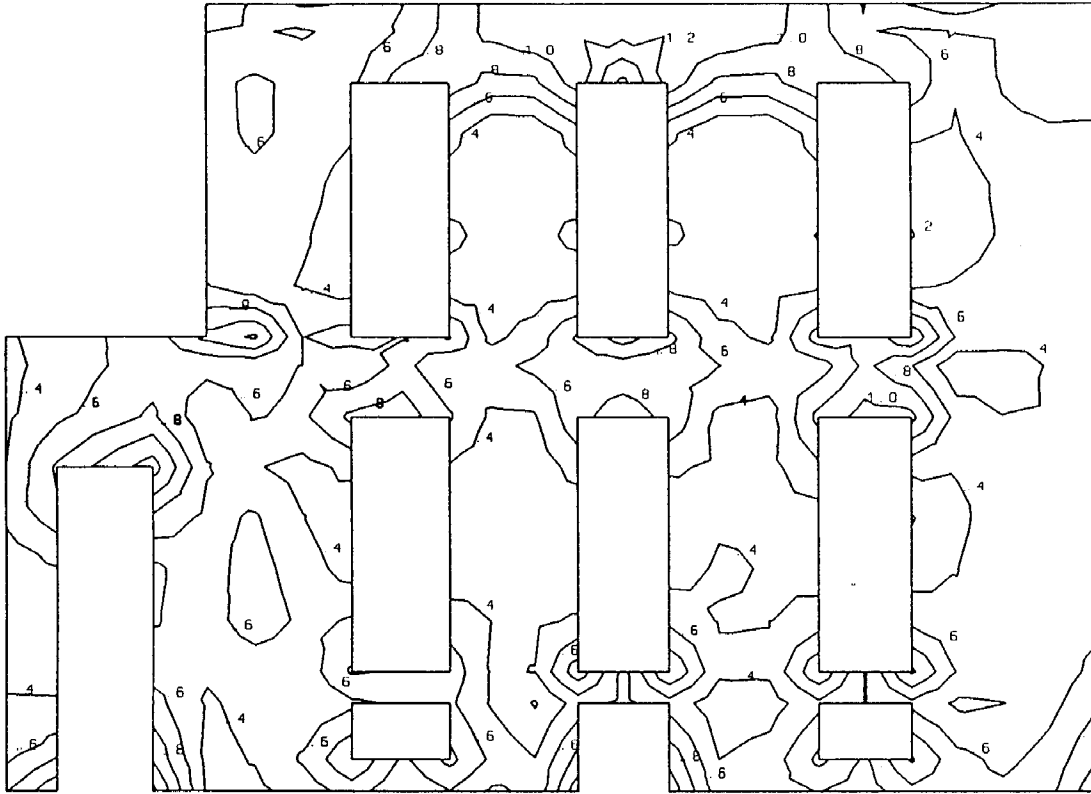


Fig.6.5.3(a) **Building III, Wall W1**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

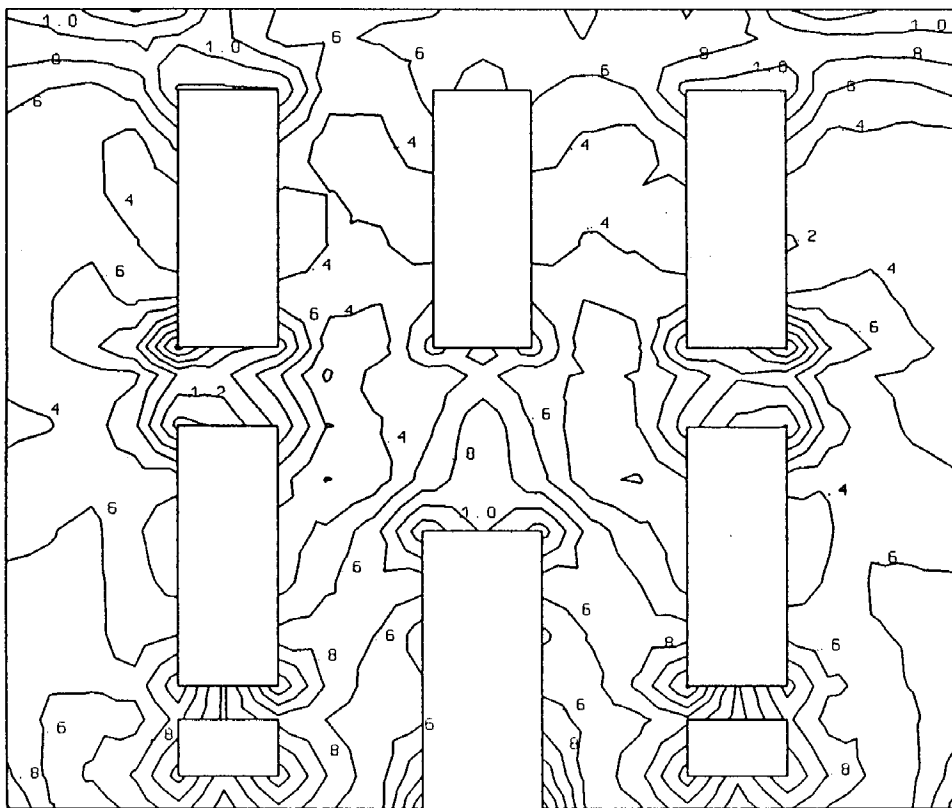


Fig.6.5.3(b) **Building III, Wall W2**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

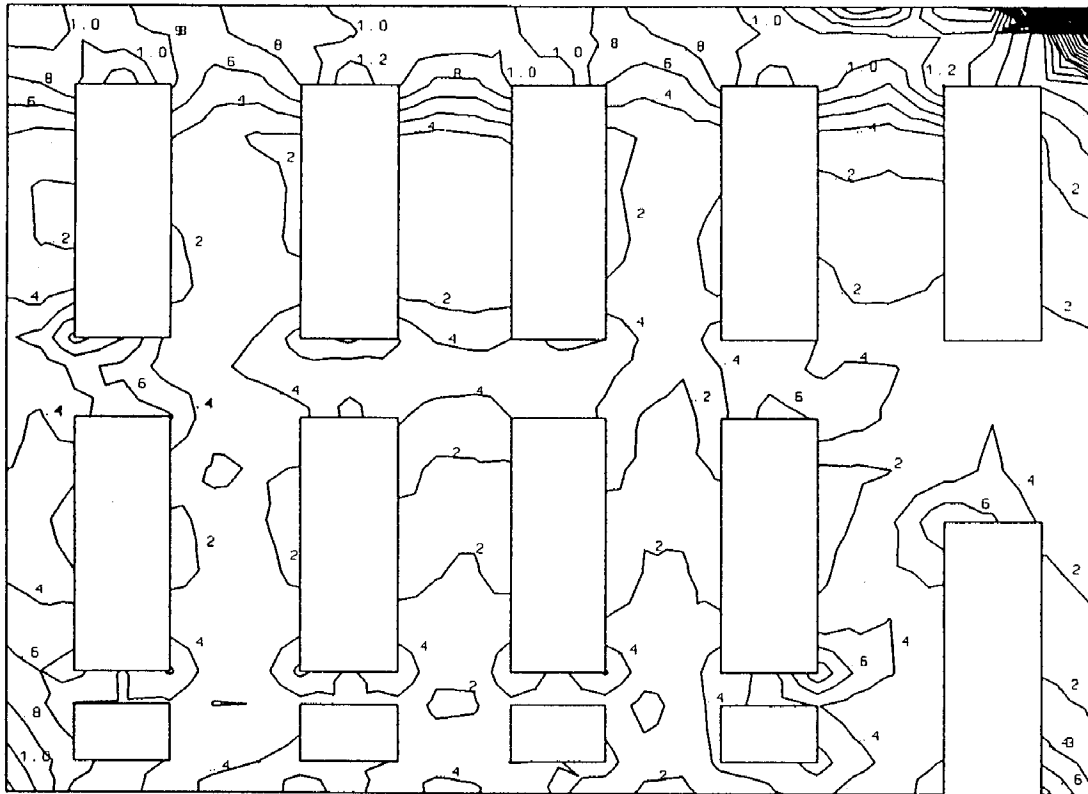


Fig.6.5.3(c) **Building III, Wall W3**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction.

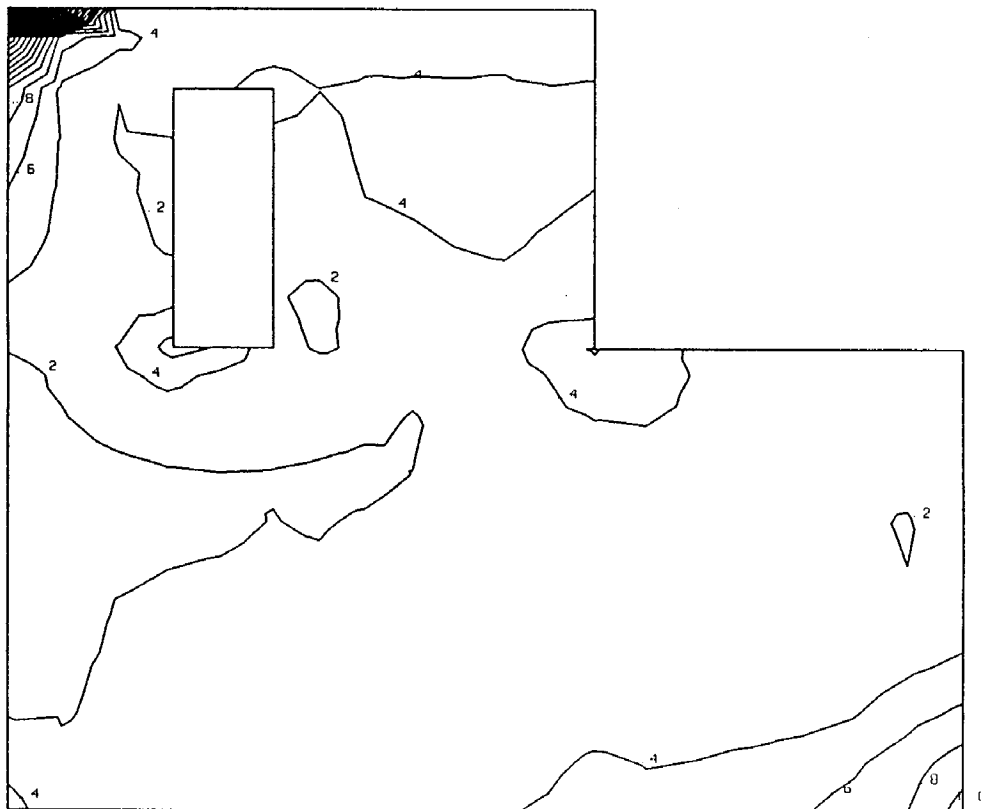


Fig.6.5.3(d) **Building III, Wall W4**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction.

6.6 Κατασκευή μονόπλευρων μανδύων από οπλισμένο σκυρόδεμα

Όπως αναφέρθηκε στην προηγούμενη παράγραφο η ύπαρξη τοιχογραφιών σημαντικής ιστορικής ή καλλιτεχνικής αξίας στην εσωτερική επιφάνεια φερόντων τοίχων είναι πολύ πιθανόν να αποτελέσει εμπόδιο για την κατασκευή αμφίπλευρων μανδύων. Στις περιπτώσεις αυτές, συχνά προτιμάται η κατασκευή εξωτερικών μόνο μανδύων, οι οποίοι είναι γενικά κατασκευαστικά ευχερέστεροι. Ετσι, στη συνέχεια μελετάται η αποτελεσματικότητα της κατασκευής εξωτερικών μανδύων μέσου πάχους 60mm στους περιμετρικούς τοίχους των τριών κτιρίων. Το προσομοίωμα το οποίο χρησιμοποιήθηκε στην ανάλυση των κτιρίων είναι εκείνο το οποίο περιγράφεται στην παρ. 3.4 με τη διαφορά ότι οι εξωτερικοί φέροντες τοίχοι θεωρούνται ότι αποτελούνται από δύο κατακόρυφες στρώσεις, λιθοδομή και οπλισμένο σκυρόδεμα, οι οποίες συνεργάζονται πλήρως σε διάτμηση. Λόγω του ότι ο σεισμός έχει εναλλασσόμενο πρόσημο και προκαλεί κυρίως καμπτική ένταση στους τοίχους τα ίδια αποτελέσματα μπορεί να θεωρηθούν ότι ισχύουν και όταν ο μανδύας κατασκευάζεται μόνο εσωτερικά.

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων έδειξαν ότι η μείωση των τάσεων είναι σημαντική στην επιφάνεια της λιθοδομής όπου τοποθετείται ο μανδύας αλλά μικρή στην άλλη πλευρά της. Στα Σχ. 6.6.1(a-d) - 6.6.3(a-d) παρουσιάζονται οι ισούψεις της ισοδύναμης τάσης ανεξάρτητα της διεύθυνσης δράσης του σεισμού. Από τη μελέτη των αποτελεσμάτων και τη σύγκρισή τους με αυτά του μη ενισχυμένου κτιρίου προκύπτει ότι ο μονόπλευρος μανδύας μειώνει τις τάσεις ομοιόμορφα μεν στο σύνολο της κατασκευής αλλά όχι σημαντικά. Στα ανώφλια και στις γωνίες του ορόφου οι τιμές της ισοδύναμης τάσης παραμένουν πολύ υψηλότερες του 1.0 και μετά την τοποθέτηση του μανδύα. Όπως φαίνεται και από τον Πιν.6.1, ο μανδύας είναι περισσότερο αποτελεσματικός στους τοίχους που είναι κάθετοι στη σεισμική δράση (μείωση κατά 60% περίπου στις κρίσιμες περιοχές, κατά 35% περίπου στο σύνολο). Ανεξάρτητα διεύθυνσης σεισμικής δράσης η μείωση είναι κατά 1/3 περίπου στις κρίσιμες περιοχές του συνόλου του κτιρίου και κατά 20% περίπου στο σύνολό του. Οι μειώσεις αυτές είναι υποδιπλάσιες αυτών που προκύπτουν από την κατασκευή αμφίπλευρων μανδύων και μικρότερες από αυτές που επιτυγχάνονται με τα οριζόντια διαζώματα ή τις πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος.

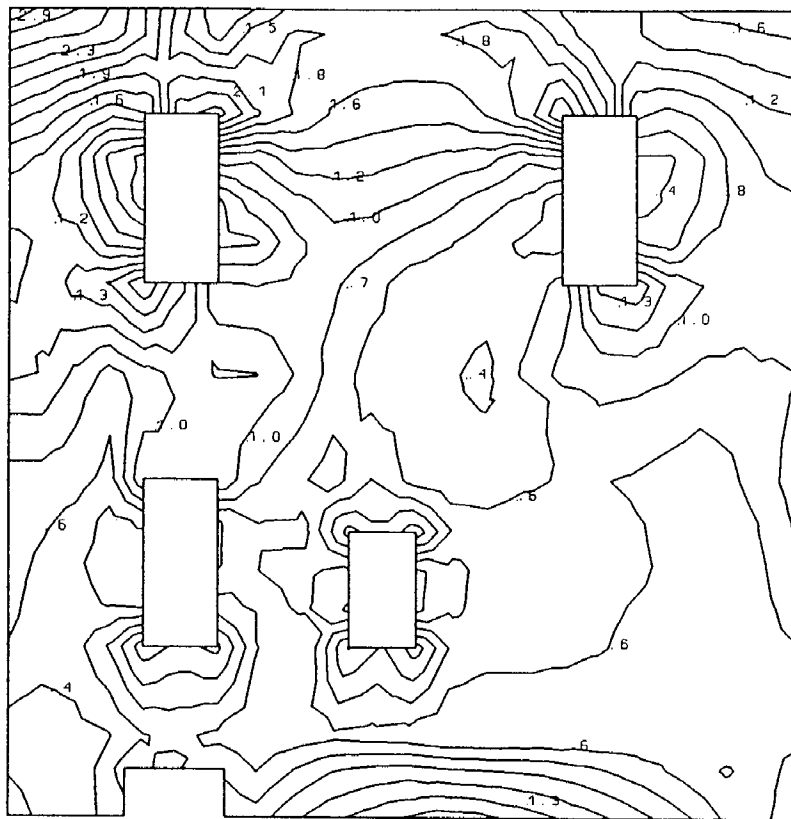


Fig.6.6.1(a) **Building I, Wall W1**
Equivalent Stress contours independent of seismic action direction

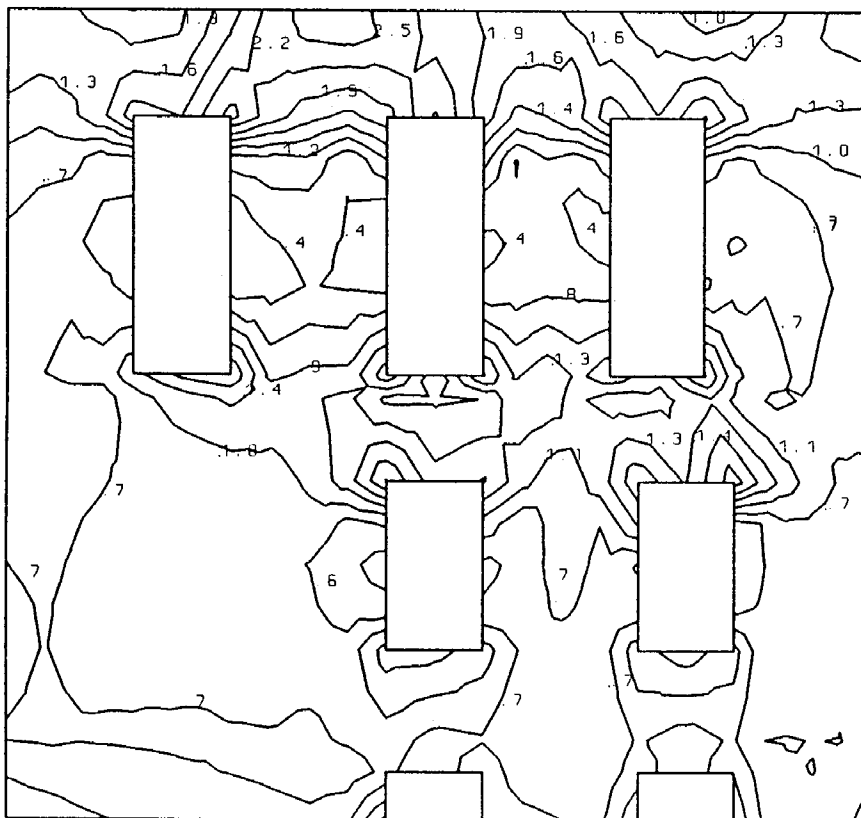


Fig.6.6.1(b) **Building I, Wall W2**
Equivalent Stress contours independent of seismic action direction

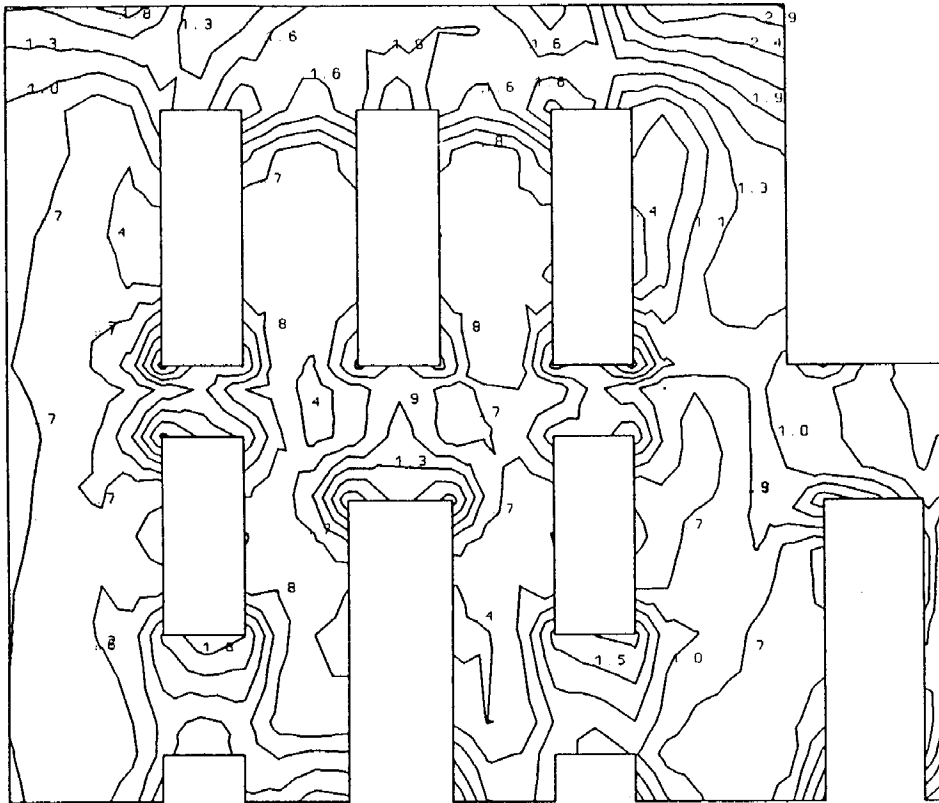


Fig.6.6.1(c) Building I, Wall W3

Equivalent Stress contours independent of seismic action direction

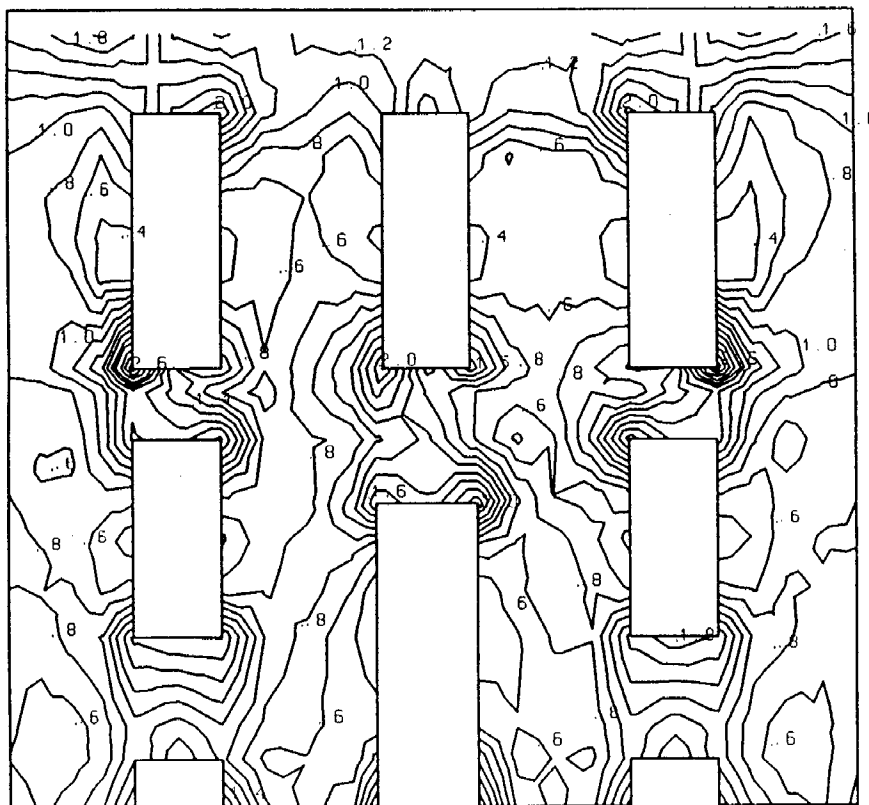


Fig.6.6.1(d) Building I, Wall W4

Equivalent Stress contours independent of seismic action direction

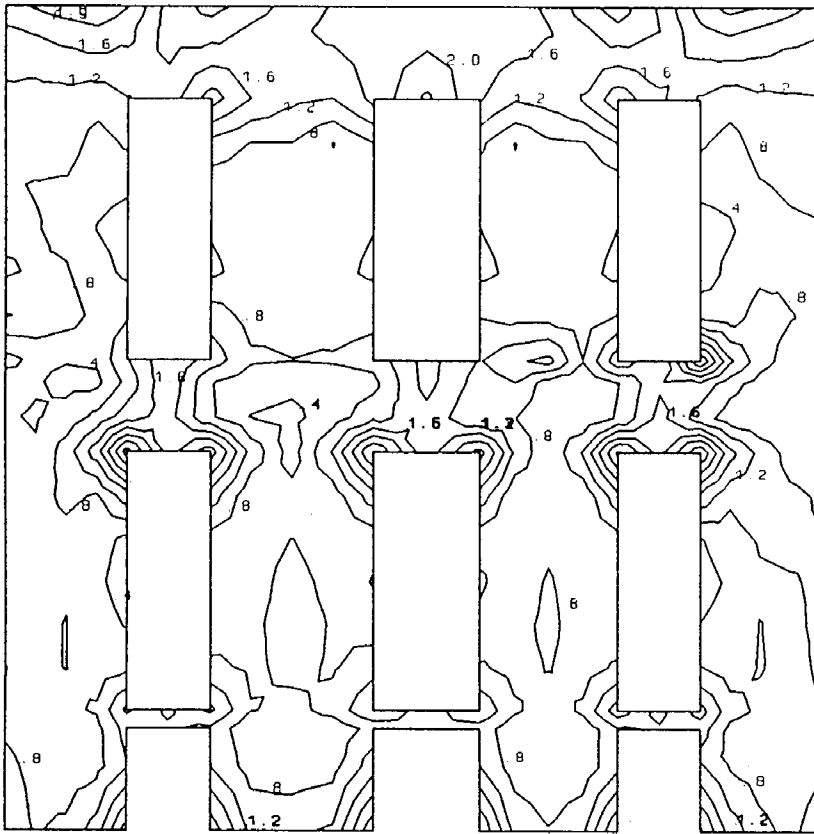


Fig.6.6.2(a) **Building II, Wall W1**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

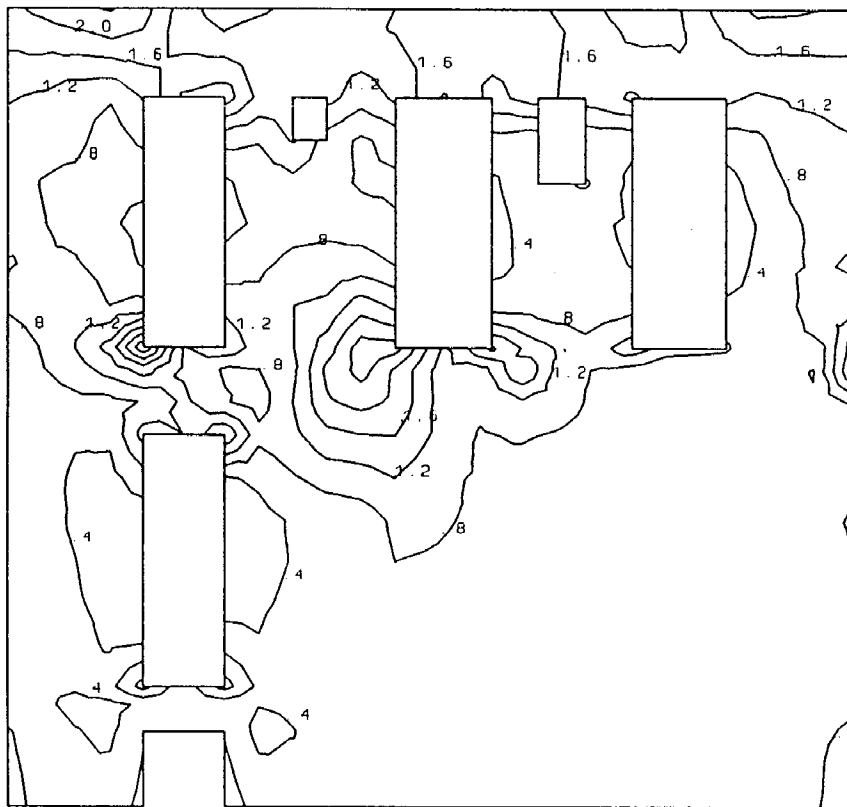
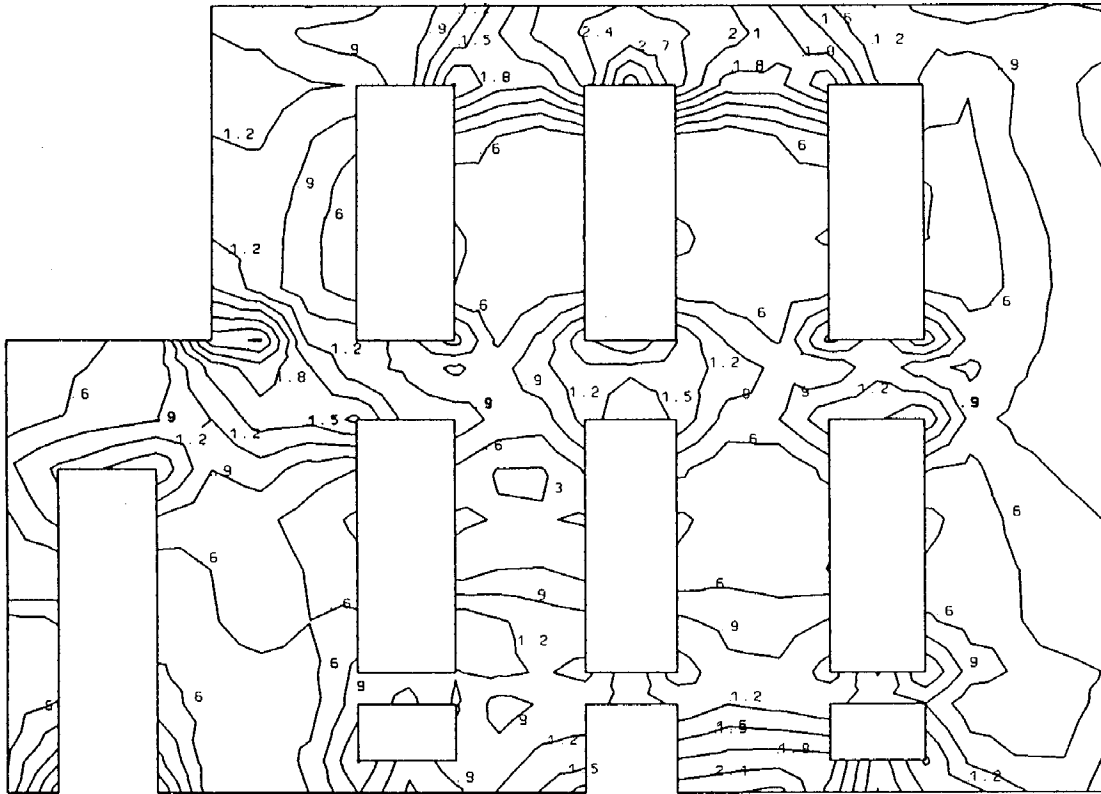


Fig.6.6.2(b) **Building II, Wall W2**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

Fig.6.6.2(d) **Building II, Wall W4**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

6.43



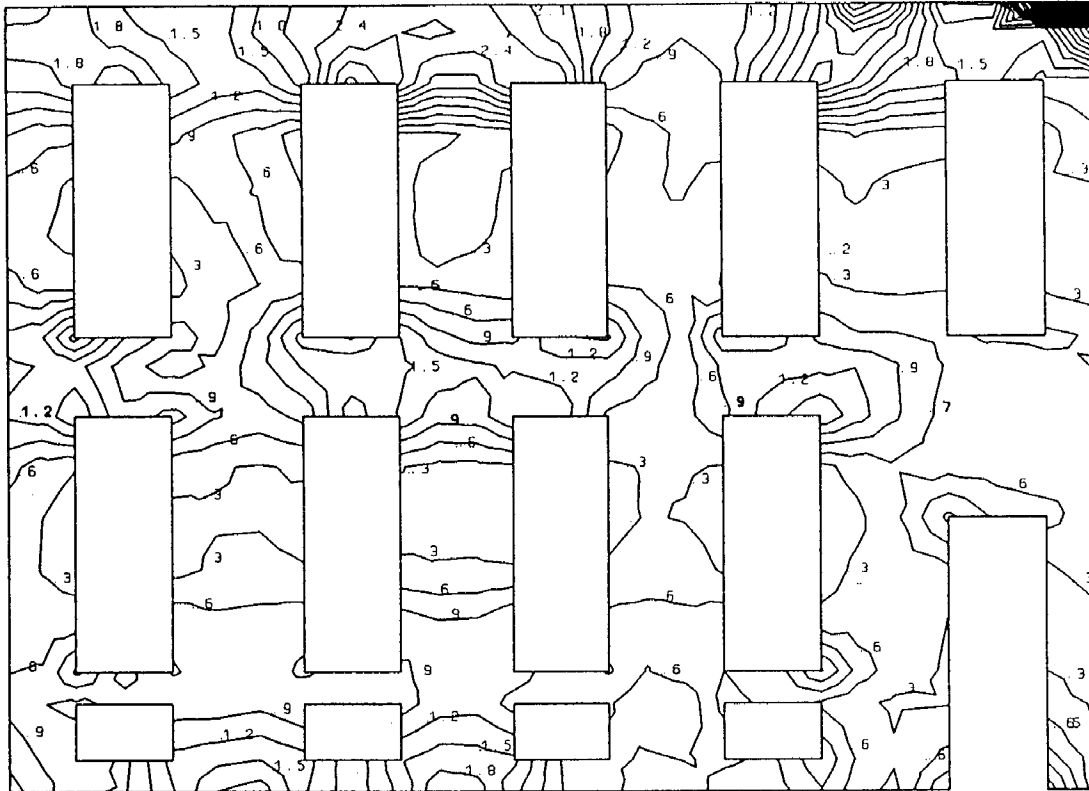


Fig.6.6.3(c) **Building III, Wall W3**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

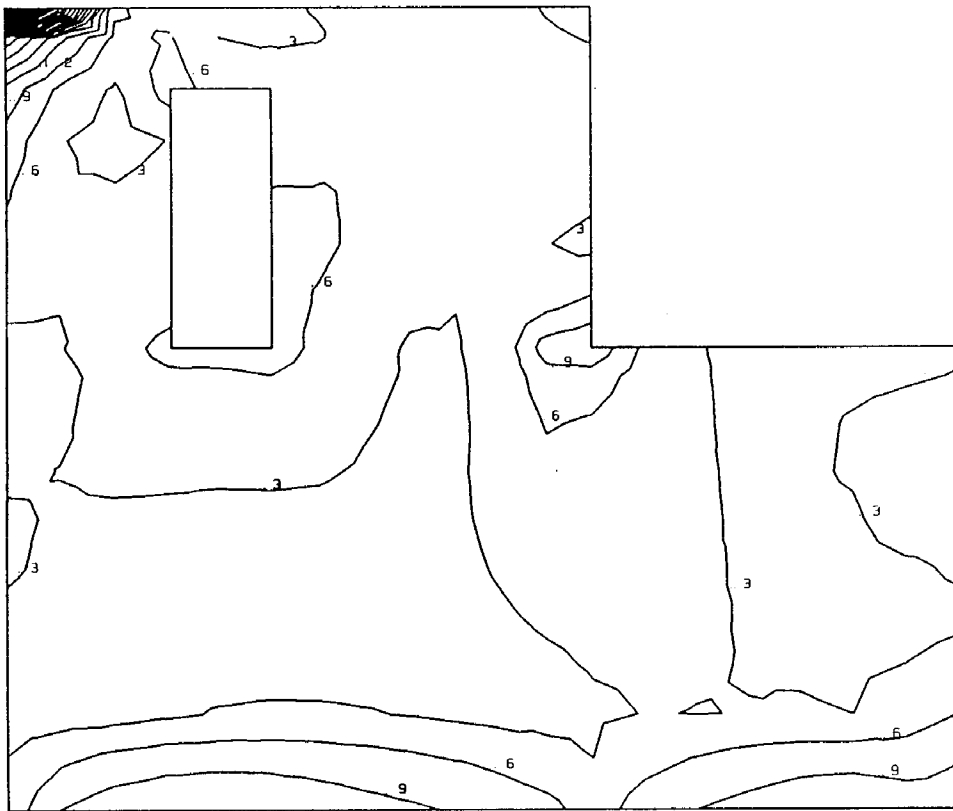


Fig.6.6.3(d) **Building III, Wall W4**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

6.7 Οριζοντία Προένταση

Όπως και η κατασκευή των μανδυνών, η προένταση, χρησιμοποιείται όχι μόνο για την ενίσχυση των κτιρίων αλλά και για τη στερέωση και επισκευή, κυρίως μάλιστα σε τοίχους με εκτεταμένες ρηγματώσεις. Ενώ όμως οι μανδύες είναι μία πολύ διαδεδομένη μέθοδος επισκευής / ενίσχυσης, παρά το υψηλό τους κόστος, η προένταση έχει μέχρι σήμερα εξαιρετικά περιορισμένη χρήση. Πιθανές αιτίες είναι η αβεβαιότητα της αλληλεπίδρασης της προέντασης με την κατασκευή και τα υλικά, και η έλλειψη εμπειρίας των μηχανικών στη συγκεκριμένη εφαρμογή της προέντασης. Σήμερα η προένταση χρησιμοποιείται ως μέσο ενίσχυσης κυρίως σε κατασκευές μνημειακού χαρακτήρα, επειδή η εφαρμογή της δεν προκαλεί μεγάλες επεμβάσεις στις ορατές επιφάνειες των μνημείων και επιπλέον είναι αναστρέψιμη, χαρακτηριστικό που είναι βασικό για επεμβάσεις σε μνημεία.

Για λόγους προστασίας από διάβρωση οι τένοντες τοποθετούνται σε συνήθεις σωλήνες περιβολής ή εντός οπών που διατρώνται κατά μήκος της μέσης επιφάνειας του τοίχου, ή κατά μήκος αυλάκων που διανοίγονται συμμετρικά και στις δύο παρειές του τοίχου ώστε να επιτυγχάνεται κεντρική εφαρμογή της δύναμης προέντασης. Μετά την τοποθέτηση των τενόντων οι εσωτερικές οπές πληρούνται με τσιμεντένεμα και οι εξωτερικοί αύλακες με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Το κενό μεταξύ του τένοντα και του σωλήνα περιβολής του πληρούται με τσιμεντένεμα, εκτός εάν κρίνεται σκόπιμο να παραληφθεί η σύνδεση του τένοντα ώστε να είναι μεταγενέστερα δυνατή η παρατήρηση, επανένταση ή και η αφαίρεσή του στο μέλλον. Η αγκύρωση των τενόντων στις εξωτερικές επιφάνειες των τοίχων είναι κατασκευαστικά ευχερής. Λόγω της μικρής αντοχής της λιθοδομής, η δύναμη προέντασης μεταφέρεται συνήθως στην τοιχοποιία μέσω δυσκάμπτων μεταλλικών πλακών, οι οποίες την κατανέμουν σε μεγάλη επιφάνεια του τοίχου. Οι διατάξεις και οι πλάκες αγκύρωσης τοποθετούνται συνήθως σε εσοχή του τοίχου, η οποία πληρούται μετά με τσιμεντοκονίαμα ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, για πλήρη αποκατάσταση των όψεων του κτιρίου.

Υπάρχει σημαντική αβεβαιότητα για το μέγεθος των χρονίων απωλειών προέντασης εξ' αιτίας του ερπυσμού της τοιχοποιίας. Ο Wenzel (1989) και οι Ullrich and Maus (1989) αναφέρουν ότι απώλειες προέντασης οι οποίες μετρήθηκαν μετά από 12 ή 13 χρόνια λειτουργίας κυμαίνονται από 3 έως 12%. Αν και είναι δύσκολο να γενικεύσει κανείς, η πληροφορία αυτή μπορεί να εκληφθεί σαν ένδειξη ότι οι απώλειες προέντασης στη λιθοδομή δεν είναι δυσανάλογα μεγαλύτερες από αυτές στο σκυρόδεμα.

Προένταση της λιθοδομής μπορεί να γίνει κατά μήκος των ανωφλίων ή των πεσσών ή και των δύο. Η οριζόντια προένταση κατά μήκος των ανωφλίων, είναι κατασκευαστικά

ευκολότερη από την κατακόρυφη κατά μήκος των πεσσών, αφού οι τένοντες μπορούν να αγκυρωθούν στις γωνίες των τοίχων.

Στην παράγραφο αυτή μελετάται η αποτελεσματικότητα της οριζόντιας προέντασης των ανωφλίων. Θεωρήθηκε ότι σε κάθε στάθμη ο μέσος τένοντας διατάσσεται κατά μήκος του άξονα του ανωφλίου με το μικρότερο ύψος, και ότι η δύναμη προέντασης ισούται με την διατομή αυτού του ανωφλίου πολλαπλασιασμένη επί το 10% της θλιπτικής αντοχής f_{wc} της λιθοδομής, δηλαδή με 170 kPa, ή εναλλακτικά με το 20% της f_{wc} . Η αύξηση του μεγέθους της δύναμης προέντασης είναι ευνοϊκή στο βαθμό που μειώνει ή εξουδετερώνει την λόγω σεισμικής δράσης εφελκυστική κύρια τάση, αλλά μπορεί, κυρίως αν προκαλεί θλιπτικές ορθές τάσεις σε διεύθυνση κάθετη στις λόγω σεισμού εφελκυστικές, να είναι δυσμενής για την ασφάλεια, επειδή για $\sigma_1 > 0$, η αλγεβρική μείωση της $\sigma_2 < 0$, φέρνει πλησιέστερα την αστοχία. Το ενδεχόμενο αυτό καλύπτεται και περιγράφεται πλήρως από το διαξονικό κριτήριο αστοχίας του Κεφ.2. Οι περιβάλλουσες για τις δύο διευθύνσεις της σεισμικής δράσης των ισούψών της ισοδύναμης τάσης για τους επιμέρους τοίχους των τριών κτιρίων φαίνονται στα Σχ. 6.7.1(a-d) - 6.7.3(a-d) για οριζόντια προένταση των ανωφλίων σε 10% της θλιπτικής αντοχής και στα Σχ. 6.7.4(a-d) - 6.7.6(a-d) για οριζόντια προένταση $0.2f_{wc}$. Από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων αυτών με τα αντίστοιχα για τα μη ενισχυμένα κτίρια, καθώς και από τα συνοπτικά αριθμητικά αποτελέσματα του Πιν. 6.1 προκύπτει ότι η οριζόντια προένταση προκαλεί μία ομοιόμορφη μείωση των τάσεων, ιδίως στα ανώφλια και στις γωνίες του ορόφου. Στο ισόγειο όμως υπάρχουν σημεία όπου η ισοδύναμη τάση αυξάνεται με την εφαρμογή της προέντασης, μάλιστα σε τιμές μεγαλύτερες του 1.0. Επειδή αυτά τα προβλήματα αυξάνονται με το μέγεθος της δύναμης προέντασης, η μείωση της ισοδύναμης τάσης είναι λιγότερο από ανάλογη του μεγέθους αυτού. Στο σύνολο του κτιρίου η μείωση της ισοδύναμης τάσης είναι περίπου 10%, ανεξαρτήτως μεγέθους προέντασης, και στις κρίσιμες περιοχές 17% για προένταση σε $0.1f_{wc}$, ή 25% για $0.2f_{wc}$. Τα μεγέθη αυτά είναι σημαντικά μικρότερα των αντιστοίχων για όλες τις τεχνικές ενίσχυσης που εξετάσθηκαν στις προηγούμενες παραγράφους, πλην των κατακορύφων ζωνών οπλισμένου σκυροδέματος.

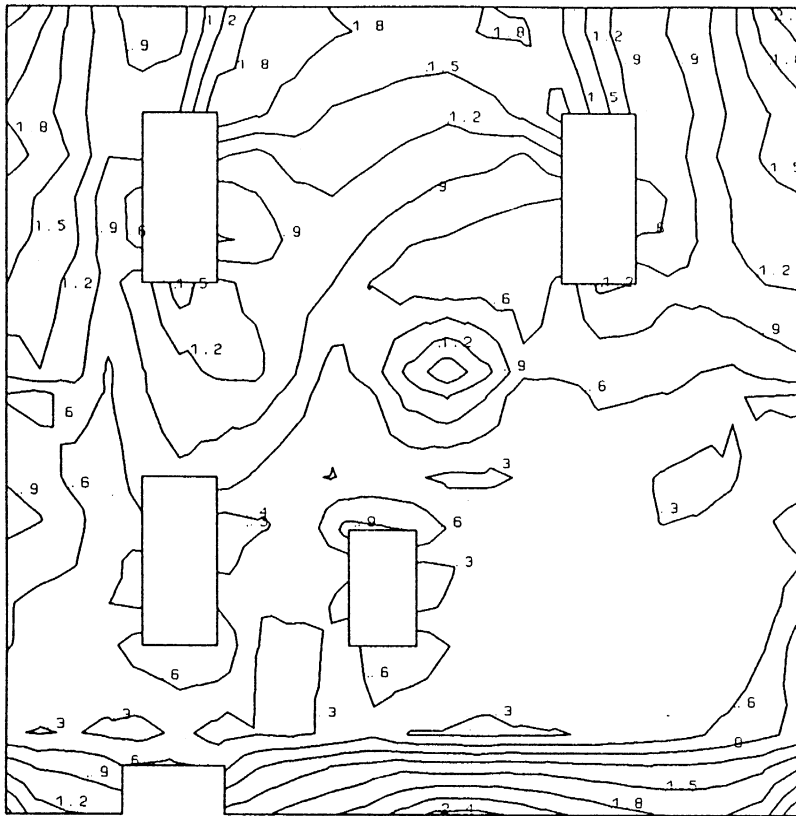


Fig.6.7.1(a) **Building I, Wall W1**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

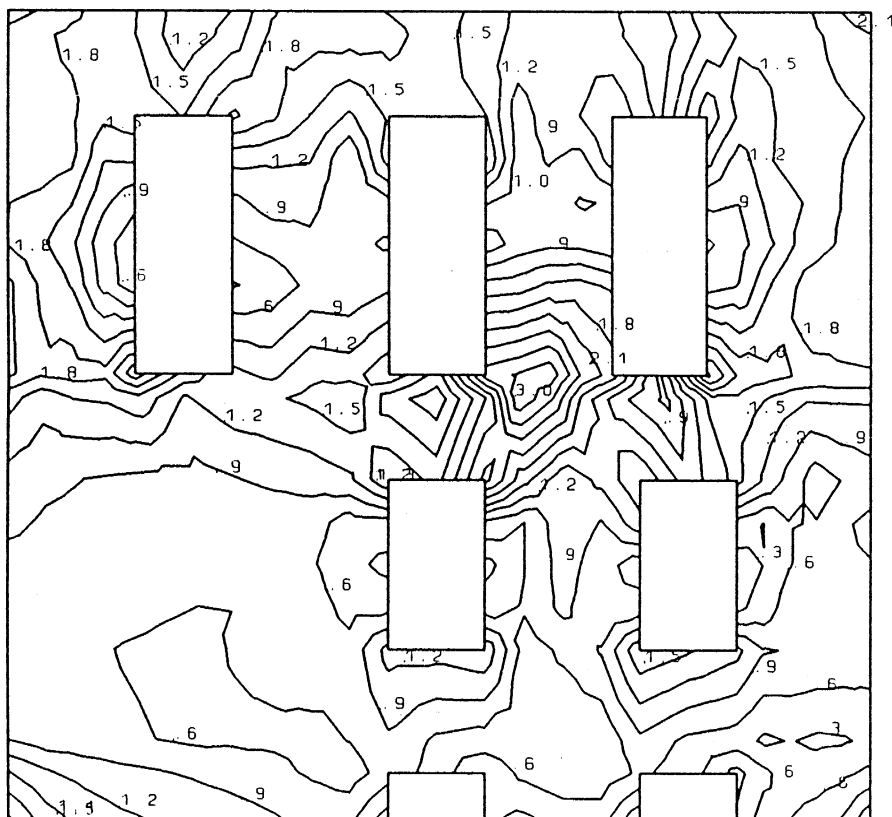


Fig.6.7.1(b) **Building I, Wall W2**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

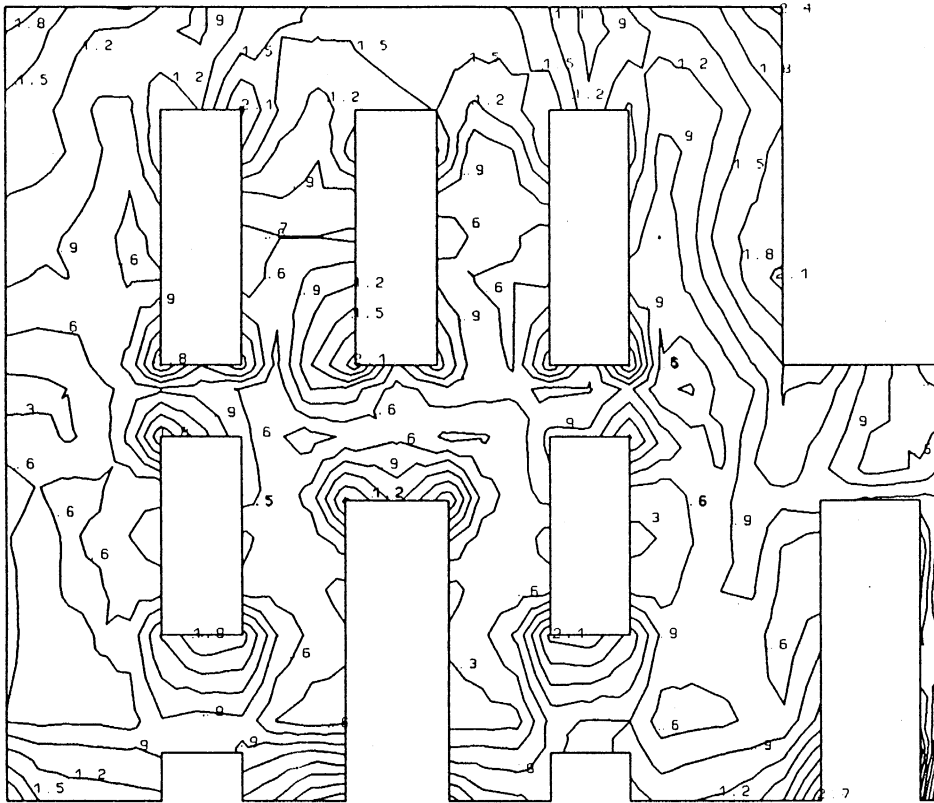


Fig.6.7.1(b) **Building I, Wall W3**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

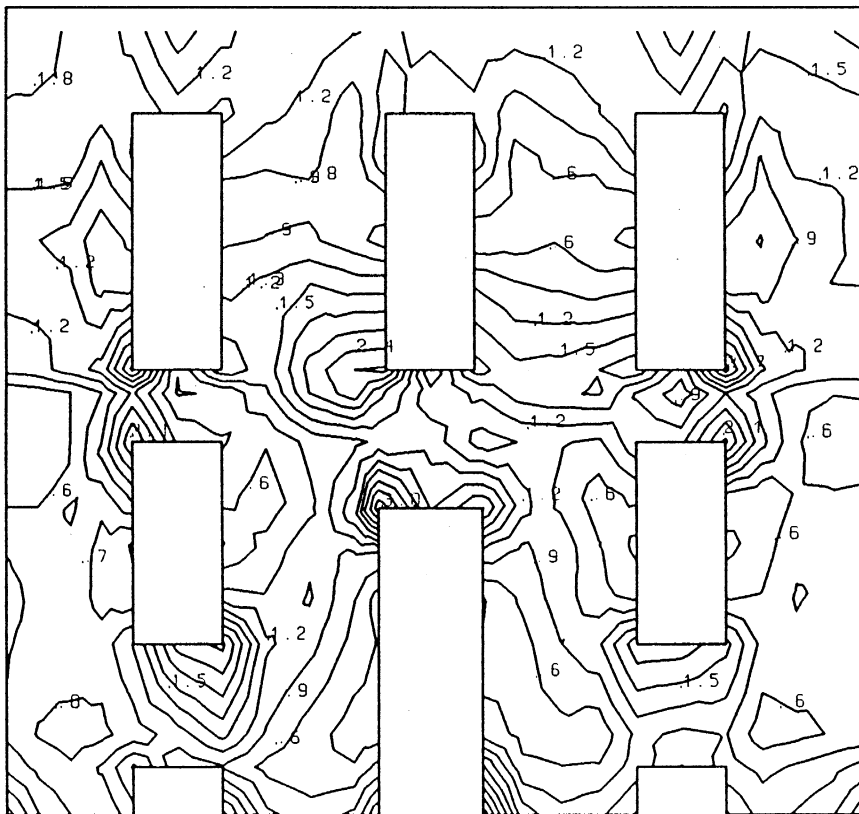


Fig.6.7.1(d) **Building I, Wall W4**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

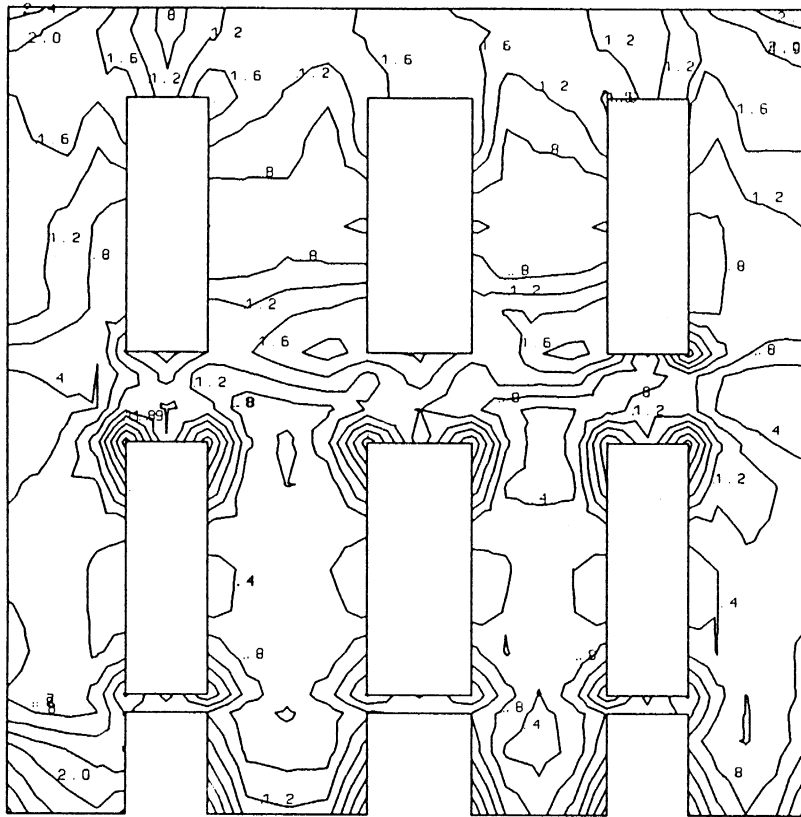


Fig.6.7.2(a) **Building II, Wall W1**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

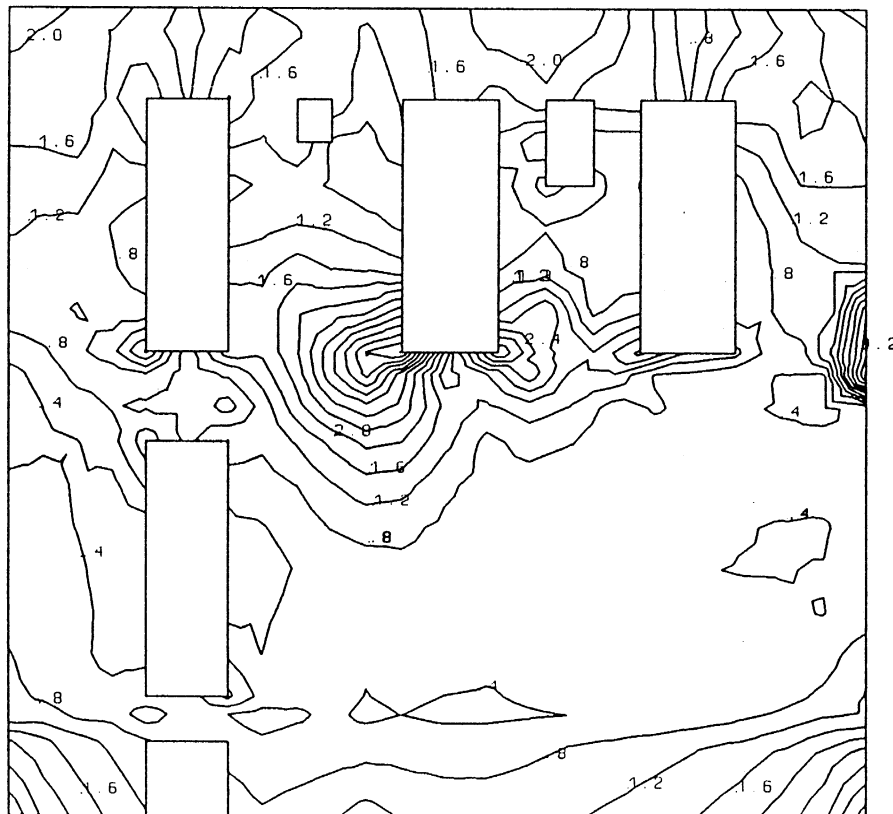


Fig.6.7.2(b) **Building II, Wall W2**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

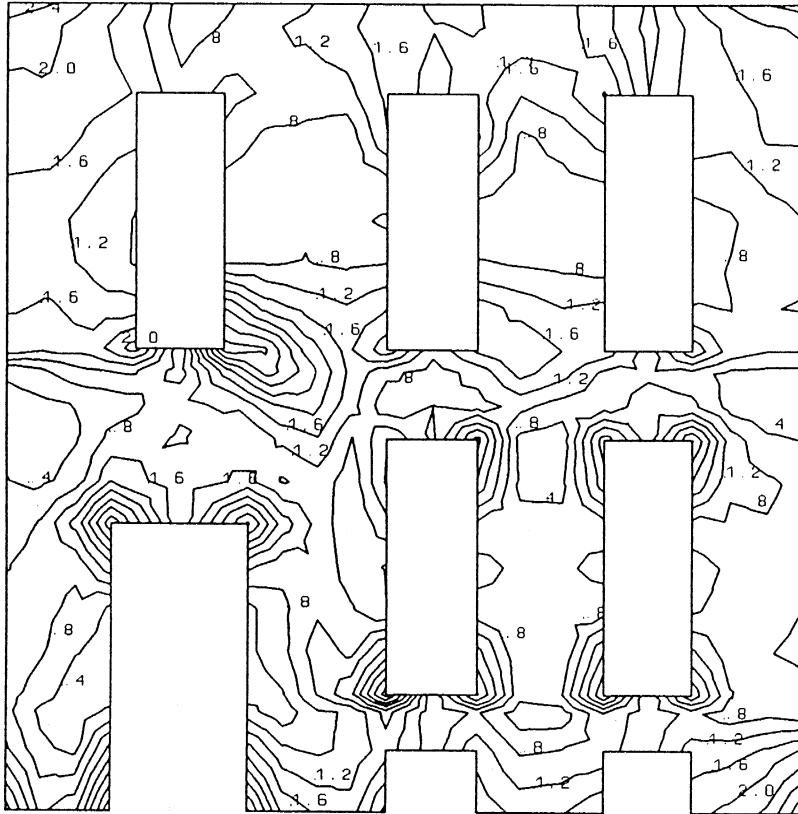


Fig.6.7.2(c) Building II, Wall W3

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

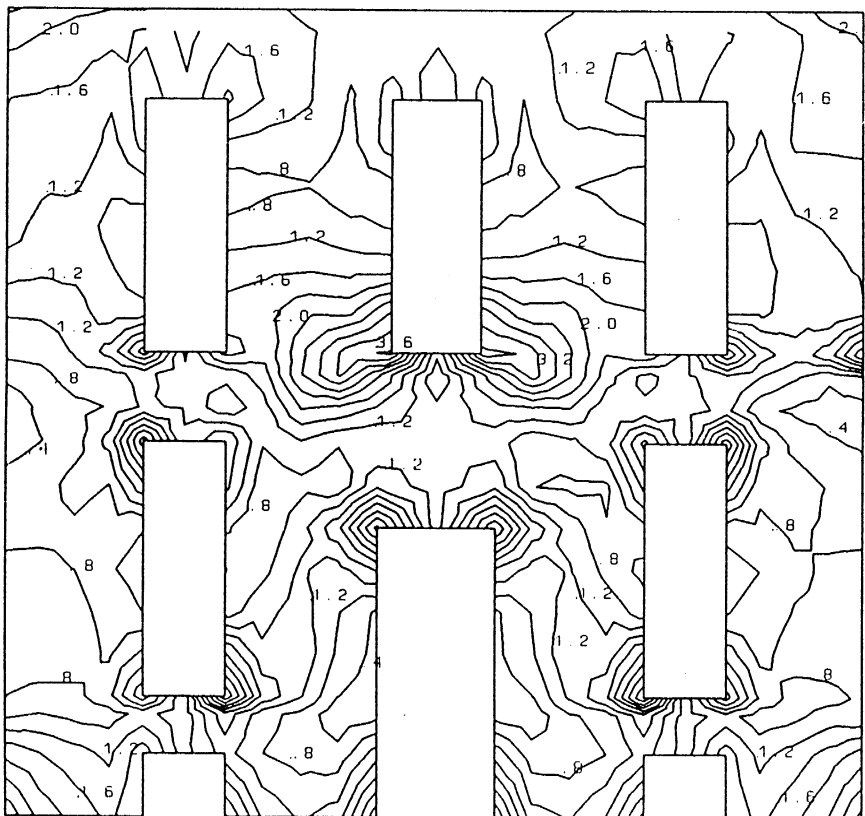


Fig.6.7.2(d) Building II, Wall W4

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

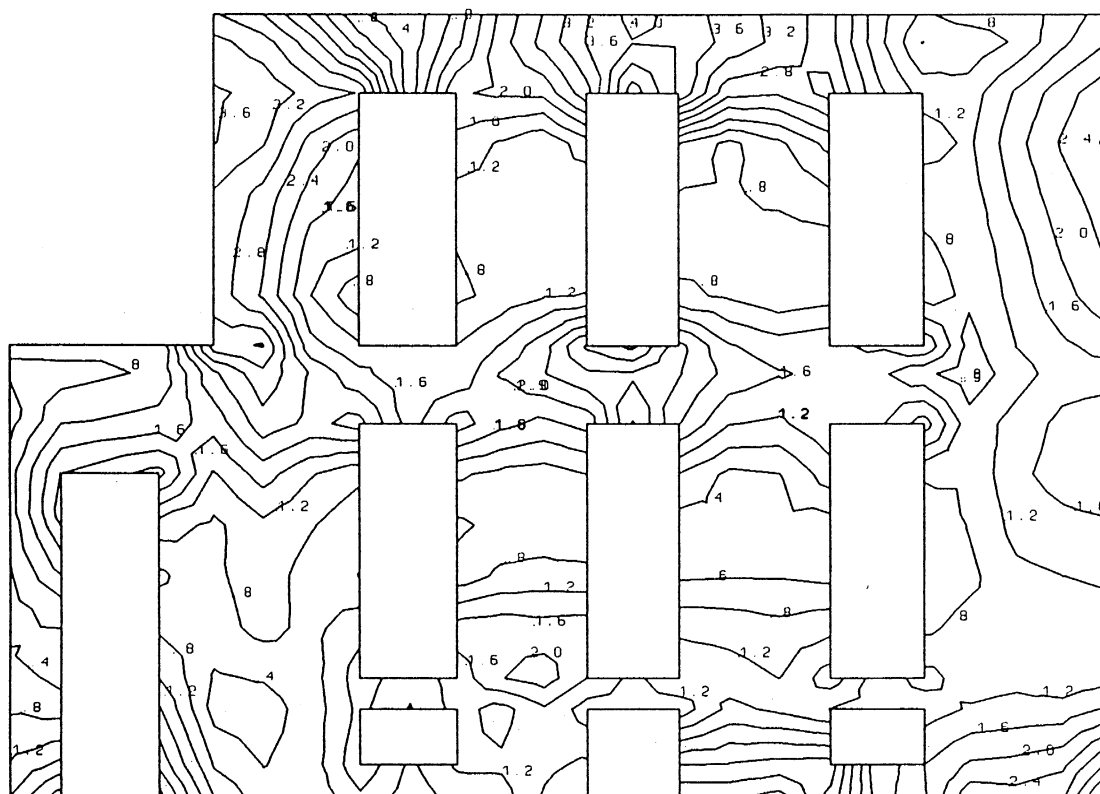


Fig.6.7.3(a) **Building III, Wall W1**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

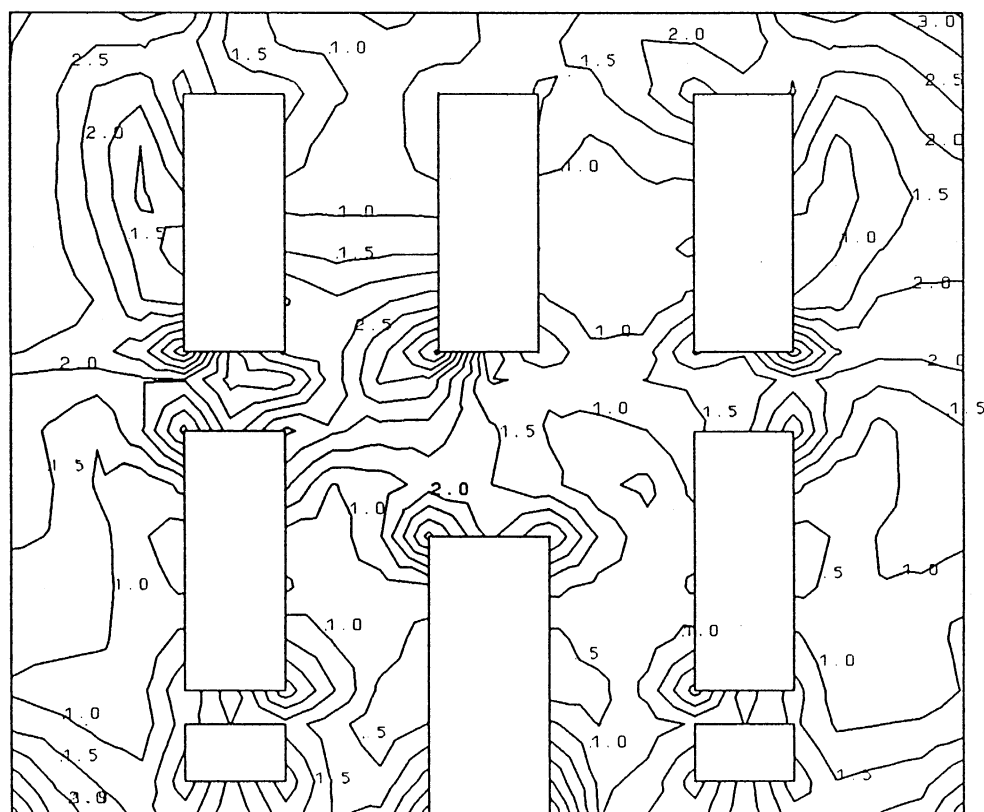


Fig.6.7.3(b) **Building III, Wall W2**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

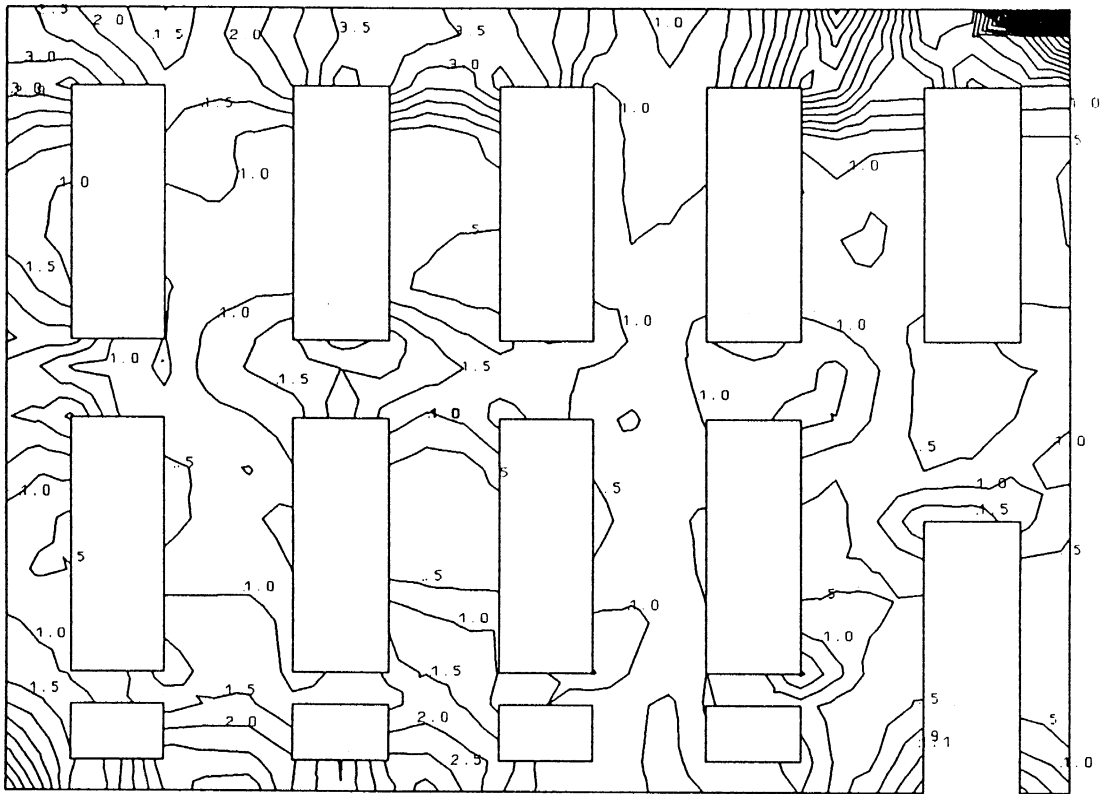


Fig.6.7.3(c) **Building III, Wall W3**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

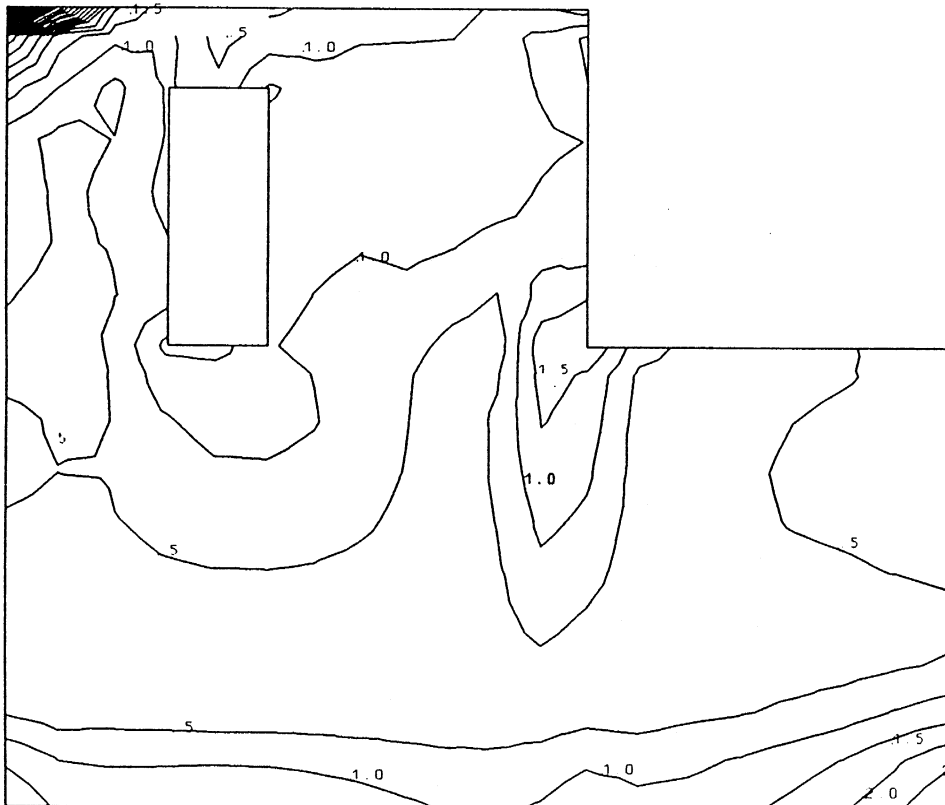


Fig.6.7.3(d) **Building III, Wall W4**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

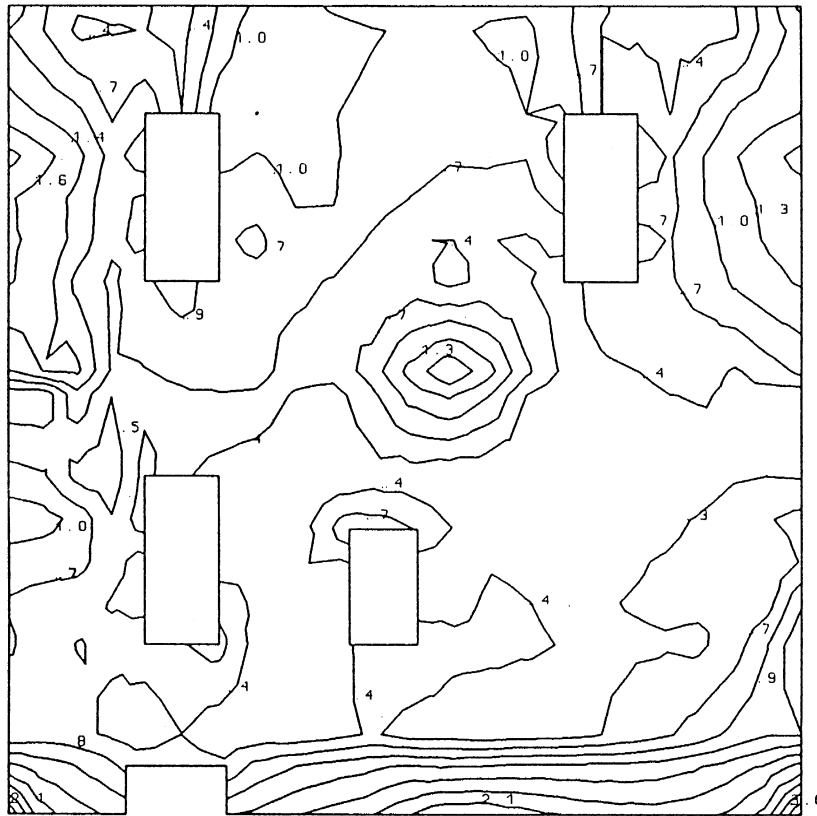


Fig.6.7.4(a) **Building I, Wall W1**

Equivalent Stress contours independent of seismic action direction

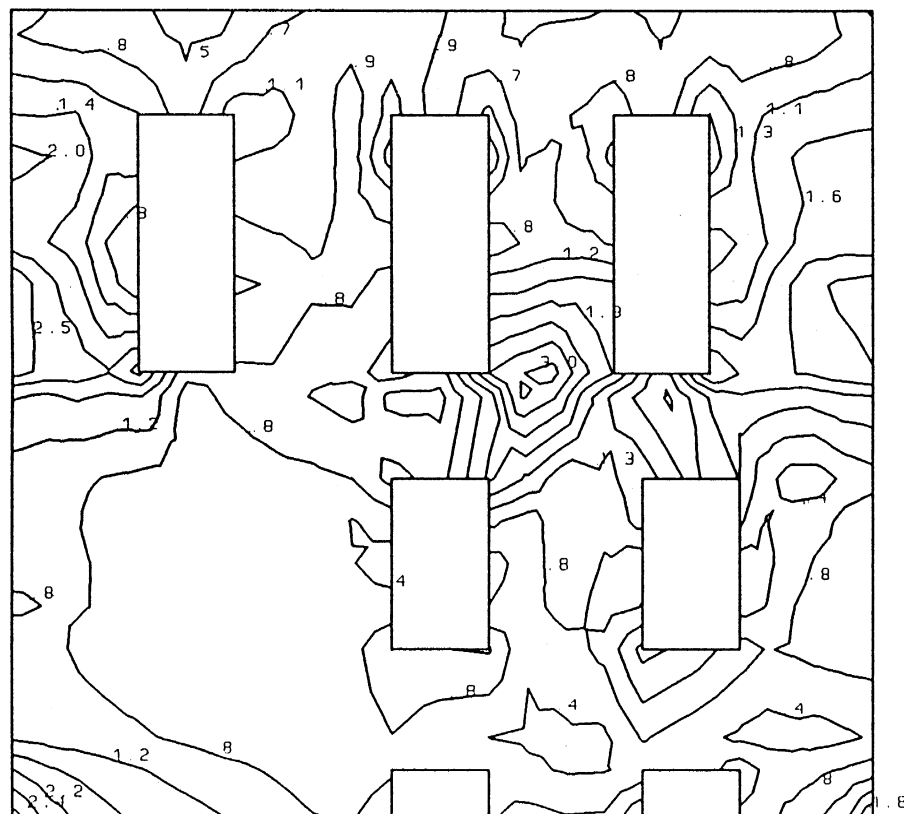


Fig.6.7.4(b) **Building I, Wall W2**

Equivalent Stress contours independent of seismic action direction

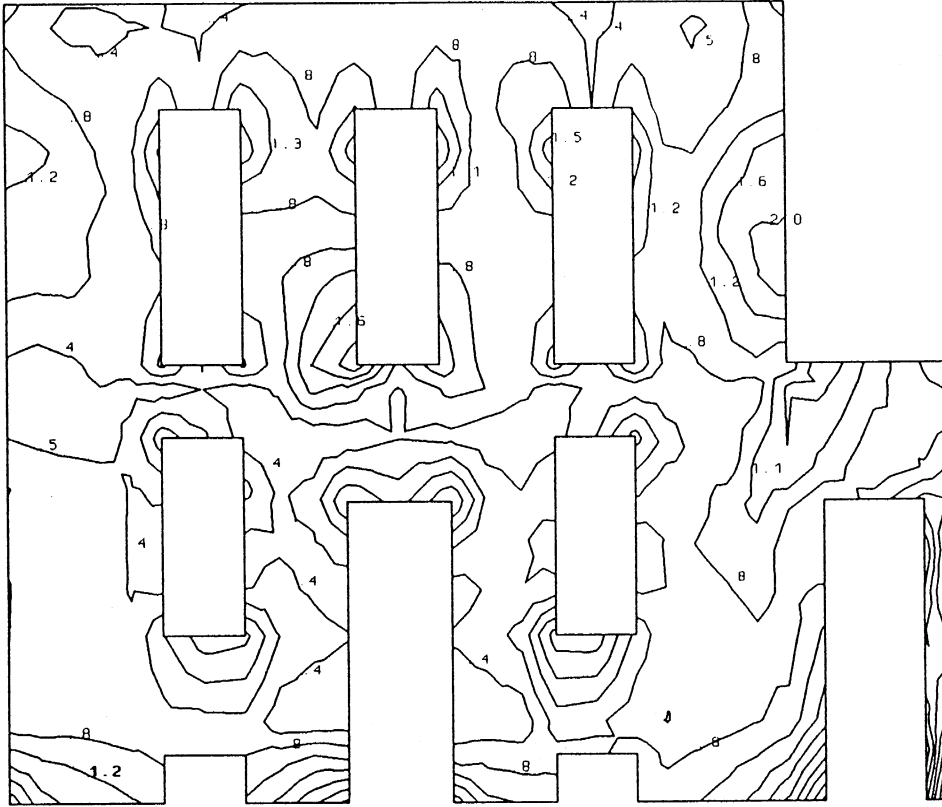


Fig.6.7.4(c) **Building I, Wall W3**
Equivalent Stress contours independent of seismic action direction

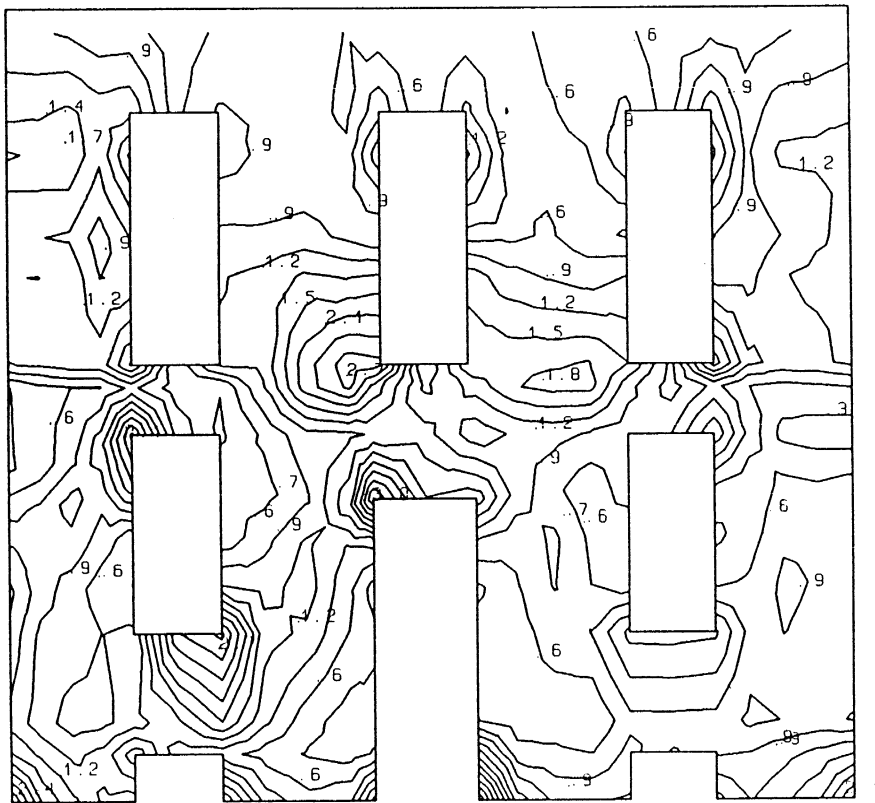


Fig.6.7.4(d) **Building I, Wall W4**
Equivalent Stress contours independent of seismic action direction

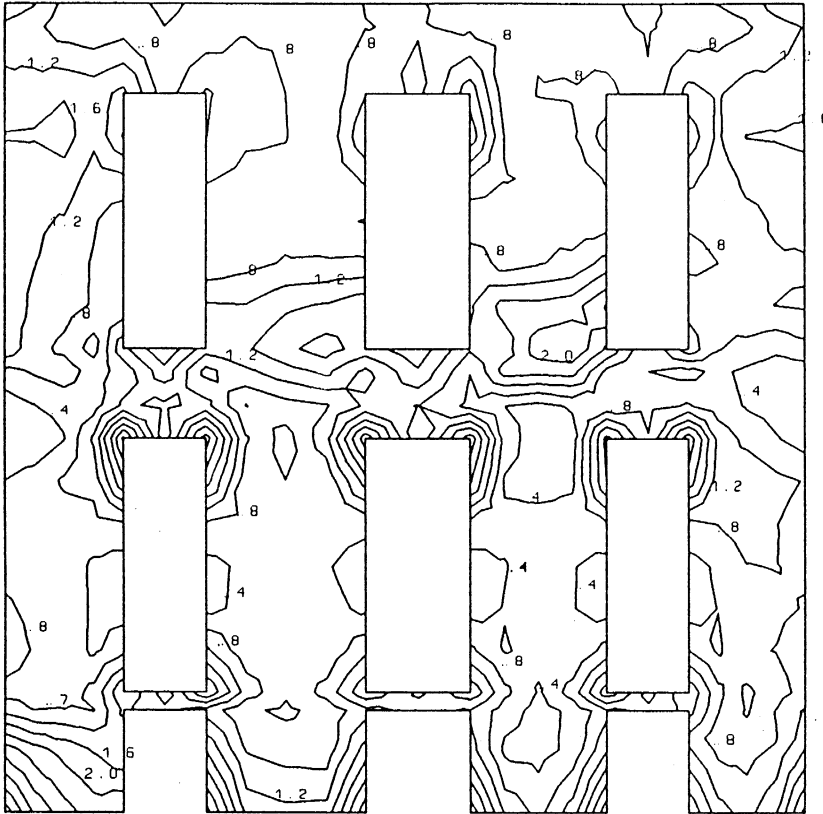


Fig.6.7.5(a) Building II, Wall W1
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

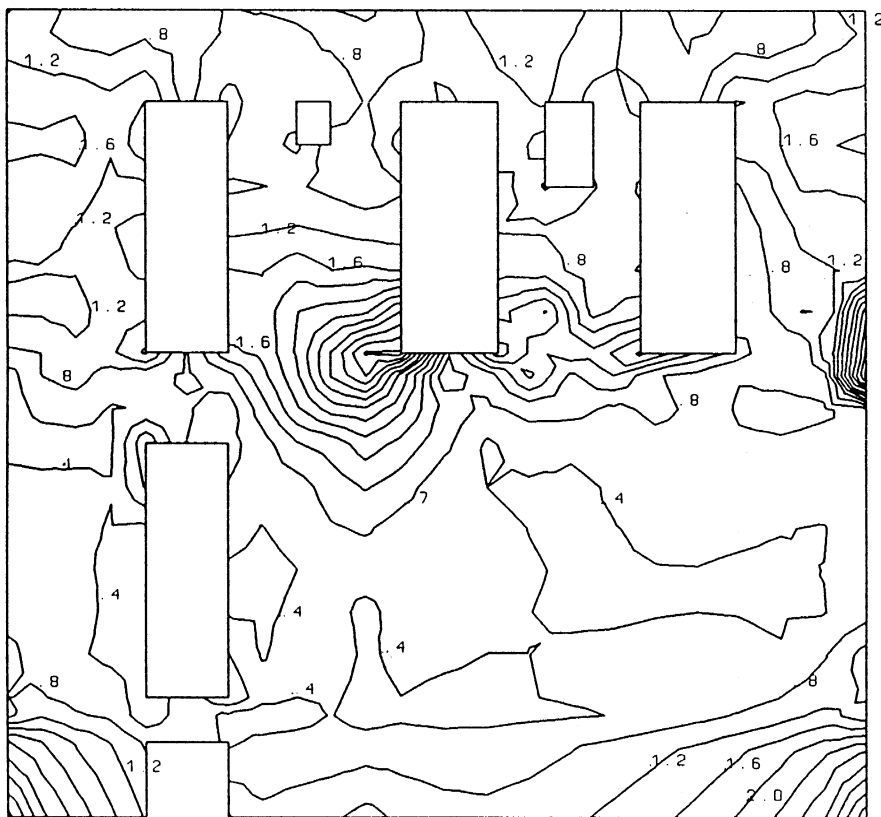


Fig.6.7.5(b) Building II, Wall W2
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

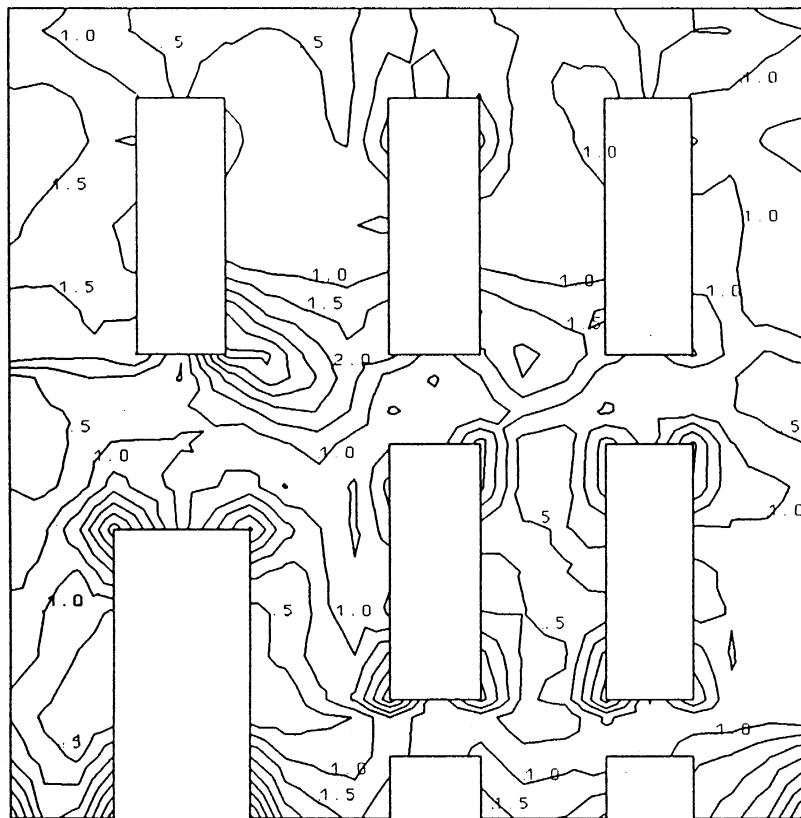


Fig.6.7.5(c) **Building II, Wall W3**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

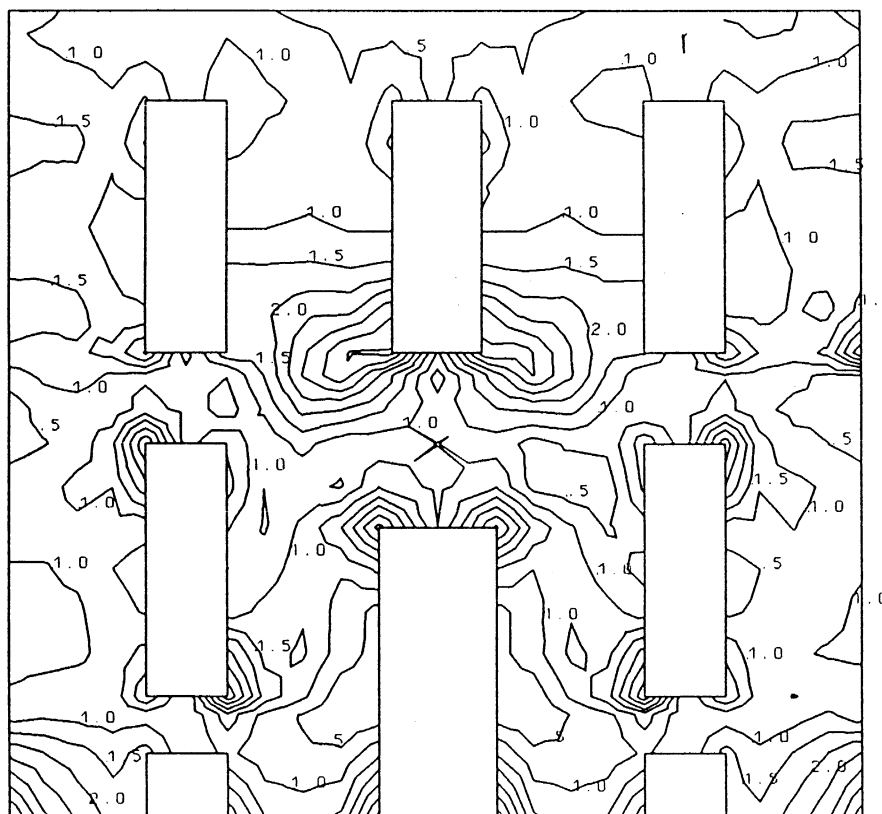


Fig.6.7.5(d) **Building II, Wall W4**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

6.57

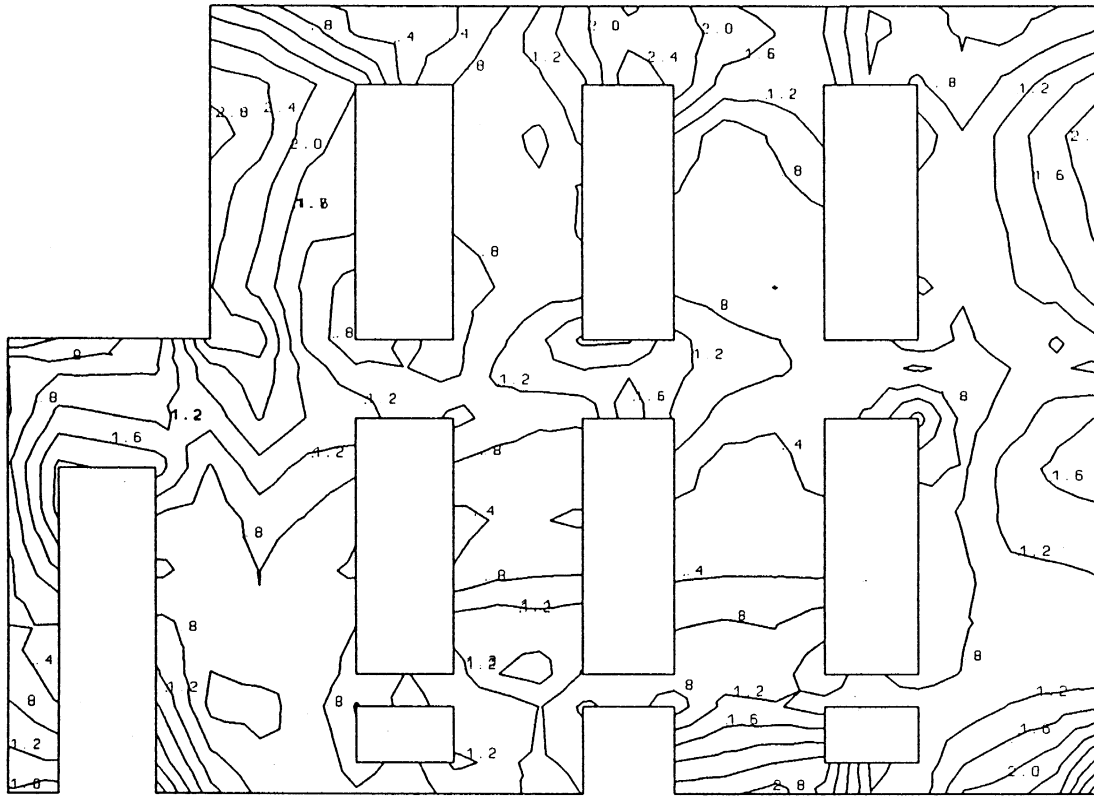


Fig.6.7.5(a) **Building III, Wall W1**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

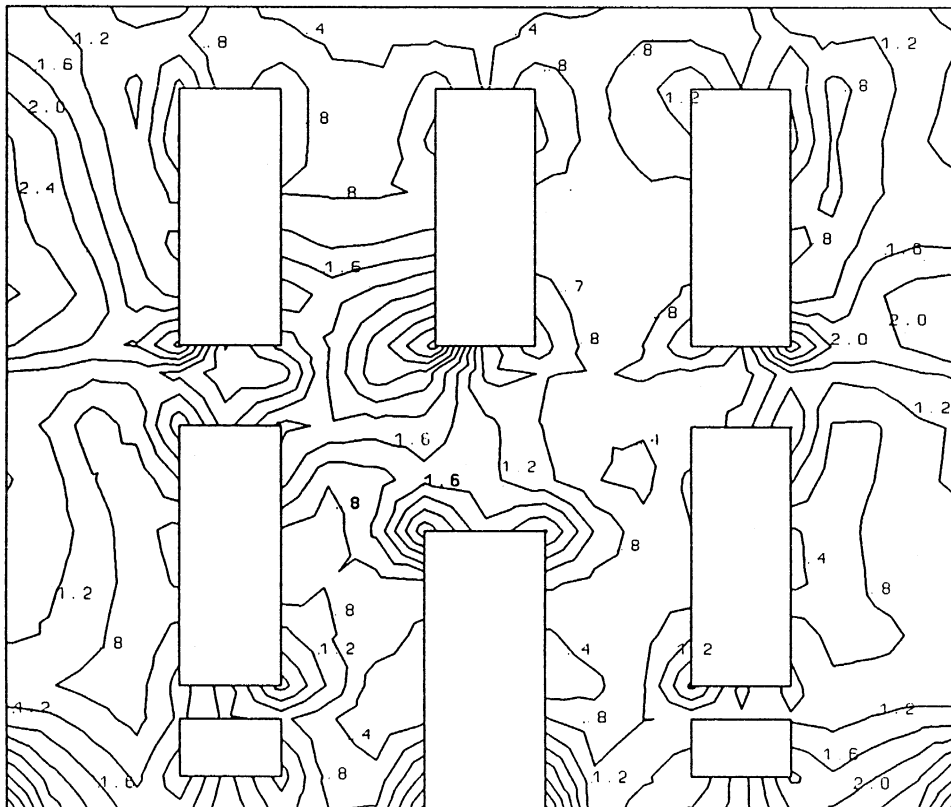


Fig.6.7.5(b) **Building III, Wall W2**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction



Fig.6.7.5(c) **Building III, Wall W3**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

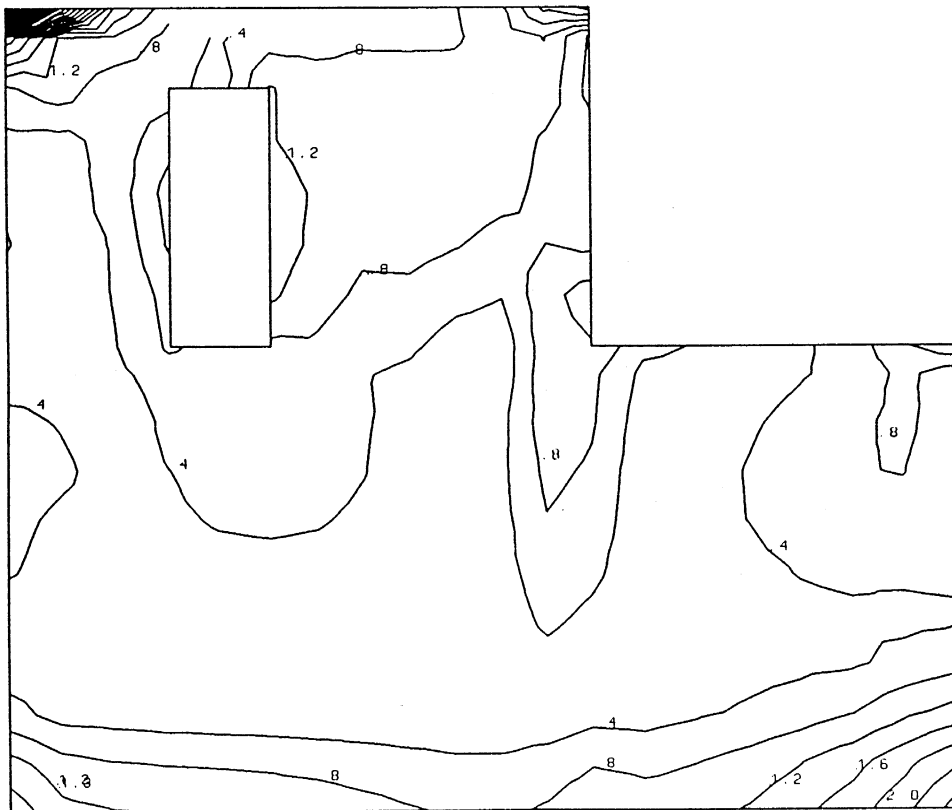


Fig.6.7.5(d) **Building III, Wall W4**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

6.8 Κατακόρυφη Προένταση

Η κατακόρυφη προένταση των πεσσών παρουσιάζει ορισμένα κατασκευαστικά προβλήματα στην αγκύρωση των τενόντων στη στάθμη θεμελίωσης. Για το λόγο αυτό δεν συνηθίζεται η χρήση της σε υπάρχουσες κατασκευές. Για την αγκύρωση των τενόντων στη θεμελίωση χρειάζεται να κατασκευαστούν και στις δύο πλευρές του τοίχου συνεχείς και δύσκαμπτες δοκοί θεμελίωσης κάτω από τη θεμελίωση των τοίχων, οι οποίες να συνδέονται ισχυρά μεταξύ τους. Στις δοκούς αυτές ενσωματώνονται και οι διατάξεις αγκύρωσης.

Στην παρούσα μελέτη θεωρήθηκε ότι οι πεσσοί υπεβλήθησαν σε δύναμη προέντασης τόση ώστε να εφαρμόζεται στη μικρότερη διατομή καθ' ύψος του πεσσοῦ θλιπτική τάση ίση με το 1/10 της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας. Για την ανάλυση χρησιμοποιήθηκε και πάλι το προσομοίωμα των Πεπερασμένων Στοιχείων όπως περιγράφεται στην Παράγραφο 3.4.

Οι ισοϋψείς της ισοδύναμης τάσης που παρουσιάζονται, ανεξάρτητα διεύθυνσης σεισμικής δράσης, στα Σχ. 6.8.1(a-d) - 6.8.3(a-d) για κατακόρυφη προένταση των πεσσών με μέση τάση θλίψης $0.1f_{wc}$ και στα Σχ. 6.8.4(a-d) - 6.8.6(a-d) για προένταση σε μέση τάση θλίψης $0.2f_{wc}$, καθώς και τα αριθμητικά αποτελέσματα στον Πίν. 6.1, δείχνουν ότι η κατακόρυφη προένταση είναι λιγότερο αποτελεσματική από την οριζόντια, μειώνοντας ελάχιστα την ισοδύναμη τάση στο ανώτερο τμήμα του ορόφου, όπου είναι μέγιστη. Στο ισόγειο η εφαρμογή της κατακόρυφης προέντασης προκαλεί ορισμένα προβλήματα αύξησης της ισοδύναμης τάσης σε σύγκριση με τη μη ενισχυμένη κατασκευή και συγκέντρωσης των τάσεων στις θέσεις σύνδεσης των εξωτερικών τοίχων με τους φέροντες εσωτερικούς, οι οποίοι δεν προεντείνονται κατακόρυφα. Η διαφορά αυτή μεταξύ εσωτερικών και εξωτερικών τοίχων δημιουργεί προβλήματα ασυμβατότητας παραμορφώσεων με συνακόλουθα την τοπική συγκέντρωση τάσεων στις θέσεις σύνδεσης.

Η κατά μόνον 10-15% μέση μείωση των τάσεων με την εφαρμογή της κατακόρυφης προέντασης, σχεδόν ανεξάρτητα μεγέθους προέντασης στο διάστημα από 10% έως 20% της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας, σημαίνει ότι αυτή η μέθοδος ενίσχυσης εκτός από κατασκευαστικά δύσκολη είναι και χαμηλής αποτελεσματικότητας.

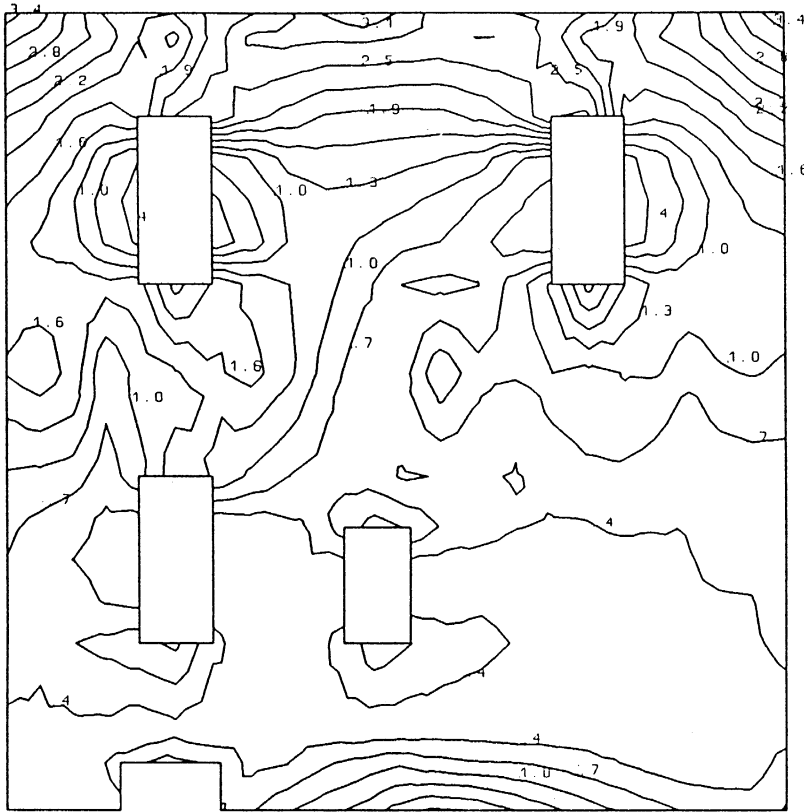


Fig.6.8.1(a) **Building I, Wall W1**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

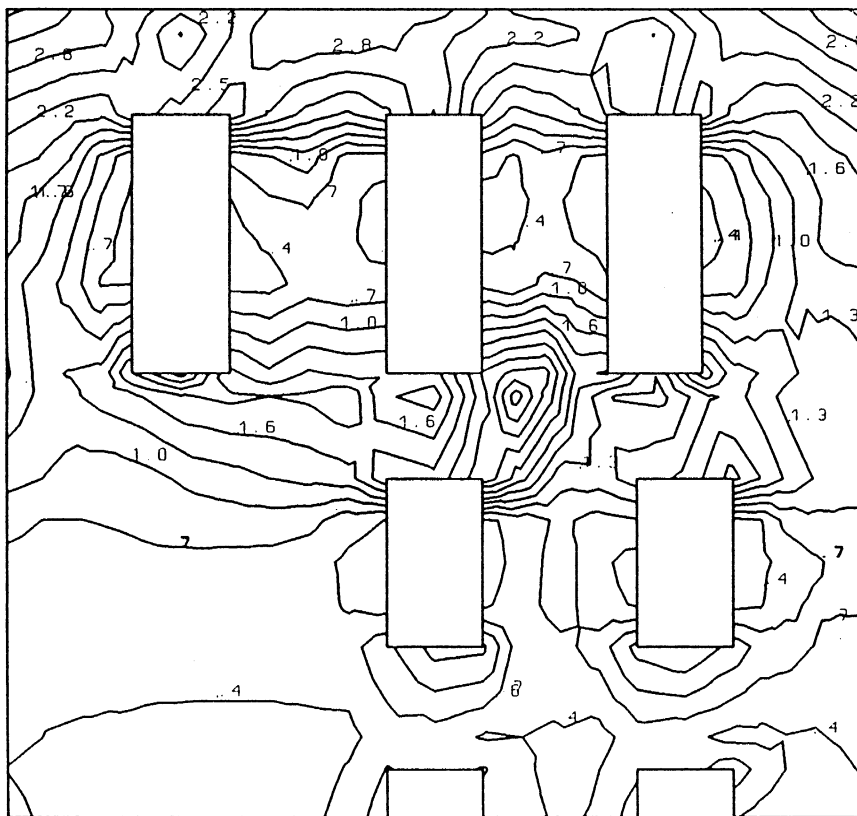


Fig.6.8.1(b) **Building I, Wall W2**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

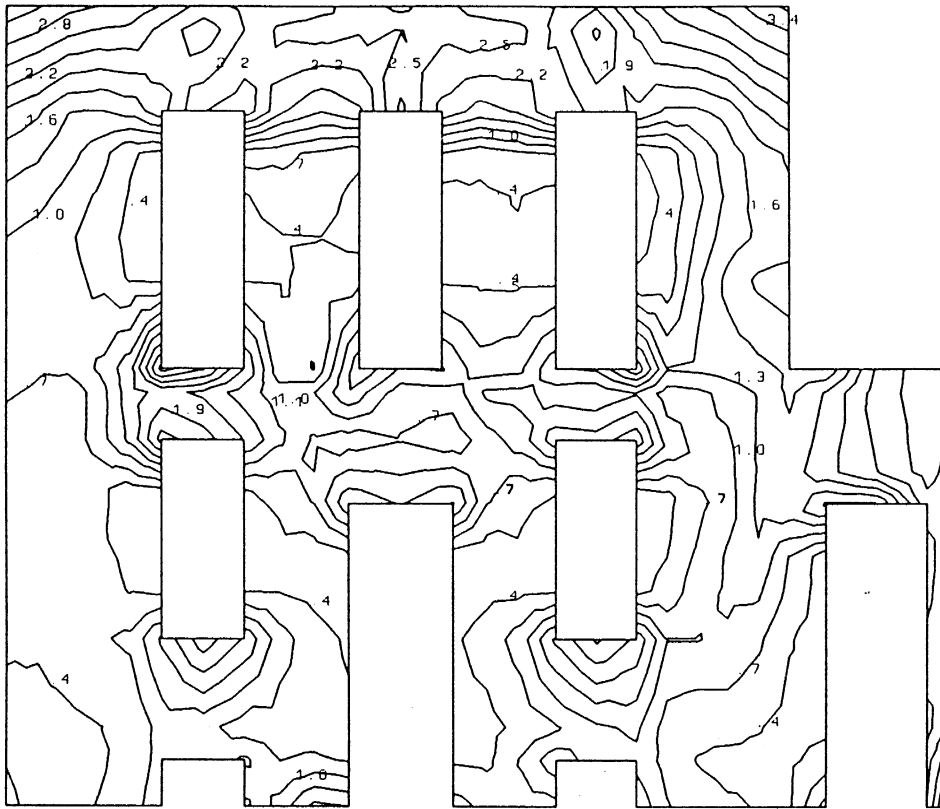


Fig.6.8.1(c) **Building I, Wall W3**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

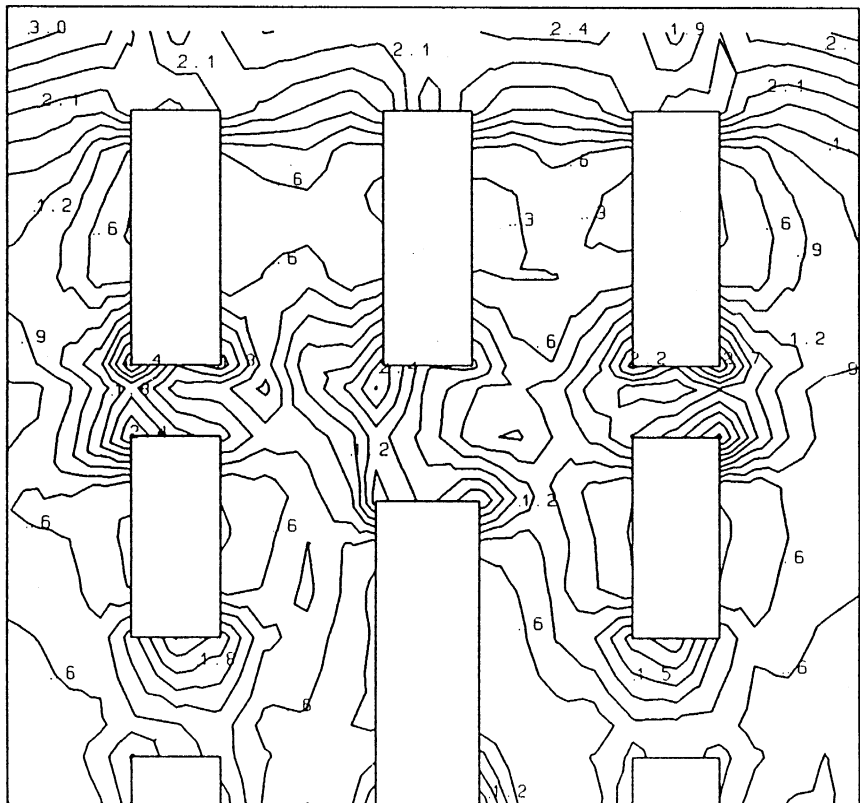


Fig.6.8.1(d) **Building I, Wall W4**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

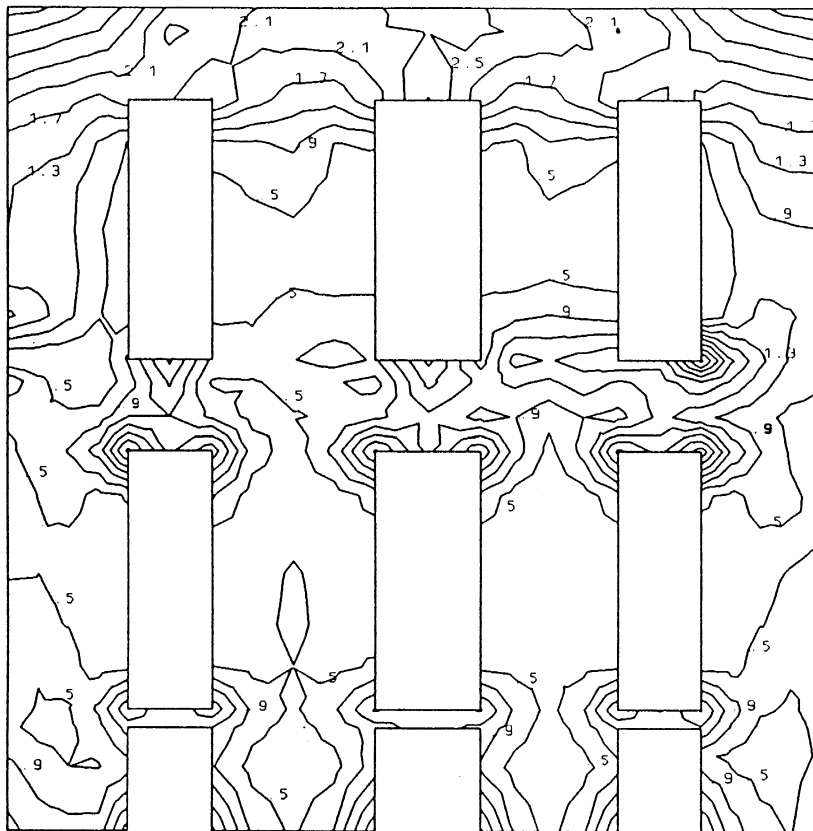


Fig.6.8.2(a) Building II, Wall W1
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

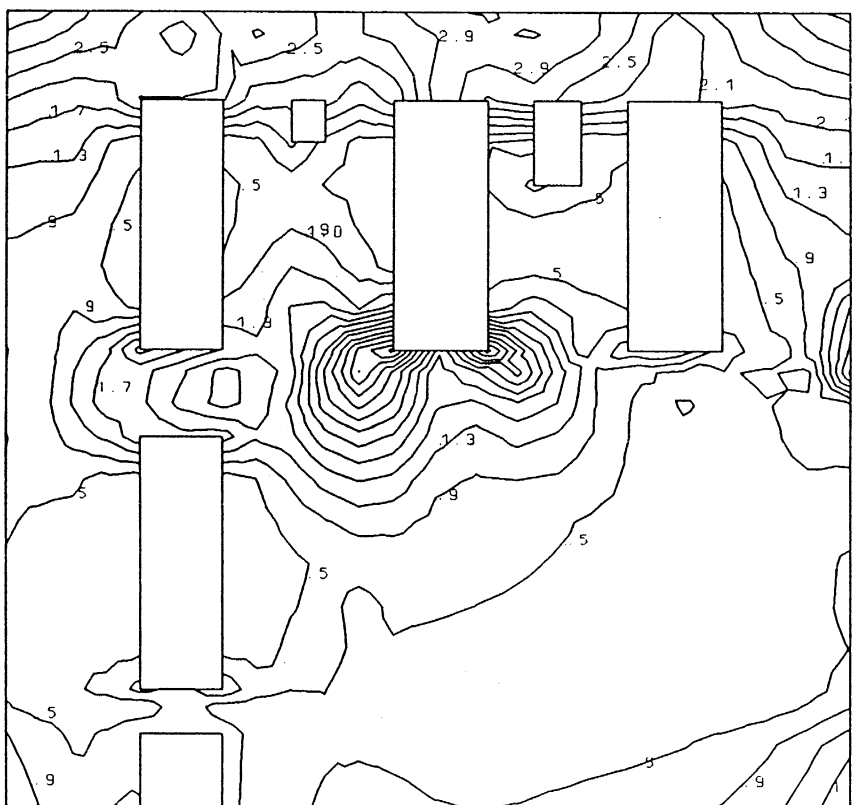


Fig.6.8.2(b) Building II, Wall W2
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

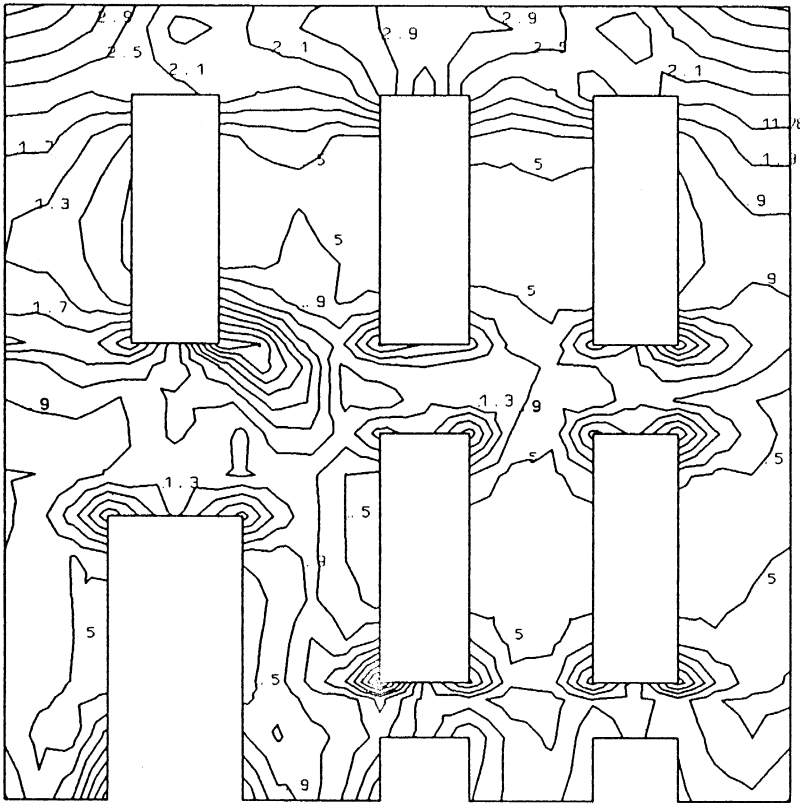


Fig.6.8.2(c) **Building II, Wall W3**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

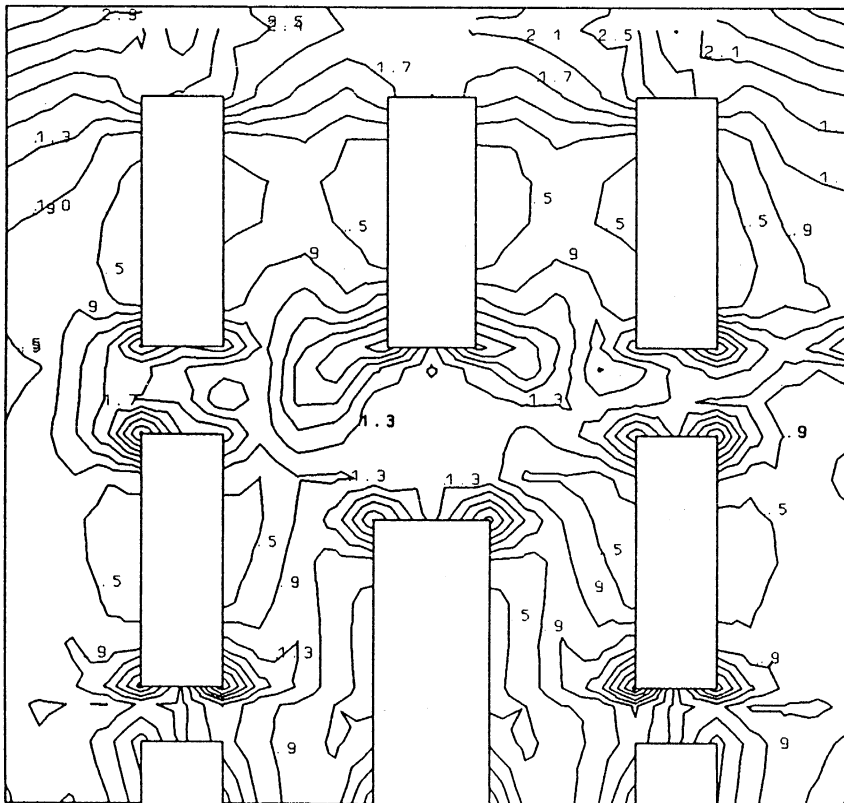


Fig.6.8.2(d) **Building II, Wall W4**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

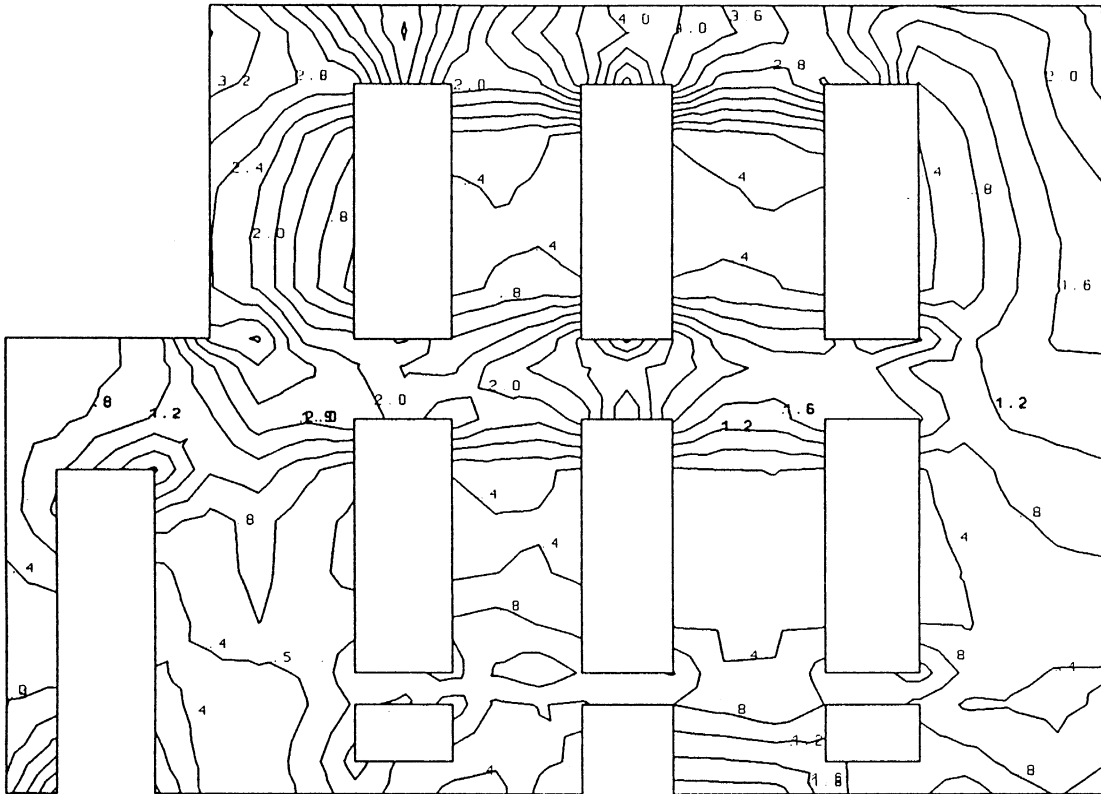


Fig.6.8.3(a) **Building III, Wall W1**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

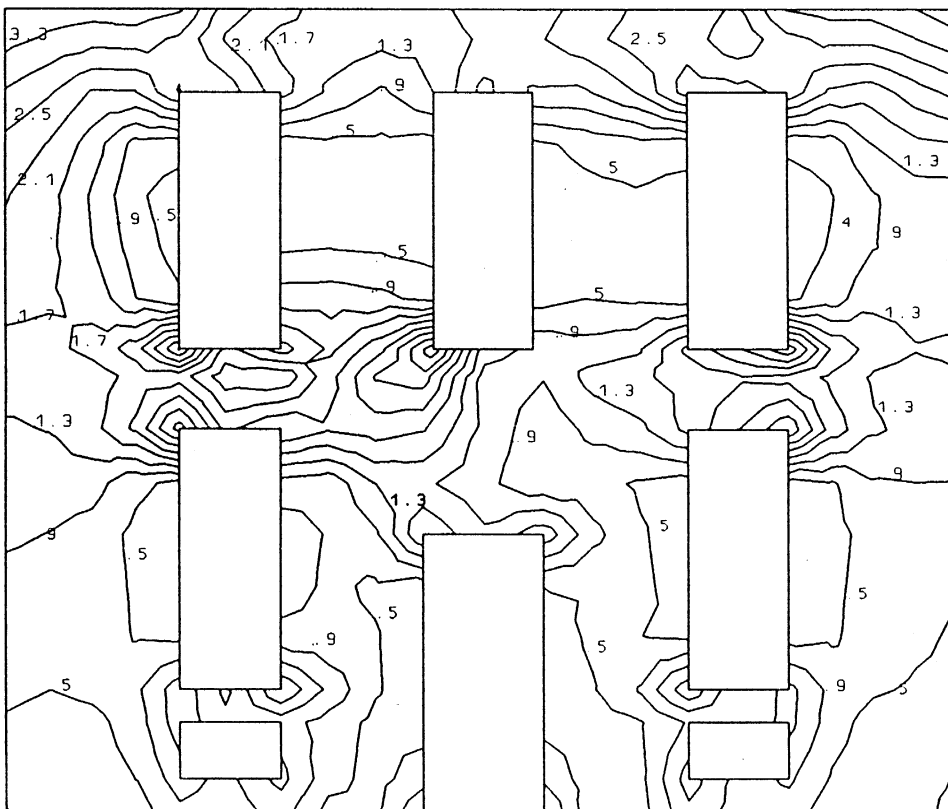


Fig.6.8.3(b) **Building III, Wall W2**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

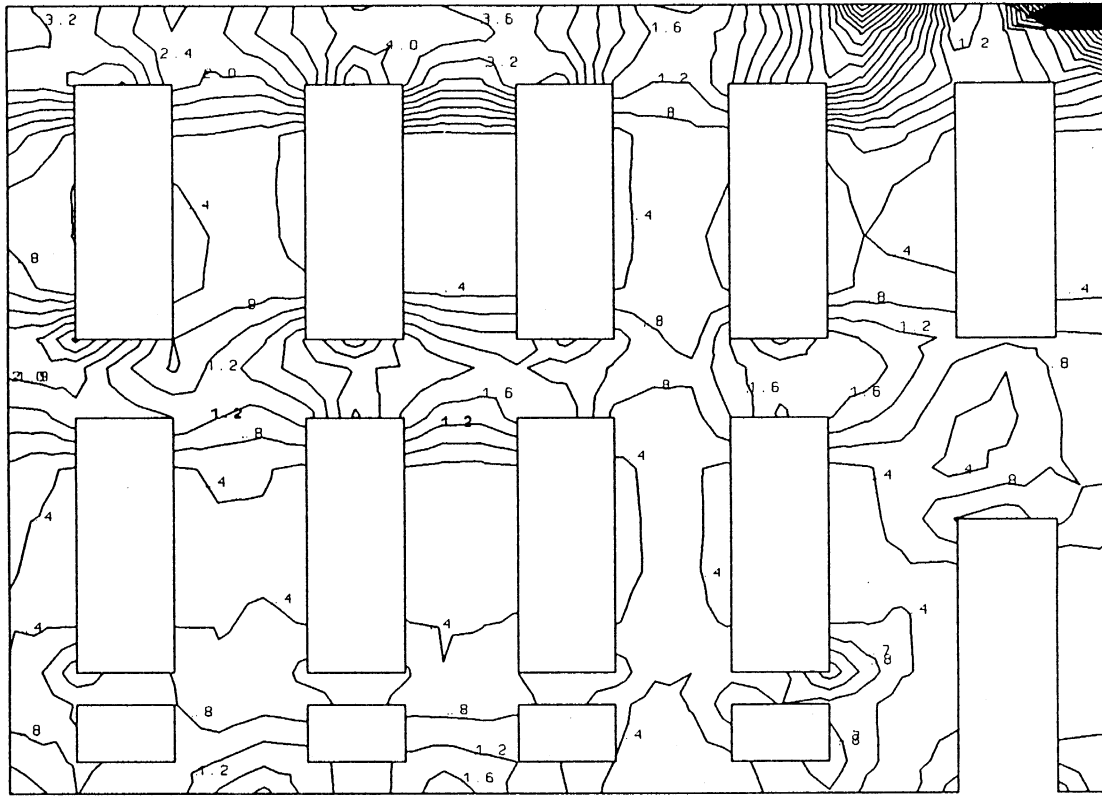


Fig.6.8.3(c) **Building III, Wall W3**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

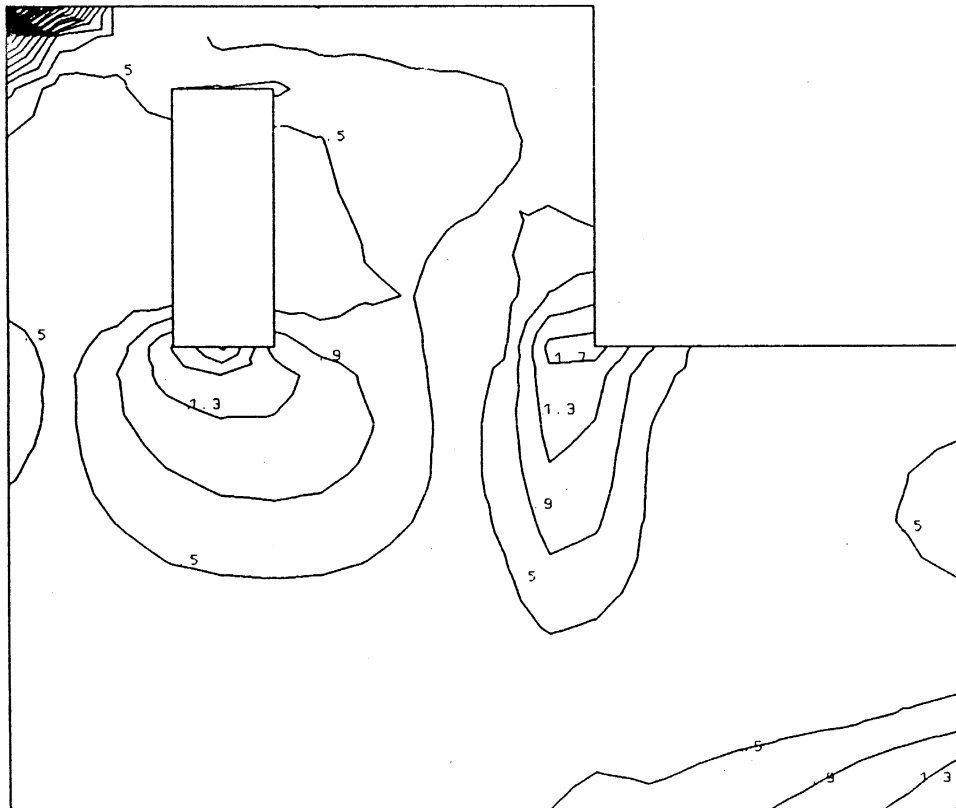


Fig.6.8.3(d) **Building III, Wall W4**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

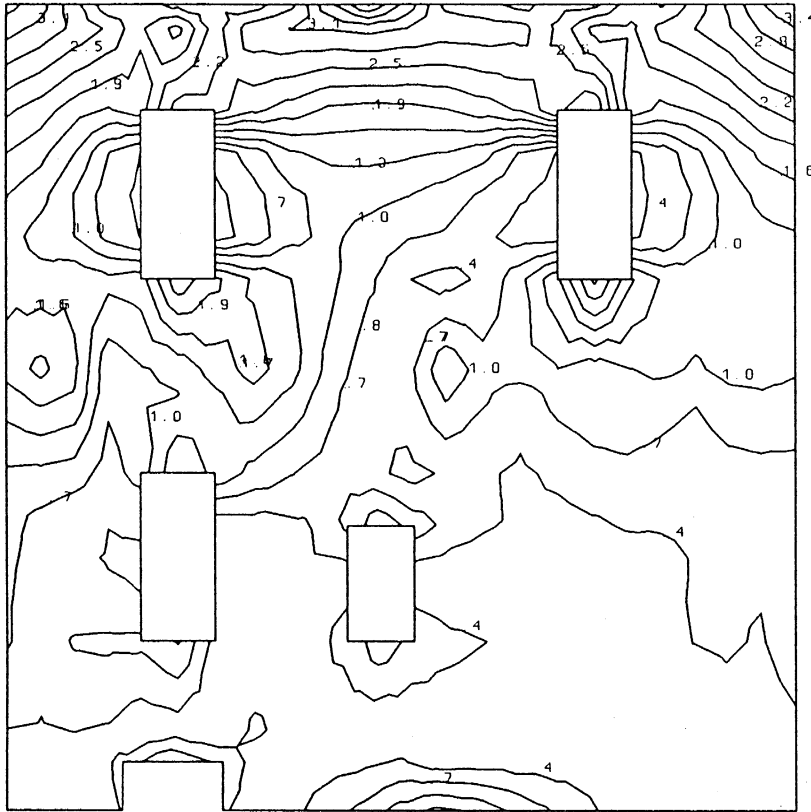


Fig.6.8.4(a) **Building I, Wall W1**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

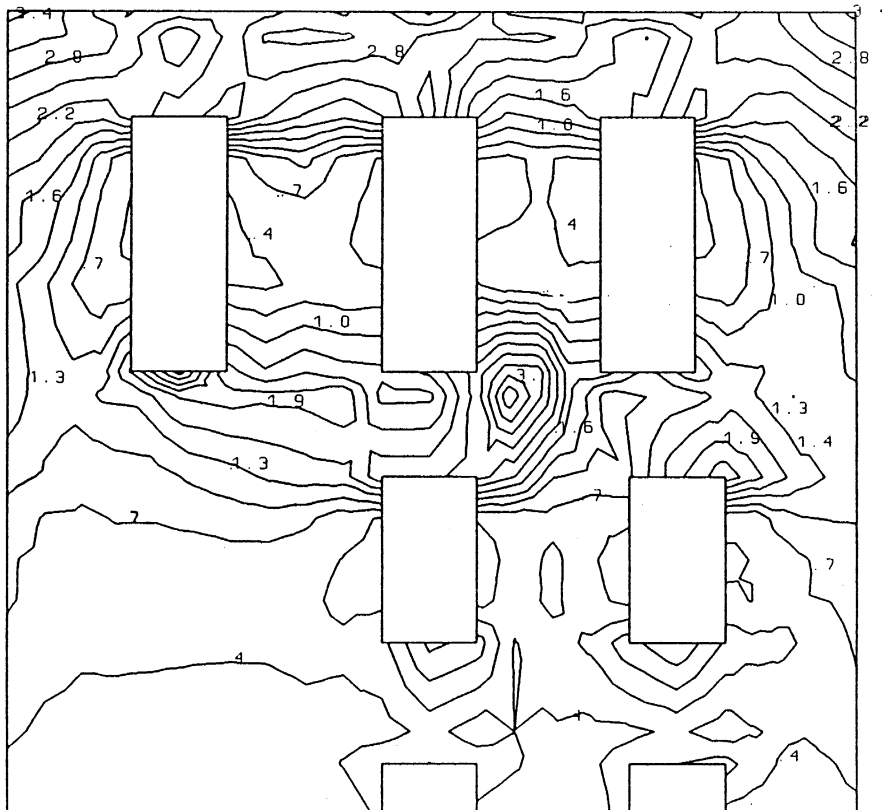


Fig.6.8.4(b) **Building I, Wall W2**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

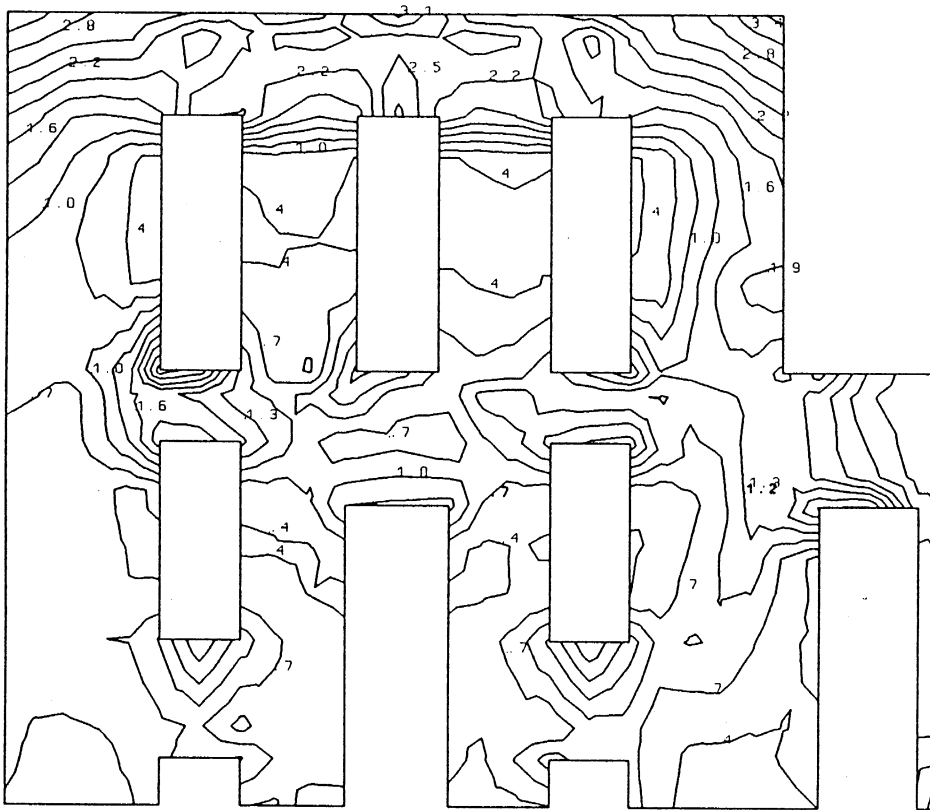


Fig.6.8.4(c) **Building I, Wall W3**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

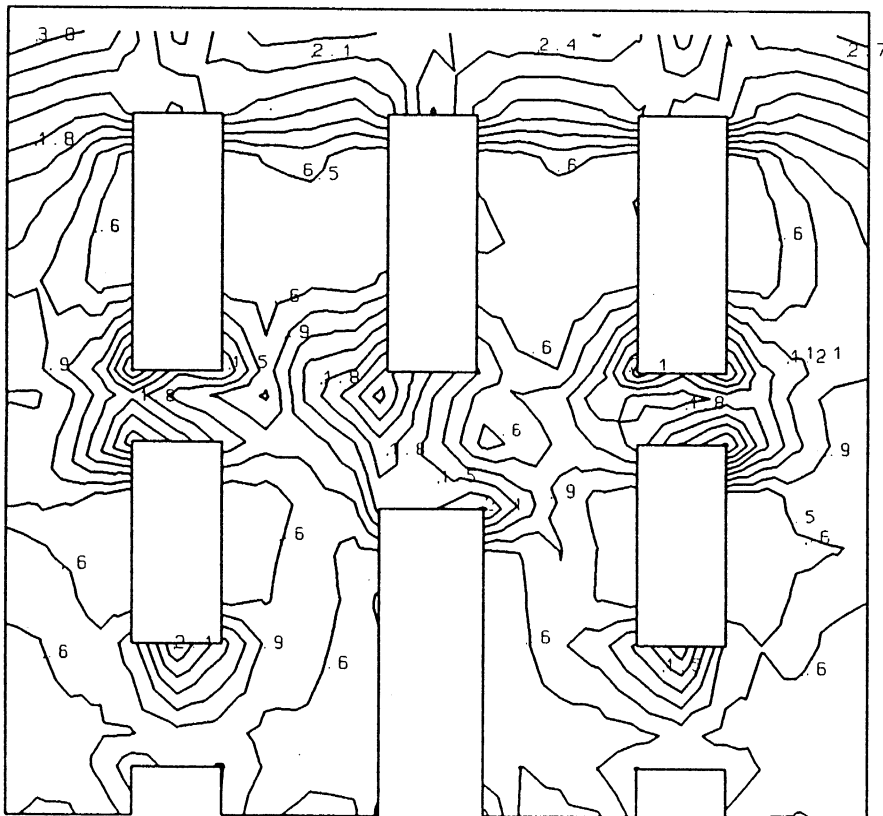


Fig.6.8.4(d) **Building I, Wall W4**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

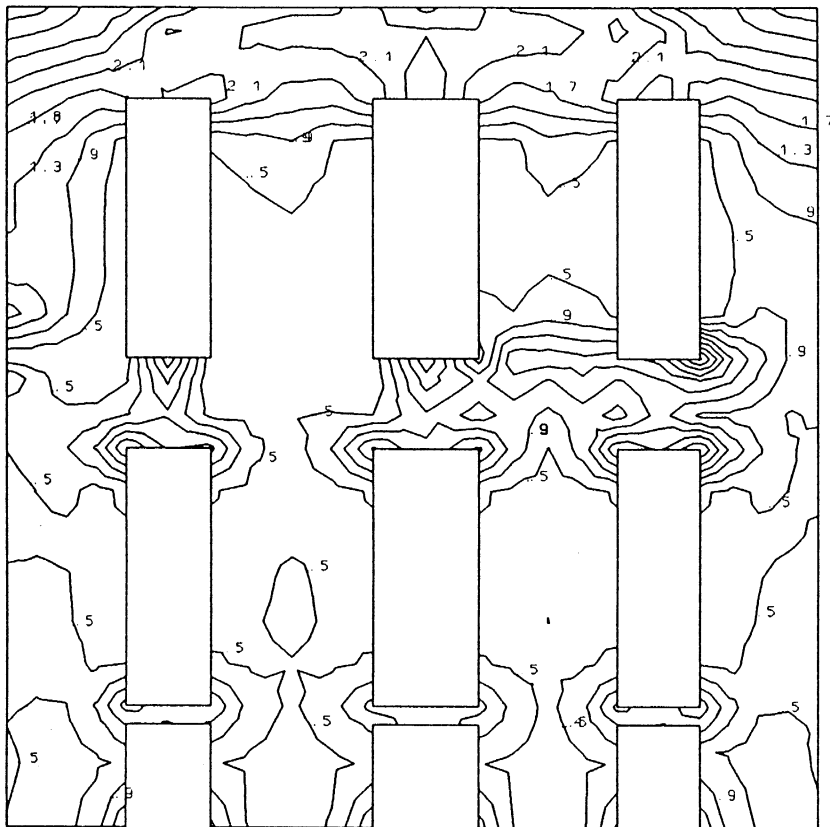


Fig.6.8.5(a) **Building II, Wall W1**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

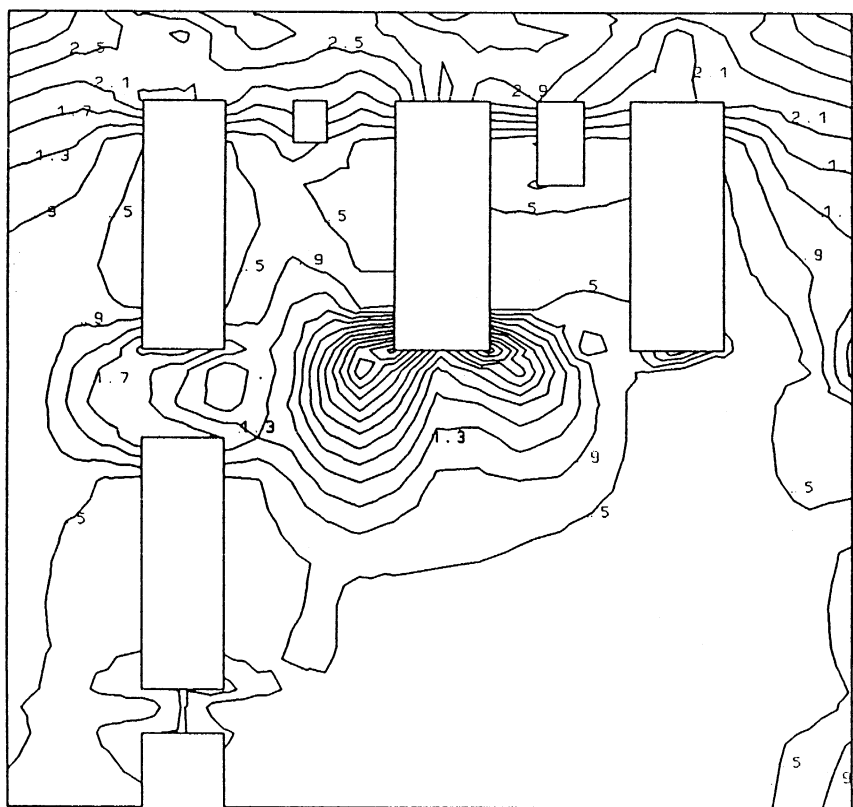


Fig.6.8.5(b) **Building II, Wall W2**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

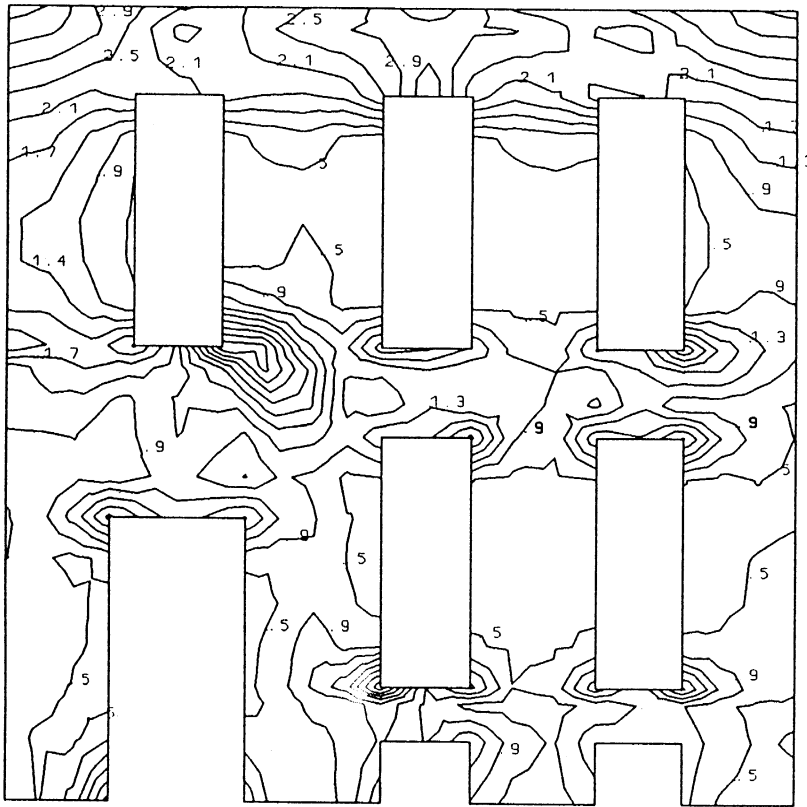


Fig.6.8.5(c) **Building II, Wall W3**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

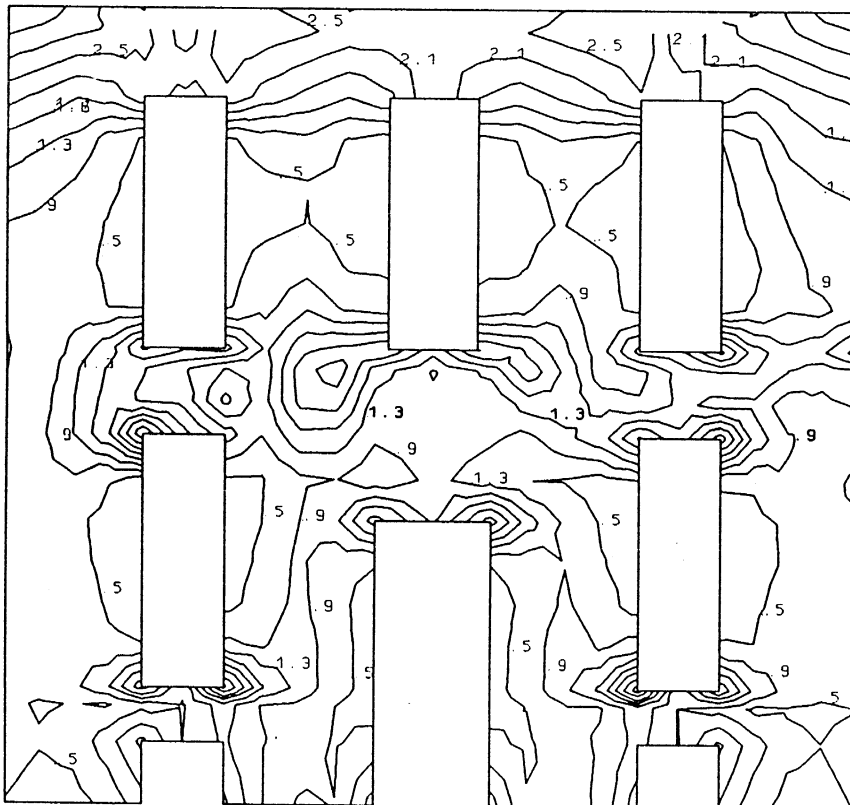


Fig.6.8.5(d) **Building II, Wall W4**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

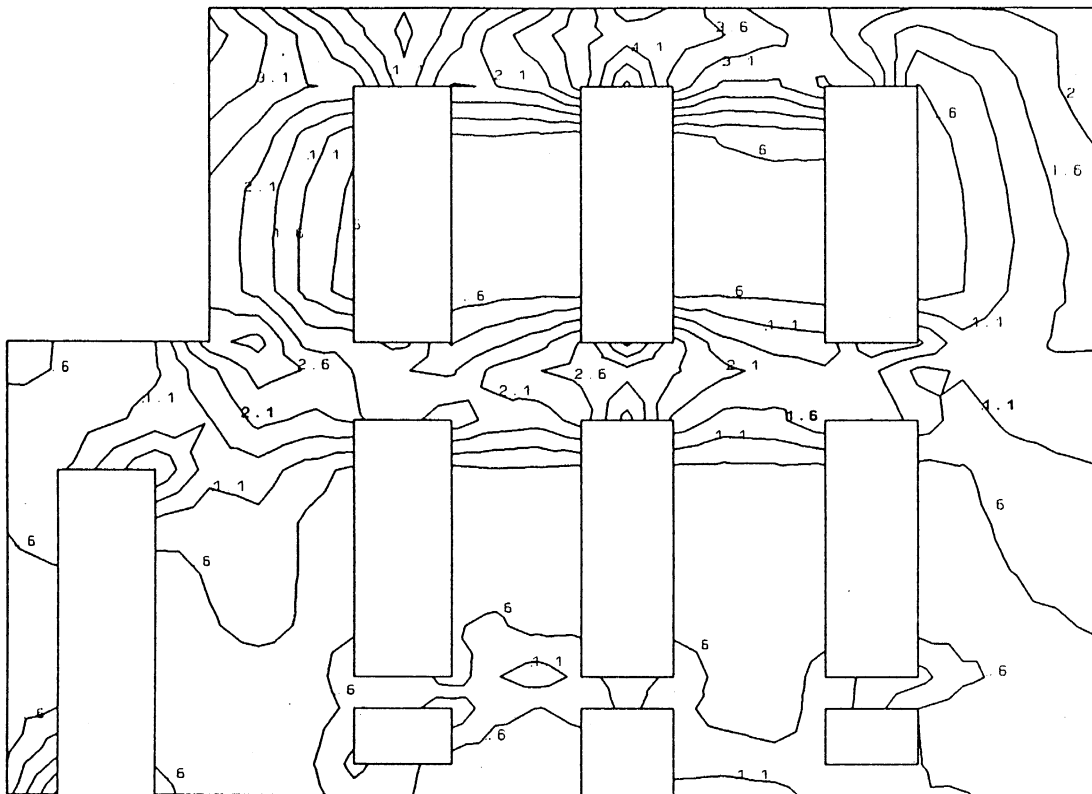


Fig.6.8.6(a) **Building III, Wall W1**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

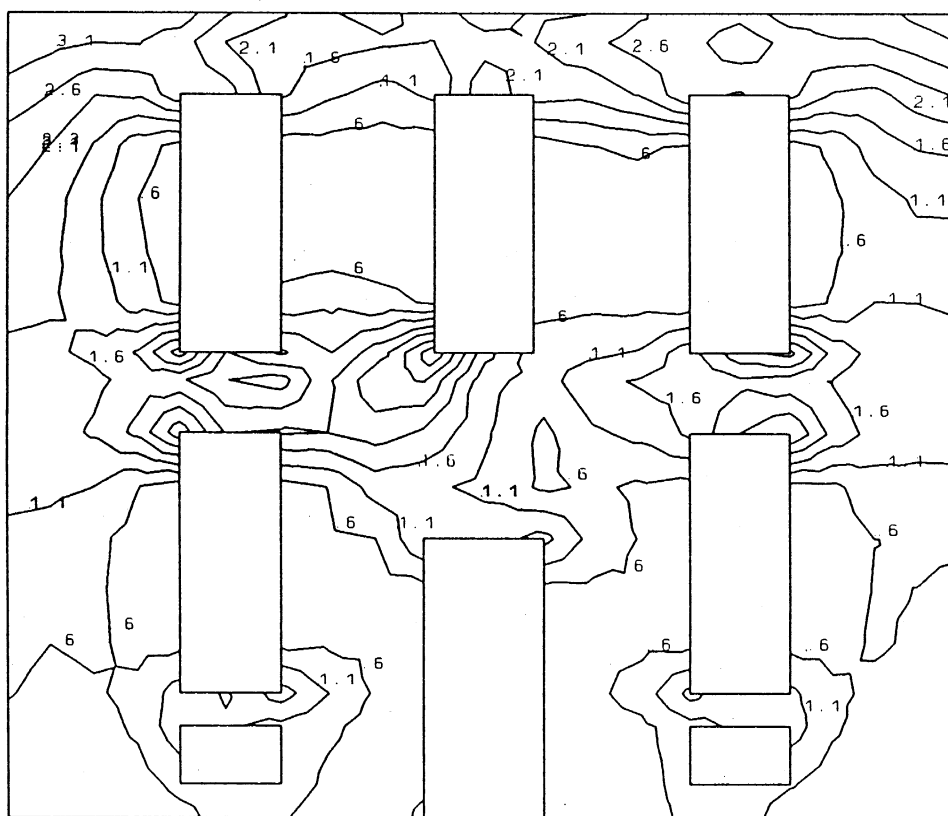


Fig.6.8.6(b) **Building III, Wall W2**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

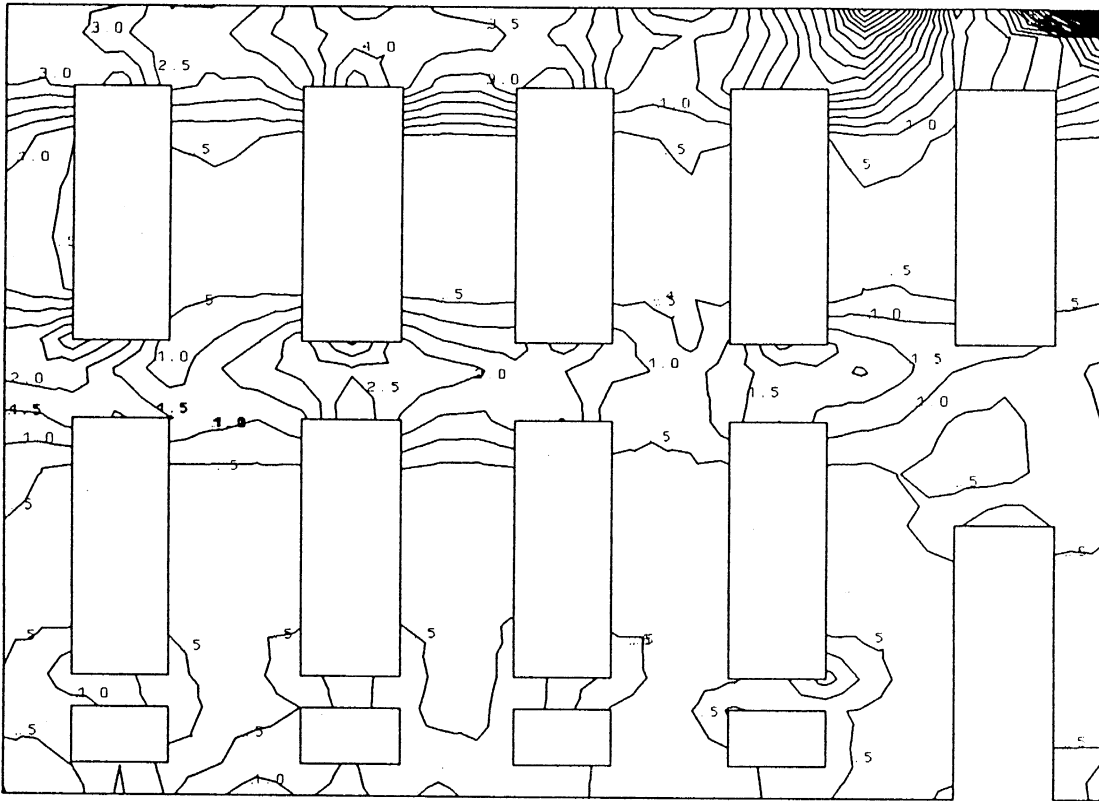


Fig.6.8.6(c) **Building III, Wall W3**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

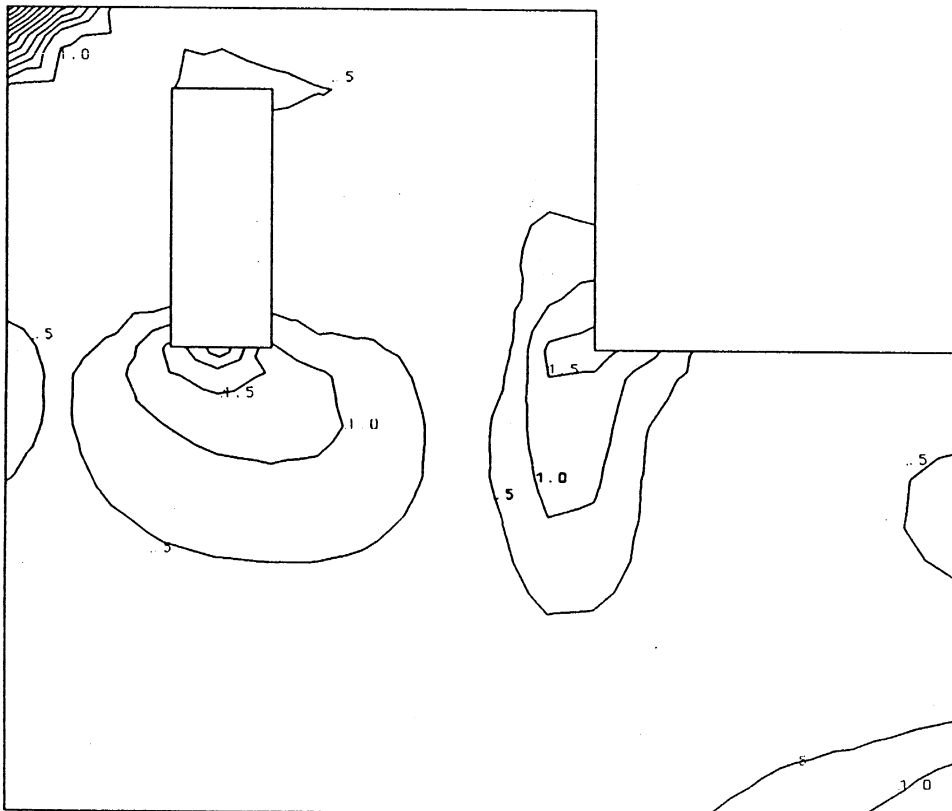


Fig.6.8.6(d) **Building III, Wall W4**

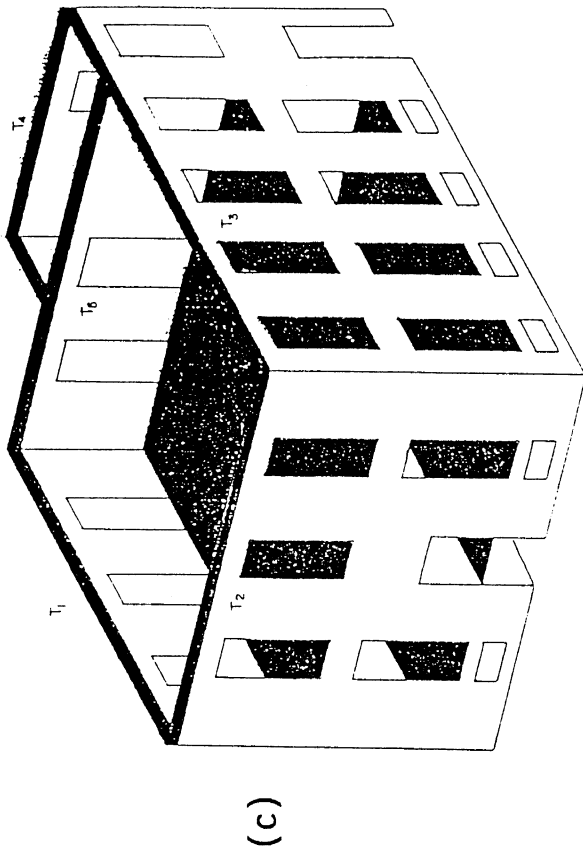
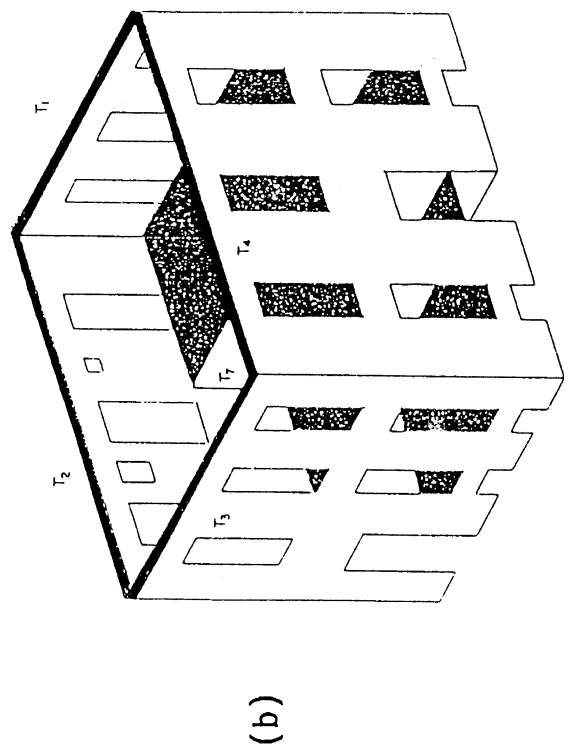
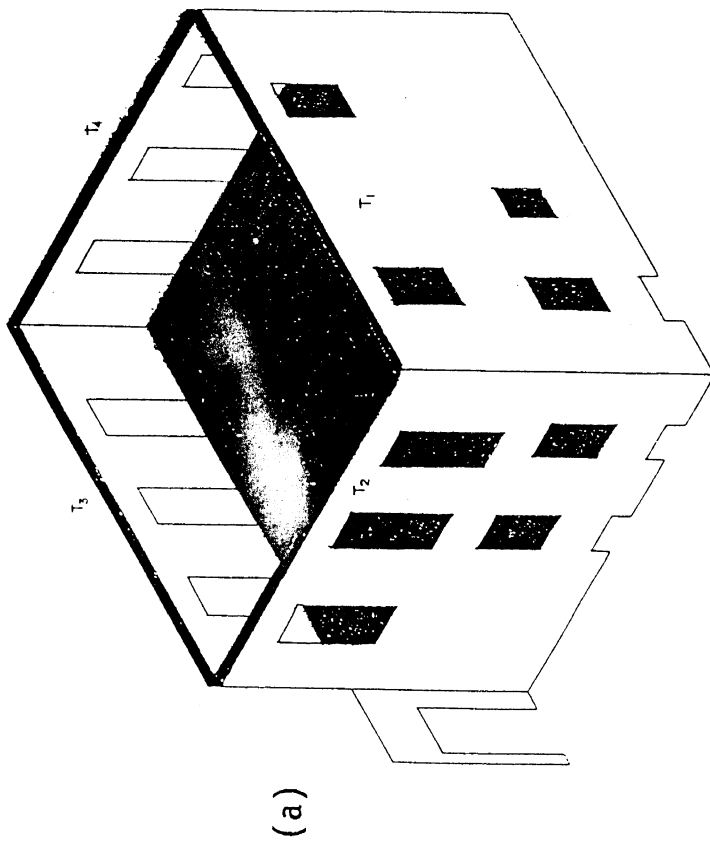
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

6.9 Αντικατάσταση πατωμάτων με πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος και κατασκευή οριζοντίας ζώνης οπλισμένου σκυροδέματος στη στάθμη της στέγης

Όπως αναφέρθηκε ανωτέρω, η αντικατάσταση των ξυλίνων πατωμάτων με πλάκες Οπλισμένου Σκυροδέματος, συντελεί περισσότερο στη μείωση των κυρίων εφελκυστικών τάσεων του ορόφου που βρίσκεται ανάμεσα στις πλάκες. Η επιρροή της στον ανώτερο όροφο είναι μικρή. Η μείωση είναι μεγαλύτερη στις τάσεις που αναπτύσσονται εξ αιτίας σεισμικής δράσης με διεύθυνση εγκάρσια στον υπόψη τοίχο. Αντιθέτως, η κατασκευή των οριζοντίων διαζωμάτων από Οπλισμένο Σκυροδεμα έχει μεγαλύτερη αποτελεσματικότητα στη μείωση των τάσεων στον ανώτερο όροφο. Αυτά τα συμπεράσματα από τις δύο τεχνικές ενίσχυσης οδηγούν στην εξέταση της επίδρασης του συνδυασμού τους, δηλαδή της αντικατάστασης των δύο πατωμάτων με πλάκες Οπλισμένου Σκυροδέματος και της κατασκευής ενός οριζοντίου διαζώματος στην στάθμη έδρασης της στέγης (στέψη του κτιρίου). Ο συνδυασμός αυτός δεν παρουσιάζει τις κατασκευαστικές δυσχέρειες που εμφανίζει η κατασκευή των οριζοντίων διαζωμάτων σε όλους τους ορόφους, έχει όμως ελαφρώς μεγαλύτερο κόστος. Στα Σχ. 6.9.1(a-c) παρουσιάζονται οι επεμβάσεις στα τρία κτίρια για την υπόψη τεχνική ενίσχυσης.

Η ανάλυση έγινε με τα προσομοιώματα που χρησιμοποιήθηκαν για την εξέταση των επιμέρους τεχνικών ενίσχυσης. Οι ιδιότητες των Πεπερασμένων Στοιχείων στη στάθμη έδρασης της στέγης αντικαταστάθηκαν με ιδιότητες σκυροδέματος, και στις στάθμες των πατωμάτων εισήχθησαν κινηματικές δεσμεύσεις μετακίνησης ακάμπτου δίσκου σε οριζόντιο επίπεδο.

Όπως φαίνεται από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων στα Σχ. 6.9.2(a-d) - 6.9.4(a-d) με τα αντίστοιχα για τα μη ενισχυμένα κτίρια, ο παρών συνδυασμός ενισχύσεων είναι εξαιρετικά αποτελεσματικός, μειώνοντας την ισοδύναμη τάση σε τιμές που σπάνια ξεπερνούν το 1.0. Η μείωση είναι αρκετά ομοιόμορφη στους επιμέρους ορόφους, αλλά είναι μεγαλύτερη (της τάξεως του 55% στις κρίσιμες περιοχές ή του 40% στο σύνολο) στους τοίχους που είναι κάθετοι στη διεύθυνση της σεισμικής δράσης. Ανεξάρτητα διεύθυνσης σεισμού, η μείωση στο σύνολο του κτιρίου ανέρχεται στο 1/3 και στις κρίσιμες περιοχές του στο 45%. Οι μειώσεις αυτές είναι σημαντικά μεγαλύτερες από αυτές των επιμέρους τεχνικών που συνιστούν αυτό το συνδυασμό (πλάκες και οριζόντια διαζώματα), χωρίς όμως σημαντική αύξηση του κόστους σε σχέση με κάθε μία από αυτές. Έτσι ο εν λόγω συνδυασμός τεχνικών εμφανίζεται σαν οικονομοτεχνικά εξαιρετικά πρόσφορος.



ΣΧ. 6.9.1 Αντικατάσταση δαπέδων και οριζόντια διαζώματα.

(a) Κτίριο I

(b) Κτίριο II

(c) Κτίριο III

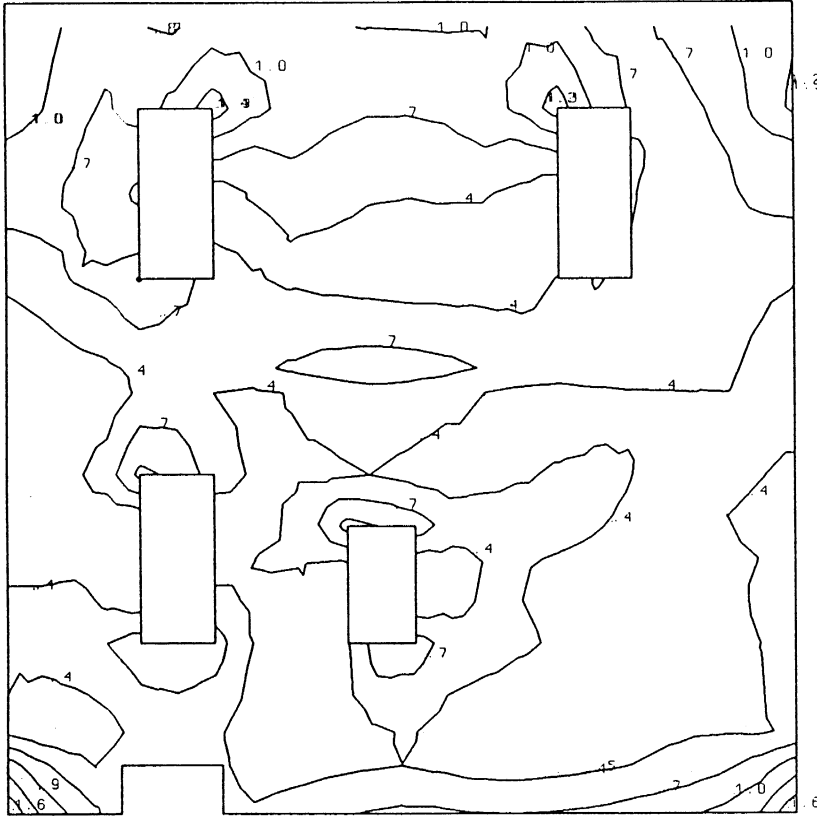


Fig.6.9.2(a) **Building I, Wall W1**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

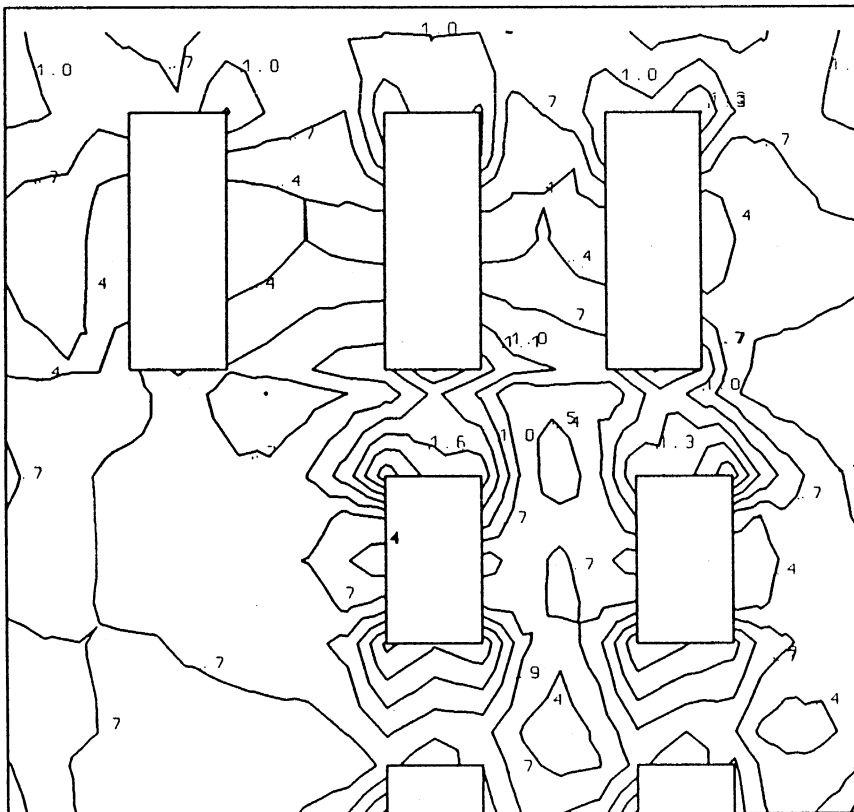
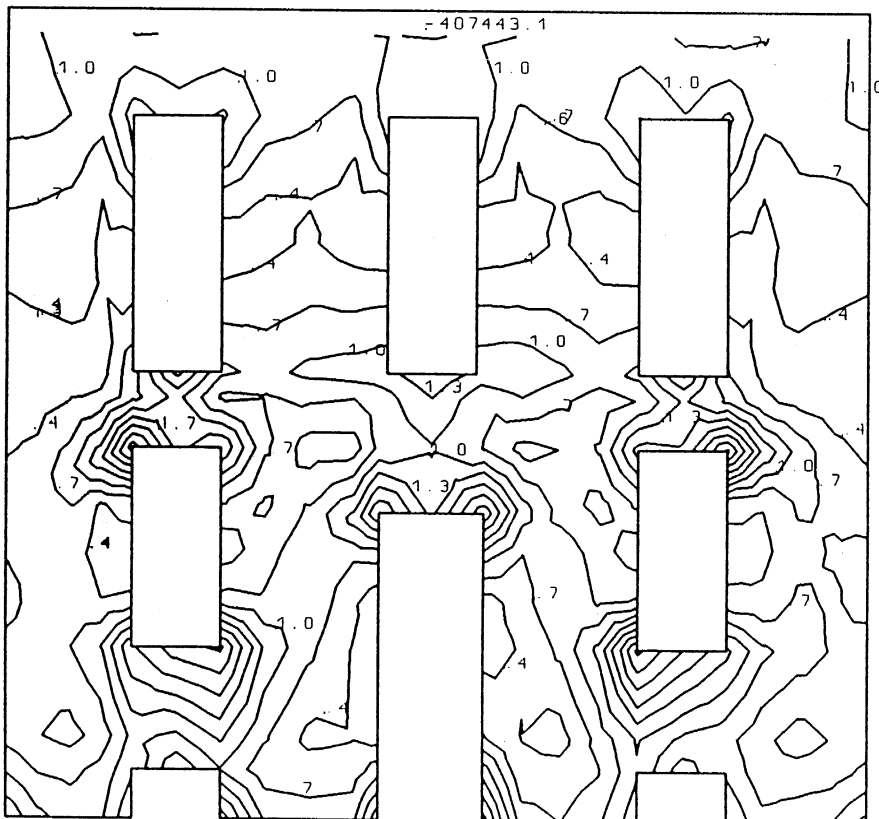


Fig.6.9.2(b) **Building I, Wall W2**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction



Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

Fig.6.9.3(b) **Building II, Wall W2**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

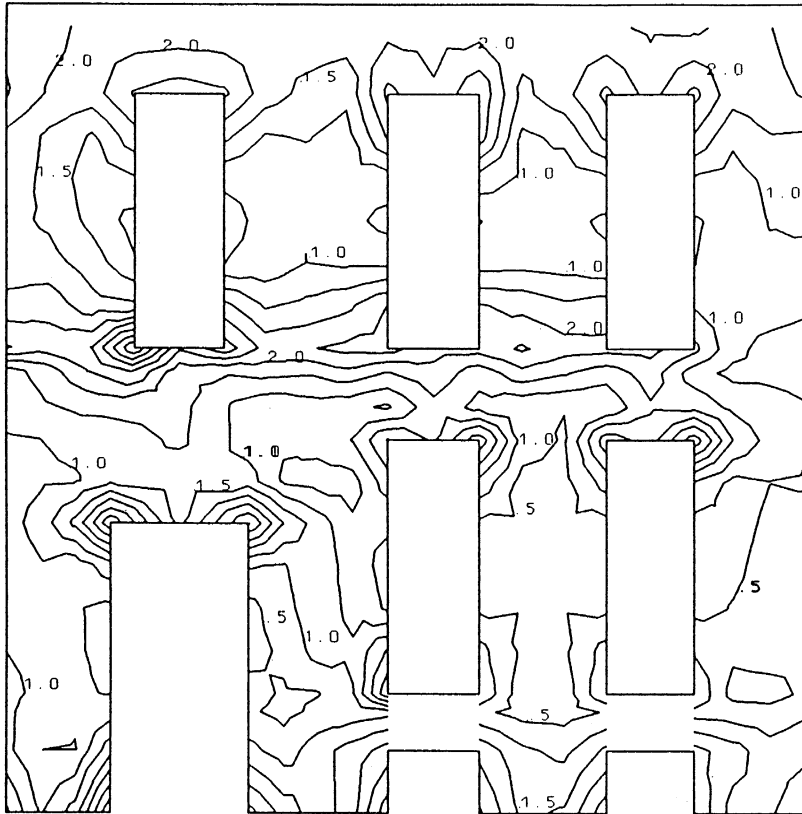


Fig.6.9.3(c) **Building II, Wall W3**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

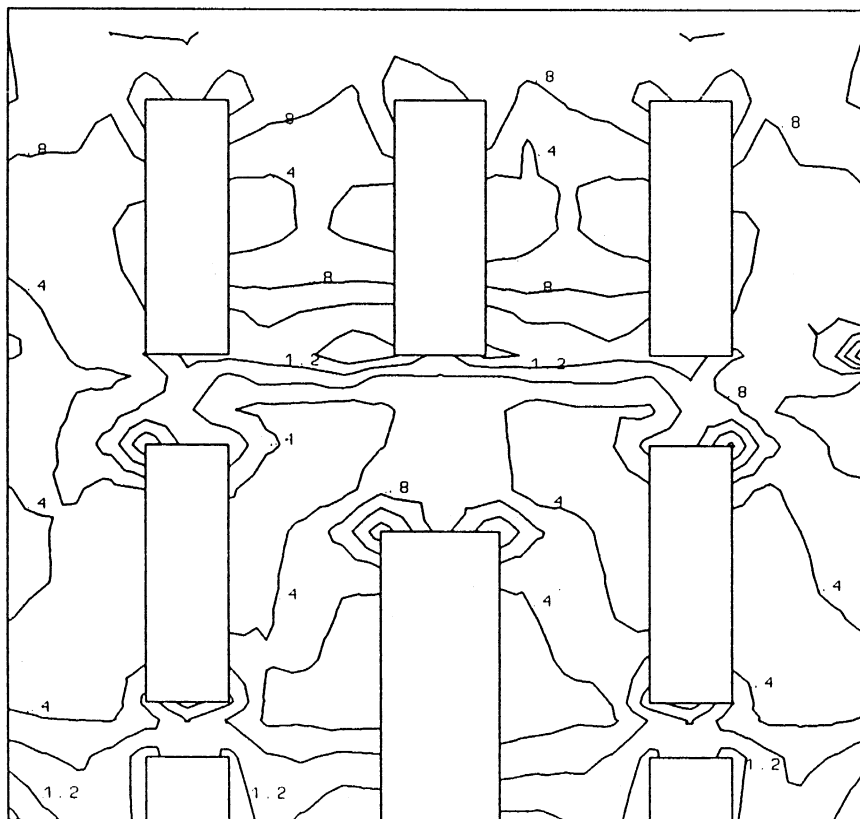


Fig.6.9.3(d) **Building II, Wall W4**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

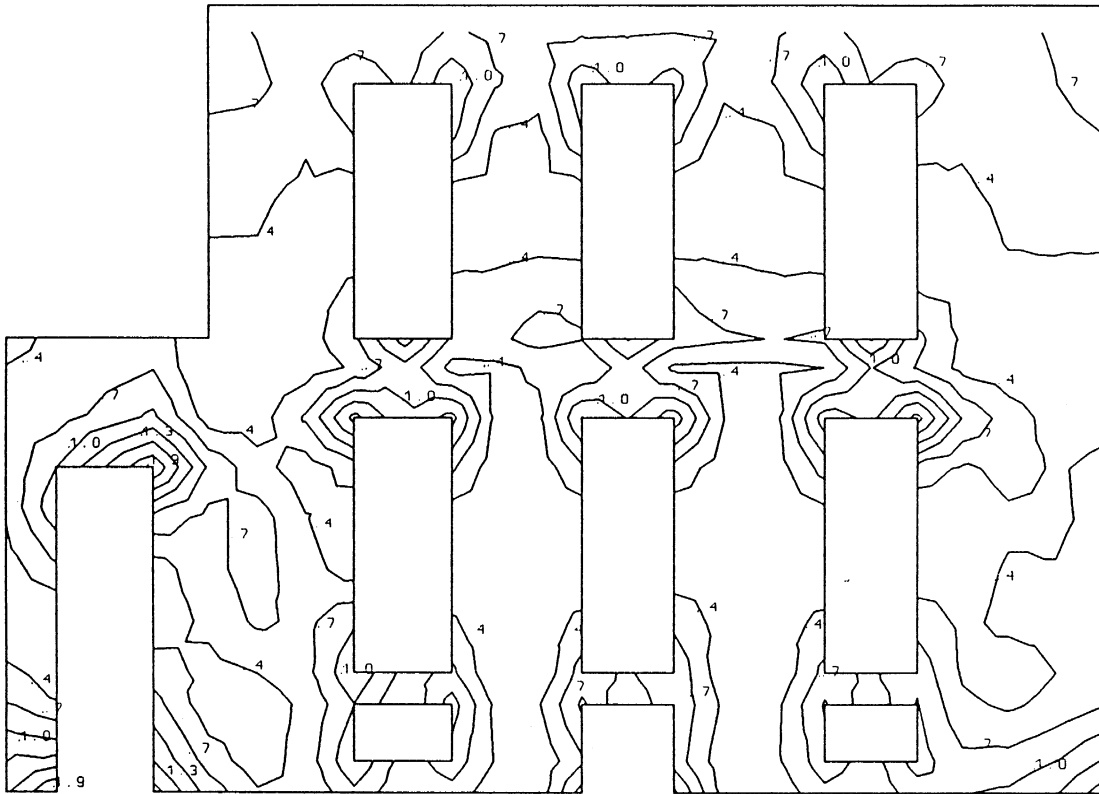


Fig.6.9.4(a) **Building III, Wall W1**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

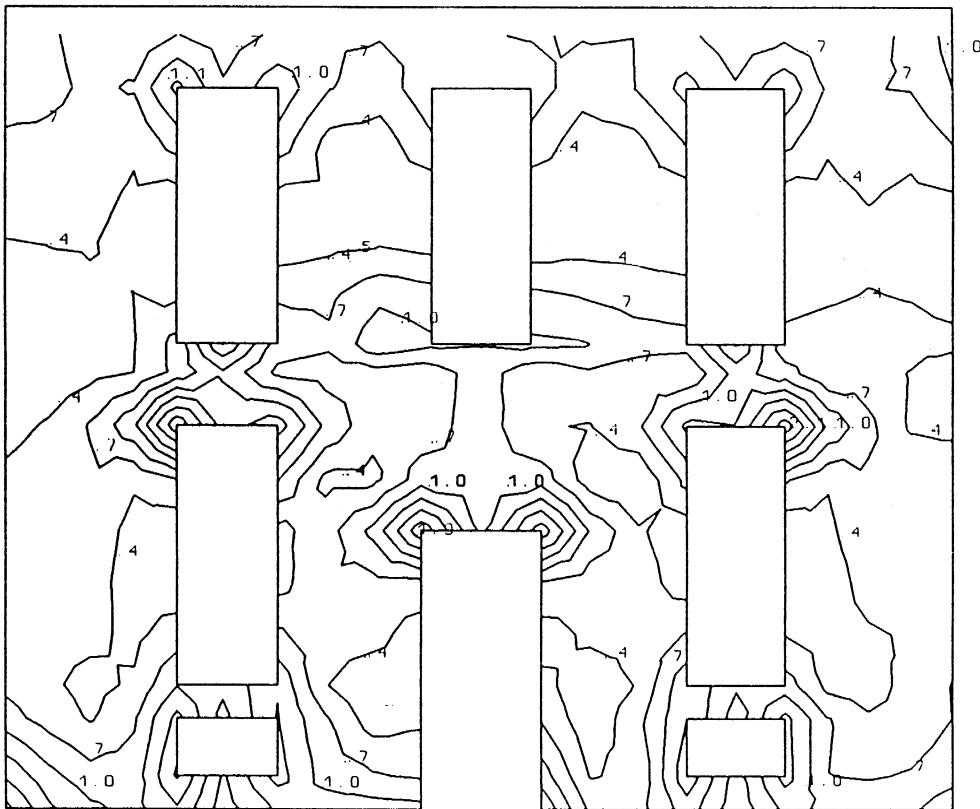


Fig.6.9.4(b) **Building III, Wall W2**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

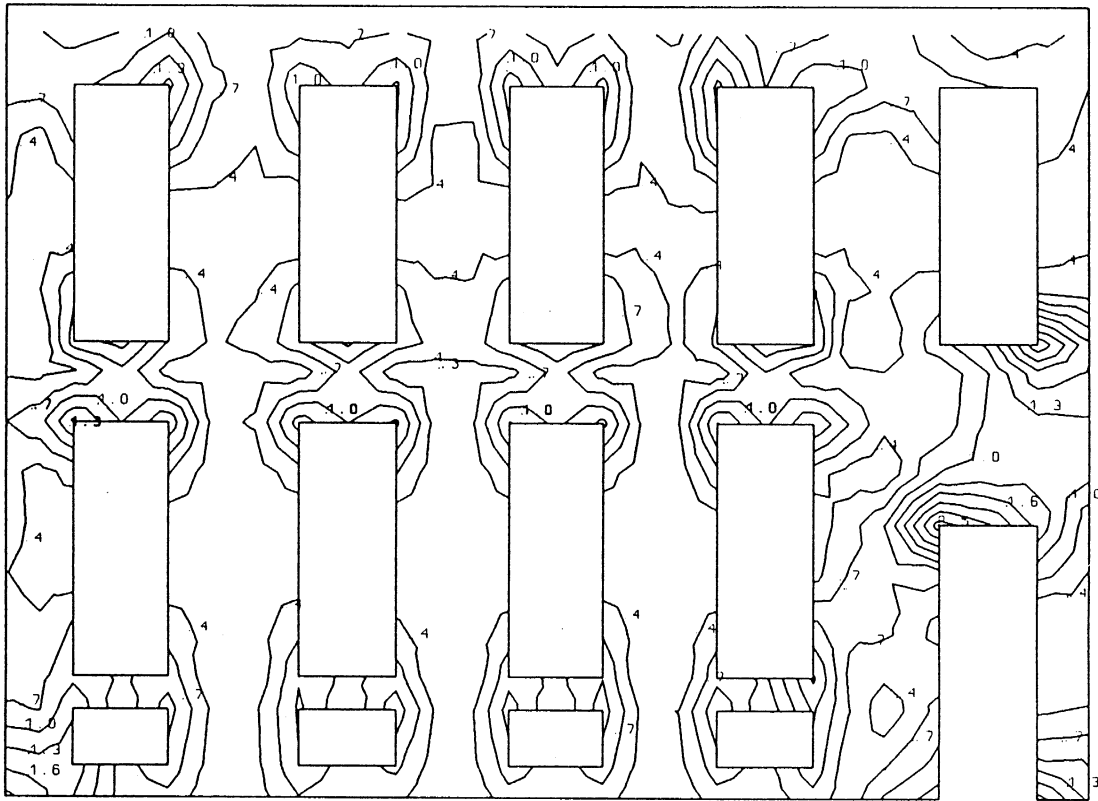


Fig.6.9.4(c) **Building III, Wall W3**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

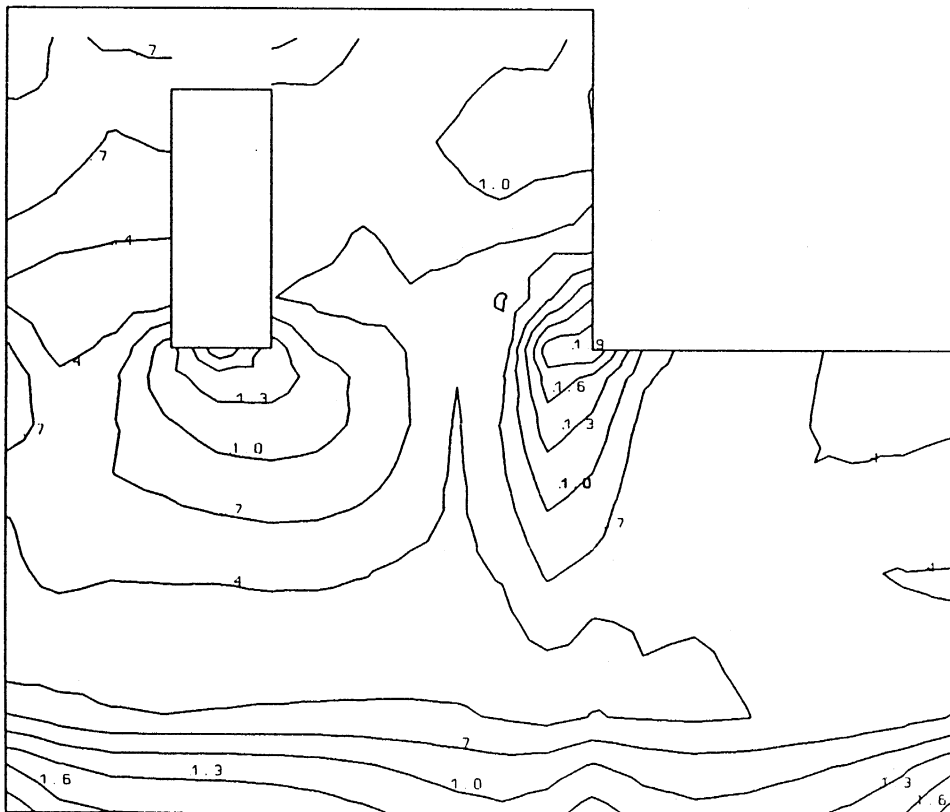


Fig.6.9.4(d) **Building III, Wall W4**

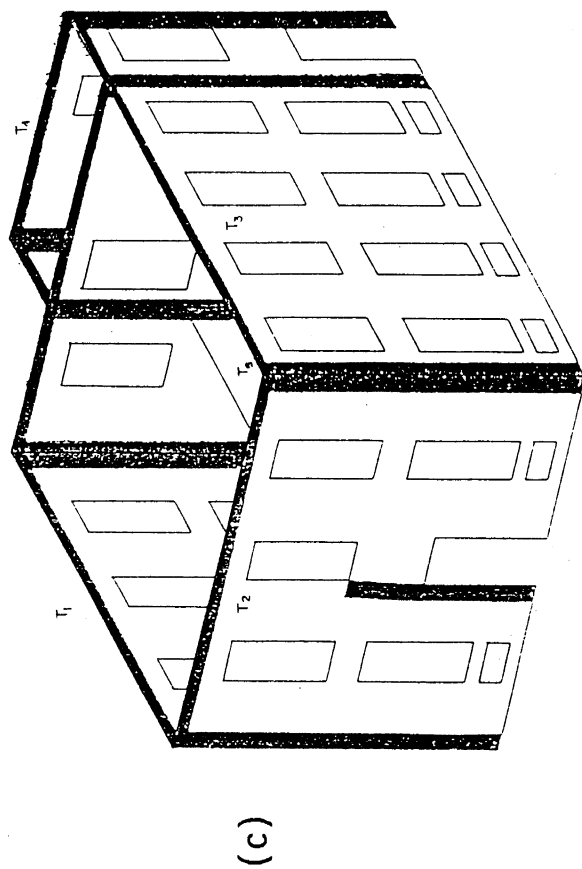
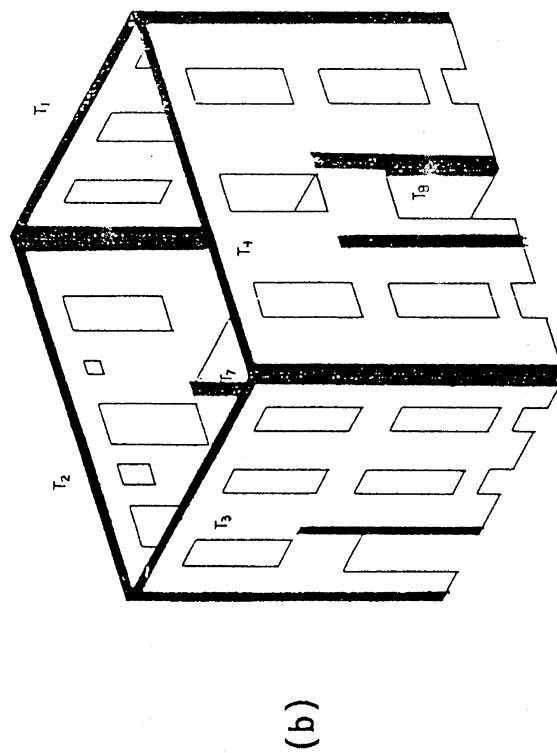
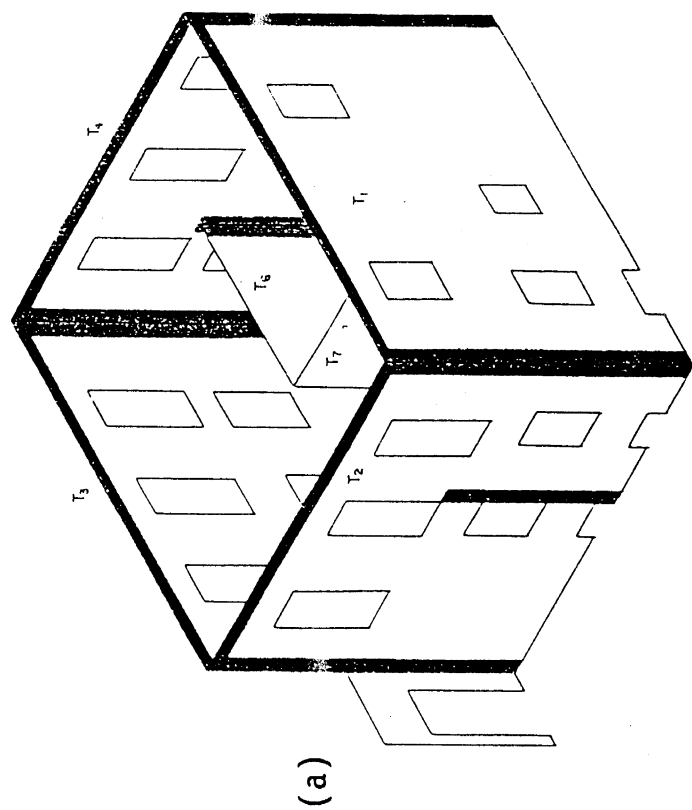
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

6.10 Κατασκευή κατακορύφων και οριζοντίων ζωνών οπλισμένου σκυροδέματος

Όπως αναφέρθηκε στα προηγούμενα, μόνη η κατασκευή των κατακορύφων ζωνών από οπλισμένο σκυρόδεμα στις συμβολές των φερόντων τοίχων, δεν έχει ουσιαστική αποτελεσματικότητα στη μείωση της ισοδύναμης τάσης στην τοιχοποιία. Ένα από τα προβλήματα της είναι ότι δεν μειώνει τις τάσεις στο ανώτερο τμήμα του ορόφου. Στη συνέχεια μελετάται ο συνδυασμός κατακορύφων ζωνών από οπλισμένο σκυρόδεμα στις συμβολές των φερόντων τοίχων, και ενός οριζοντίου διαζώματος οπλισμένου σκυροδέματος στη στέψη του κτιρίου. Το διάζωμα αυτό δημιουργεί, μαζί με τις κατακόρυφες ζώνες στις γωνίες του κτιρίου, ένα επίπεδο μονόροφο πλαίσιο οπλισμένου σκυροδέματος σε κάθε εξωτερικό τοίχο του κτιρίου.

Στα Σχ. 6.10.1(a-c) φαίνονται τα σημεία των τριών κτιρίων στα οποία κατασκευάζονται αυτές οι ζώνες. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται στα Σχ. 6.10.2(a-d) - 6.10.4(a-d) υπό τη μορφή ισοτασικών καμπυλών της ισοδύναμης τάσης για τη δυσμενέστερη από τις δύο διευθύνσεις της σεισμικής δράσης. Όπως φαίνεται από τη σύγκριση των ανωτέρω αποτελεσμάτων με τα αντίστοιχα για τα μη ενισχυμένα κτίρια, καθώς και από τα συνοπτικά αποτελέσματα του Πιν. 6.1, η προσθήκη του οριζοντίου διαζώματος στη στέψη, αυξάνει λίγο την αποτελεσματικότητα των κατακορύφων ζωνών οπλισμένου σκυροδέματος, ιδίως στον όροφο και για σεισμική δράση εγκάρσια στο επίπεδο του υπόψη τοίχου. Η αποτελεσματικότητα όμως αυτής της ενίσχυσης είναι πολύ μικρότερη από εκείνην όταν το οριζόντιο διάζωμα της στέψης συνδυάζεται με οριζόντια διαζώματα στις στάθμες των δύο δαπέδων ή με πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος στις στάθμες αυτές.

Στο ισόγειο η εν λόγω ενίσχυση εξακολουθεί να αυξάνει τις τάσεις σε ορισμένα σημεία, ιδίως στη συμβολή των εσωτερικών φερόντων τοίχων με τους εξωτερικούς, όπου δημιουργούνται συγκεντρώσεις τάσεων γύρω από την κατακόρυφη ζώνη. Στο σύνολο του κτιρίου ο εν λόγω συνδυασμός ενισχύσεων δεν μειώνει ουσιαστικά την ισοδύναμη τάση, στις κρίσιμες όμως περιοχές υπάρχει μείωση των τάσεων της τάξης του 20%, η οποία είναι μεγαλύτερη στον όροφο (περίπου 30%) παρά στο ισόγειο (10%). Τα συνολικά αποτελέσματα είναι παραπλήσια με τα αντίστοιχα των προεντάσεων, μόνο που τα τελευταία είναι περισσότερο ομοιόμορφα κατανεμημένα στους ορόφους.



ΣΧ. 6.10.1 Περιοχές των κτιρίων όπου κατασκευάζονται οι οριζόντιες και κατακόρυφες ζώνες.

- (a) Κτίριο I
- (b) Κτίριο II
- (c) Κτίριο III

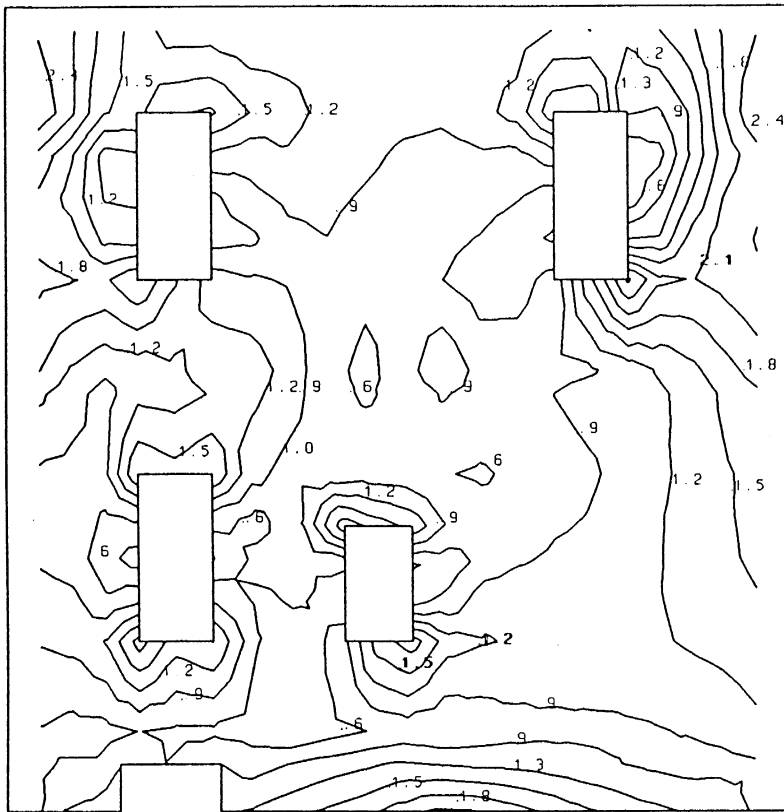


Fig.6.10.2(a) Building I, Wall W1

Equivalent Stress contours independent of seismic action direction

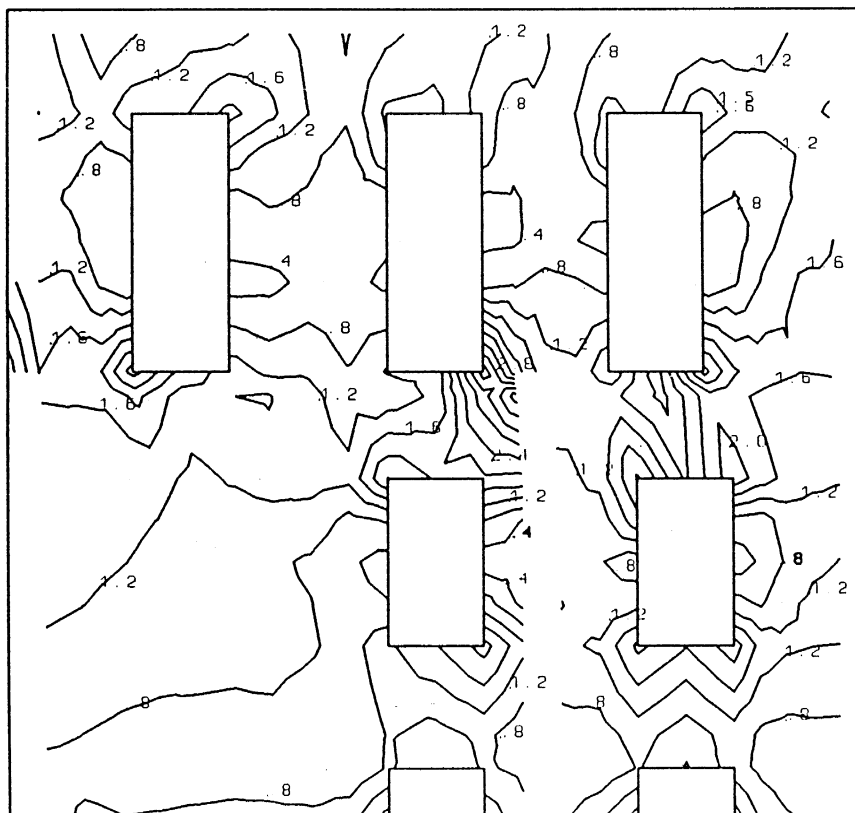


Fig.6.10.2(b) Building I, Wall W2

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

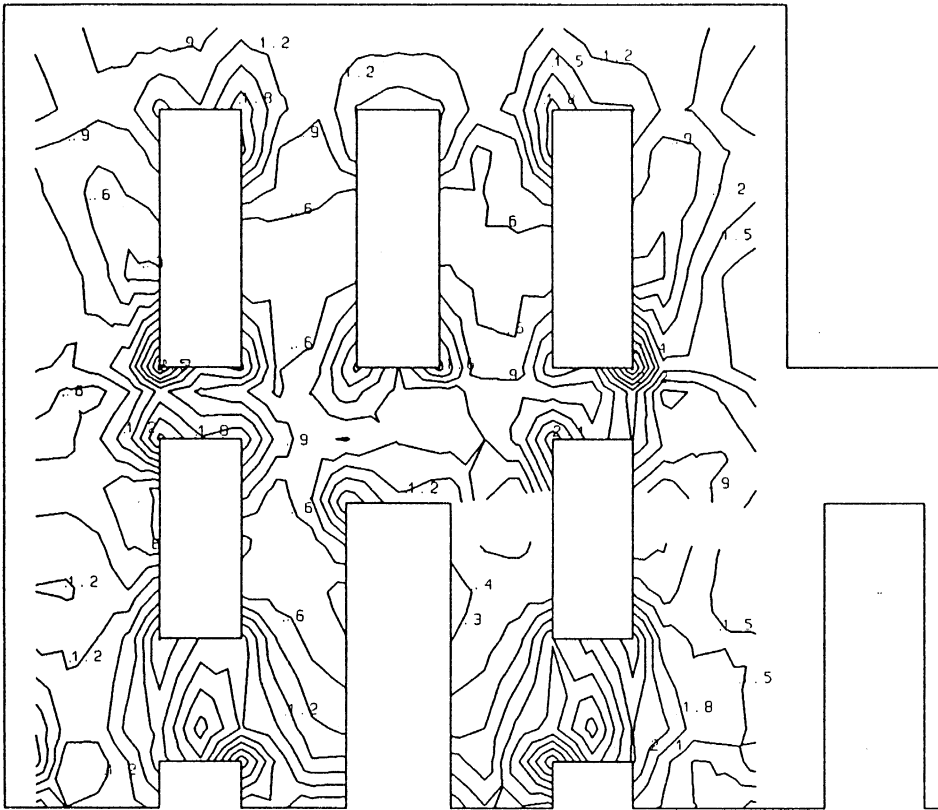


Fig.6.10.2(c) **Building I, Wall W3**
Equivalent Stress contours independent of seismic action direction

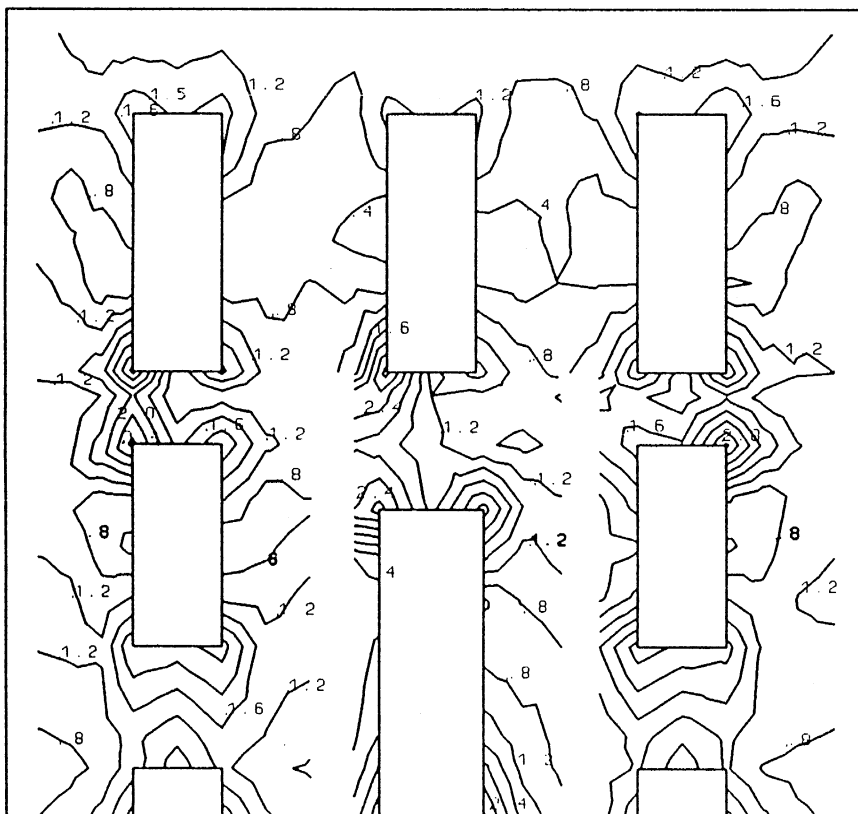


Fig.6.10.2(d) **Building I, Wall W4**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

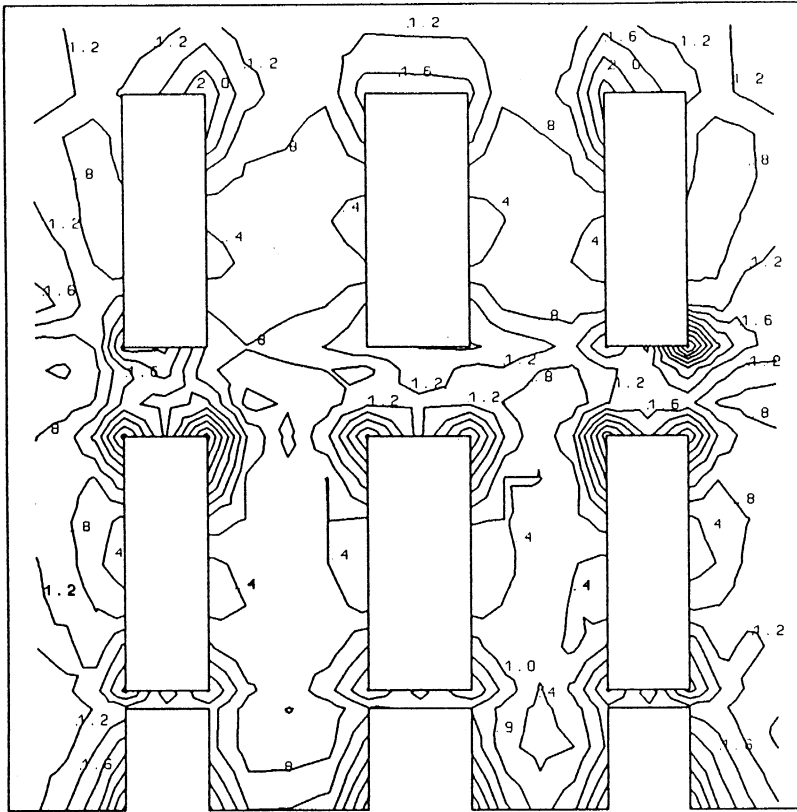


Fig.6.10.3(a) **Building II, Wall W1**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

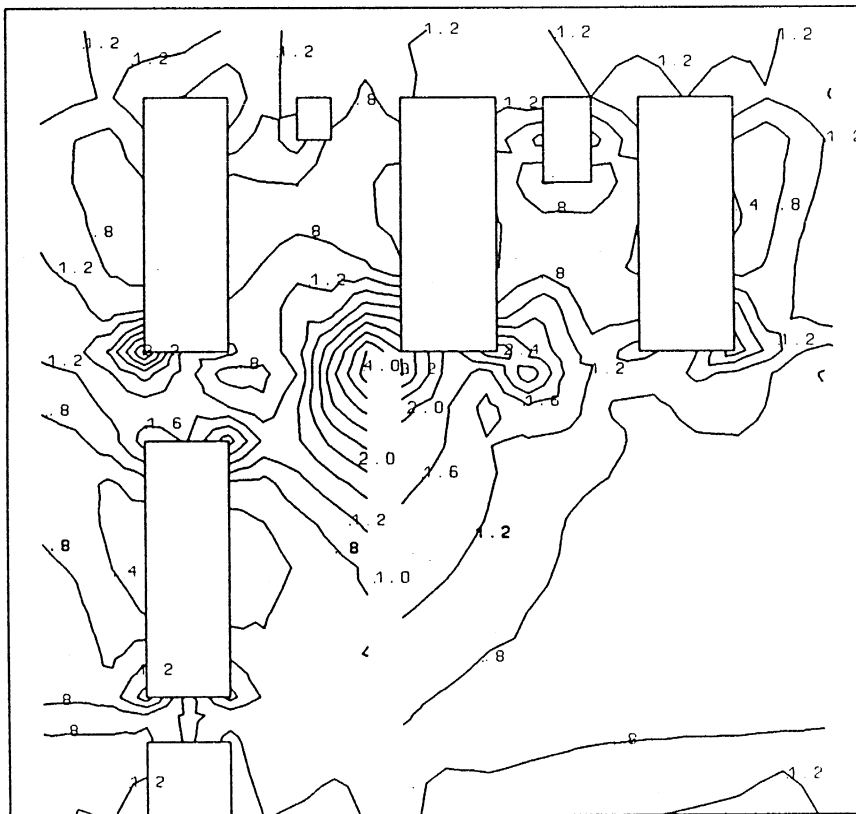


Fig.6.10.3(b) **Building II, Wall W2**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

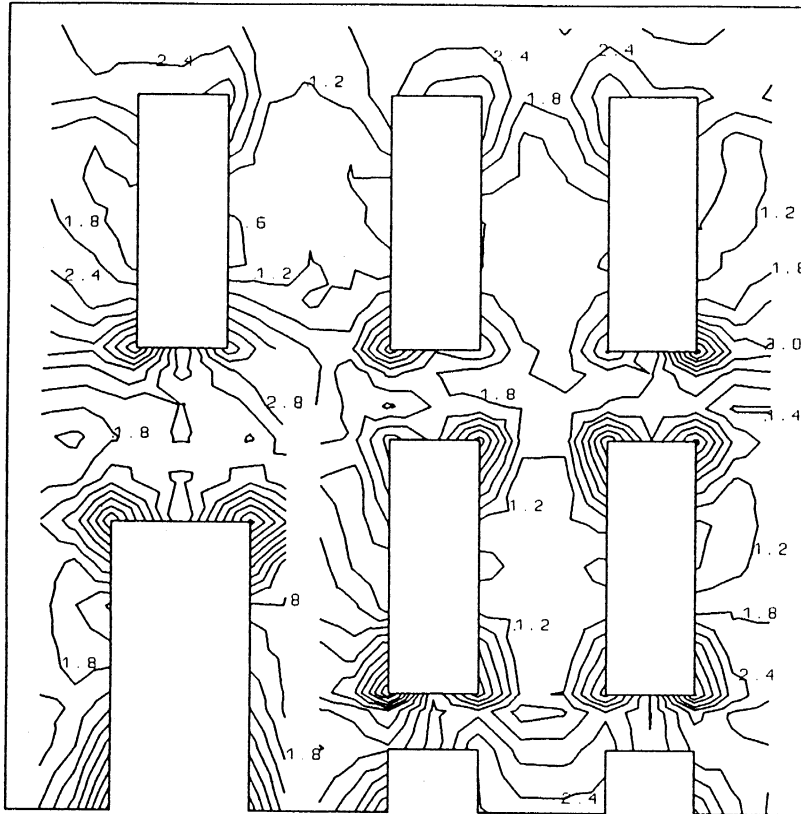


Fig.6.10.3(c) **Building II, Wall W3**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

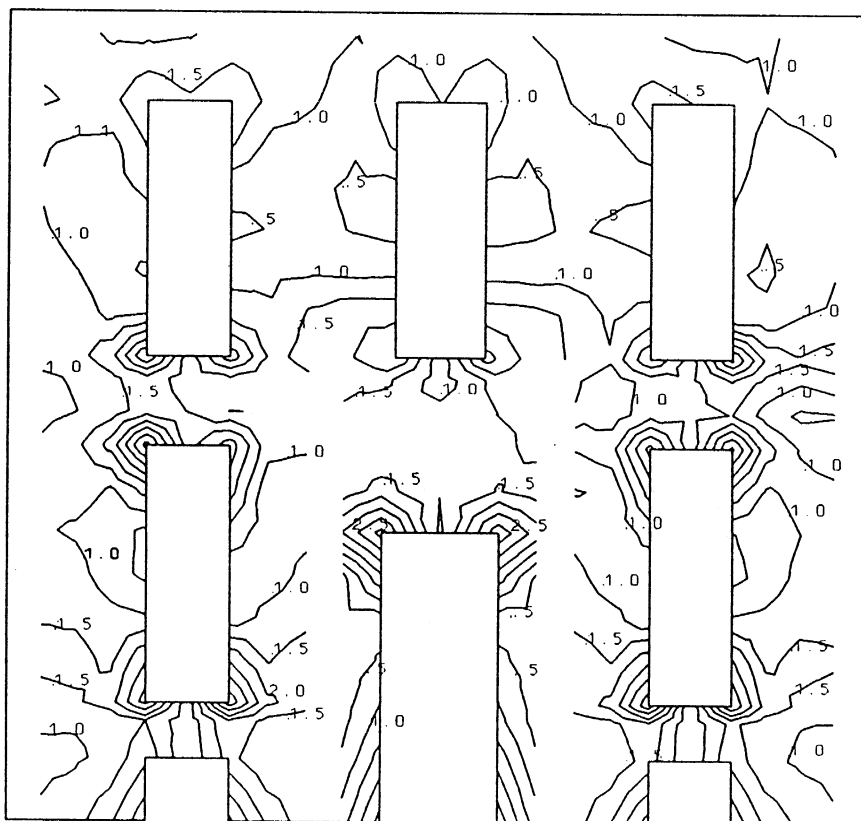


Fig.6.10.3(d) **Building II, Wall W4**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

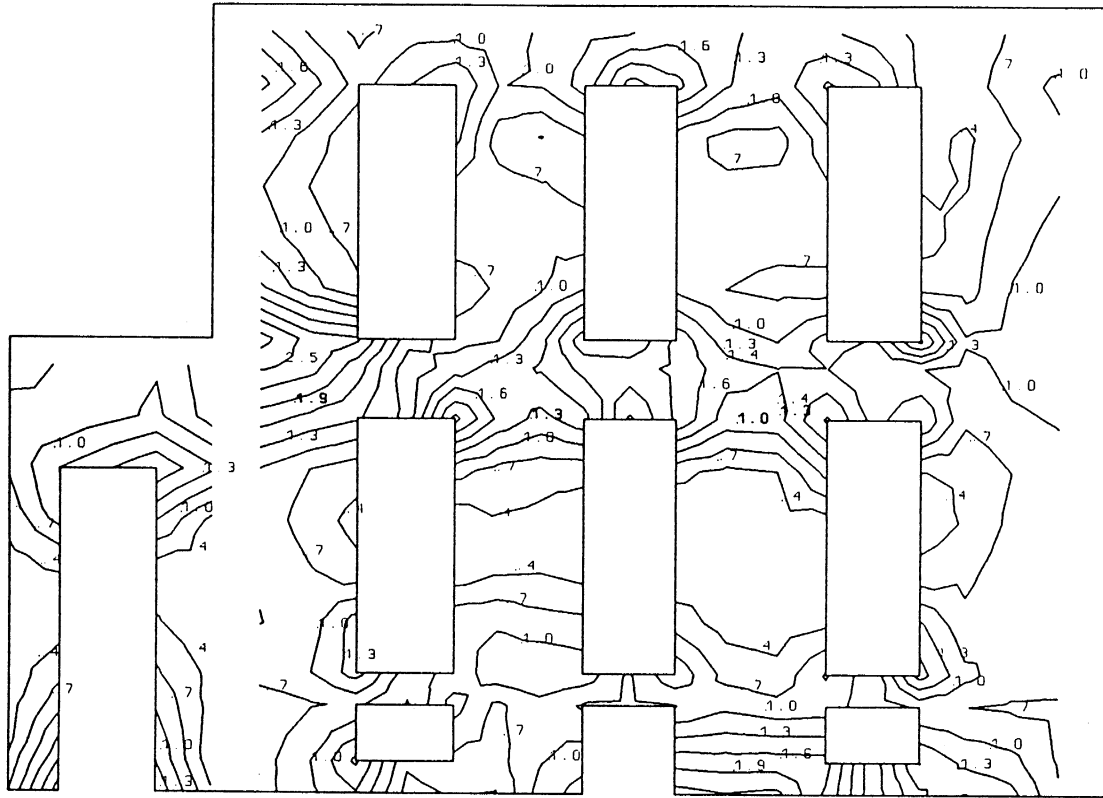


Fig.6.10.4(a) **Building III, Wall W1**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

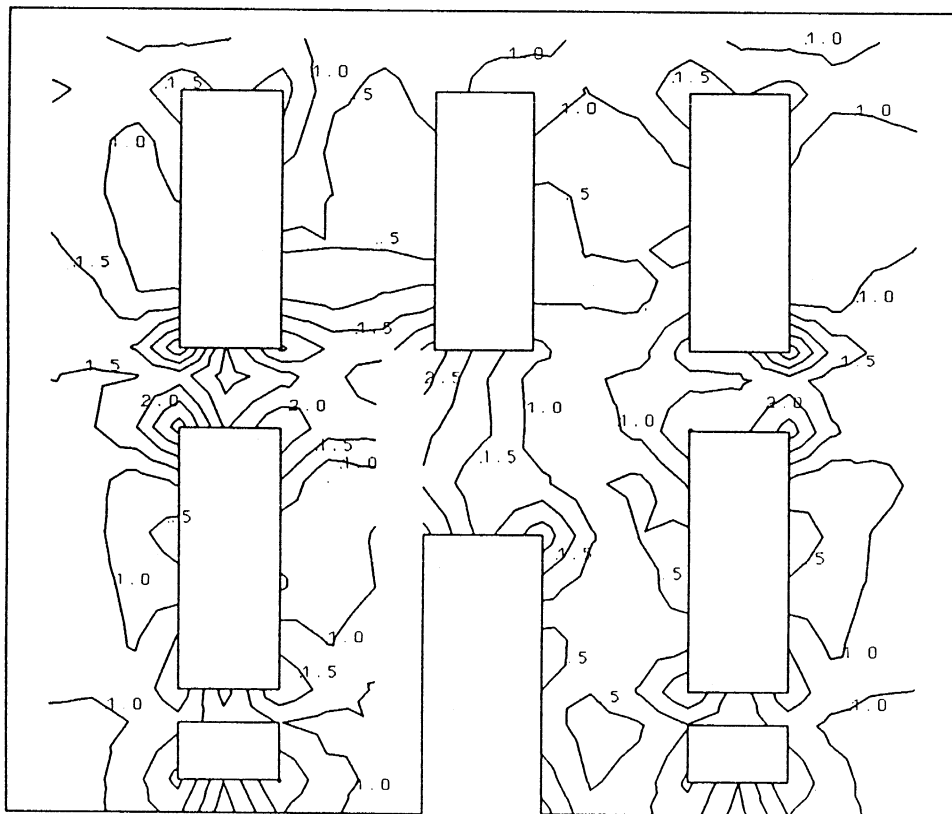


Fig.6.10.4(b) **Building III, Wall W2**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

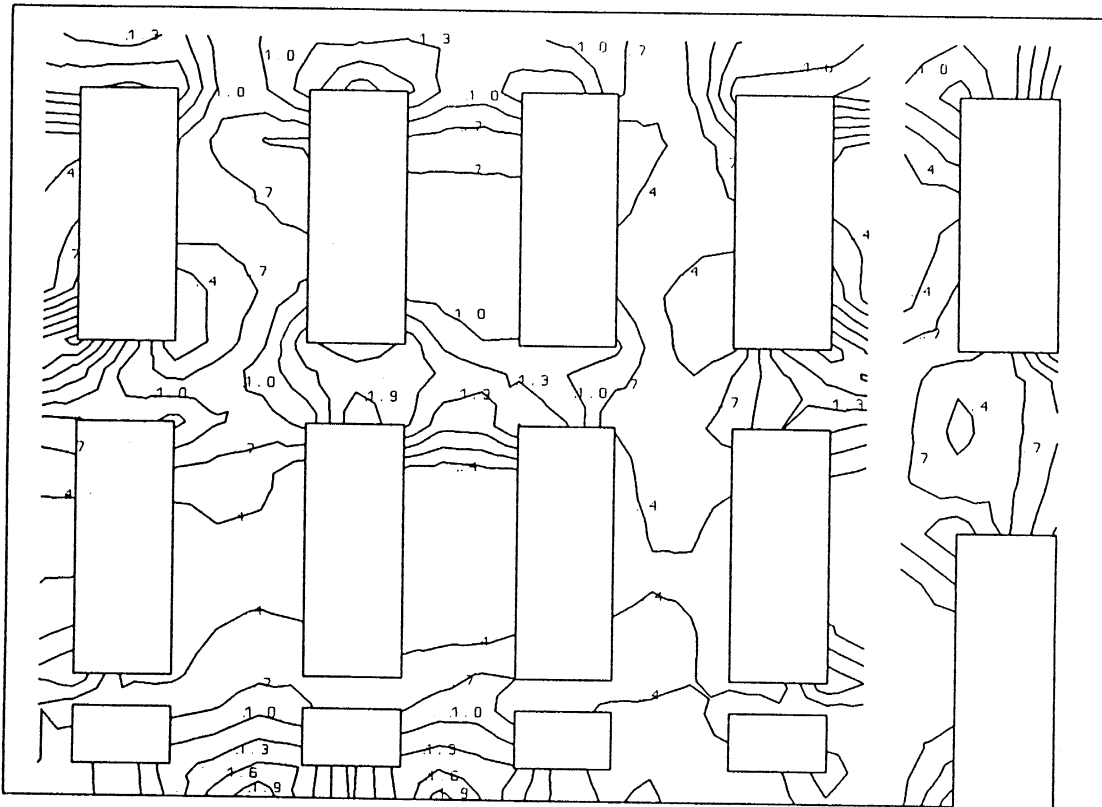


Fig.6.10.4(c) **Building III, Wall W3**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

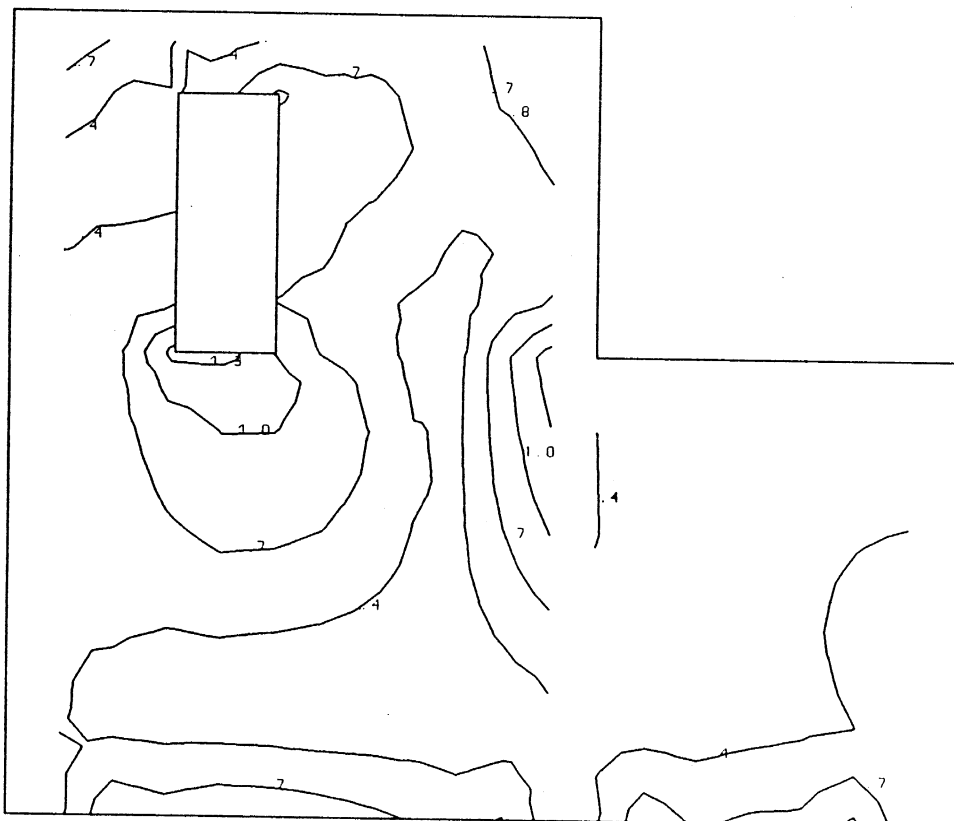


Fig.6.10.4(d) **Building III, Wall W4**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

6.11 Κατακόρυφη προένταση σε συνδυασμό με οριζόντιο διάζωμα οπλισμένου σκυροδέματος στη στέψη του κτιρίου

Όταν γίνεται προένταση των πεσσών, η αγκύρωση των κατακόρυφων τενόντων είναι ευκολότερη εάν κατασκευασθεί στη στέψη του κτιρίου οριζόντιο διάζωμα οπλισμένου σκυροδέματος. Το διάζωμα πρέπει να έχει επαρκή αντοχή ώστε η αγκύρωση των τενόντων να μπορεί να γίνει με τις συνήθεις διατάξεις χωρίς να υπάρχει ανάγκη τοποθέτησης μεταλλικών πλακών. Η κατασκευή του οριζοντίου διαζώματος αναμένεται να έχει σημαντική επιρροή στην αποτελεσματικότητα της ενίσχυσης αφού η κατακόρυφη προένταση α) δημιουργεί στα ανώφλια του ορόφου ελαφρό εγκάρσιο (οριζόντιο) εφελκυσμό και β) έχει μικρή αποτελεσματικότητα στον όροφο, κυρίως για σεισμική δράση εγκάρσια στον τοίχο. Για την αποτίμηση της αποτελεσματικότητας του οριζοντίου διαζώματος σε συνδυασμό με την κατακόρυφη προένταση, τα τρία κτίρια αναλύθηκαν για κεντρική δύναμη προέντασης στους πεσσούς ίση με το 10% της αντοχής τους σε κεντρική θλίψη. Στα στοιχεία του πλέγματος των Πεπερασμένων Στοιχείων που αντιστοιχούν σε στοιχεία σκυροδέματος εδόθησαν ιδιότητες οπλισμένου σκυροδέματος. Στά Σχ. 6.11.1 - 6.11.3 ήματα φαίνονται οι ισοστασικές καμπύλες της ισοδύναμης τάσης ανεξάρτητα διεύθυνσης σεισμικής δράσης. Από την εξέταση των σχημάτων αυτών προκύπτει ότι η προσθήκη του οριζοντίου διαζώματος στην κορυφή βελτιώνει σημαντικά την αποτελεσματικότητα της οριζόντιας προέντασης, ιδίως στα ανώφλια και στις γωνίες του ορόφου. Ο εν λόγω συνδυασμός είναι αισθητά ανώτερος των οριζοντιών διαζωμάτων ή των πλακών οπλισμένου σκυροδέματος, θεωρουμένων μεμονωμένα και συνολικά ελαφρώς ανώτερος της διαξονικής προέντασης στα $0.1f_{wc}$. Έχει όμως το μειονέκτημα της ανομοιομόρφης κατανομής της αποτελεσματικότητας στους ορόφους: 15-20% μείωση της ισοδύναμης τάσης στο ισόγειο, έναντι 45% στον όροφο.

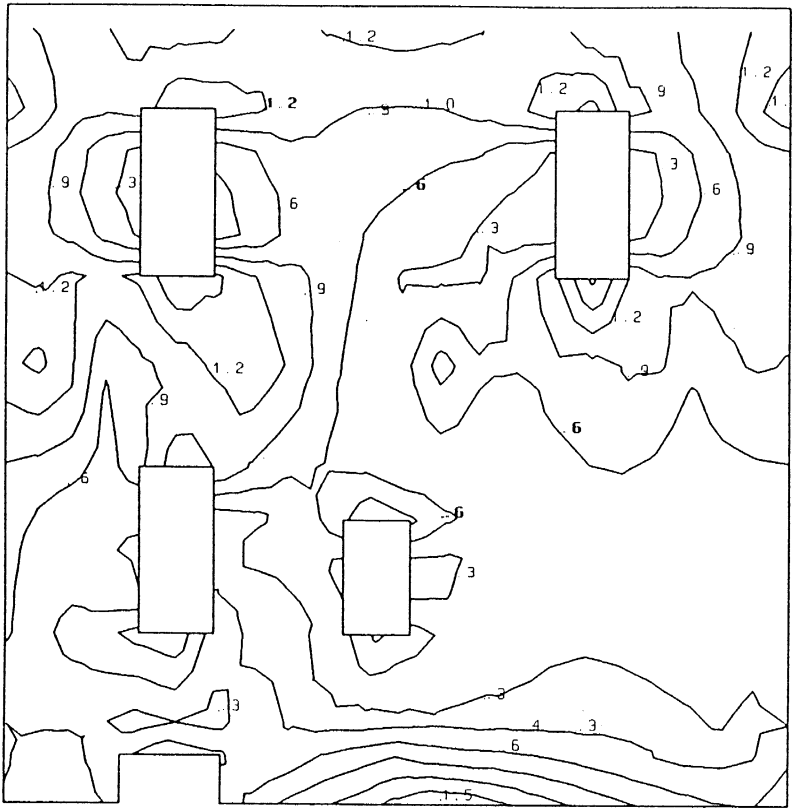


Fig.6.11.1(a) **Building I, Wall W1**
Equivalent Stress contours independent of seismic action direction

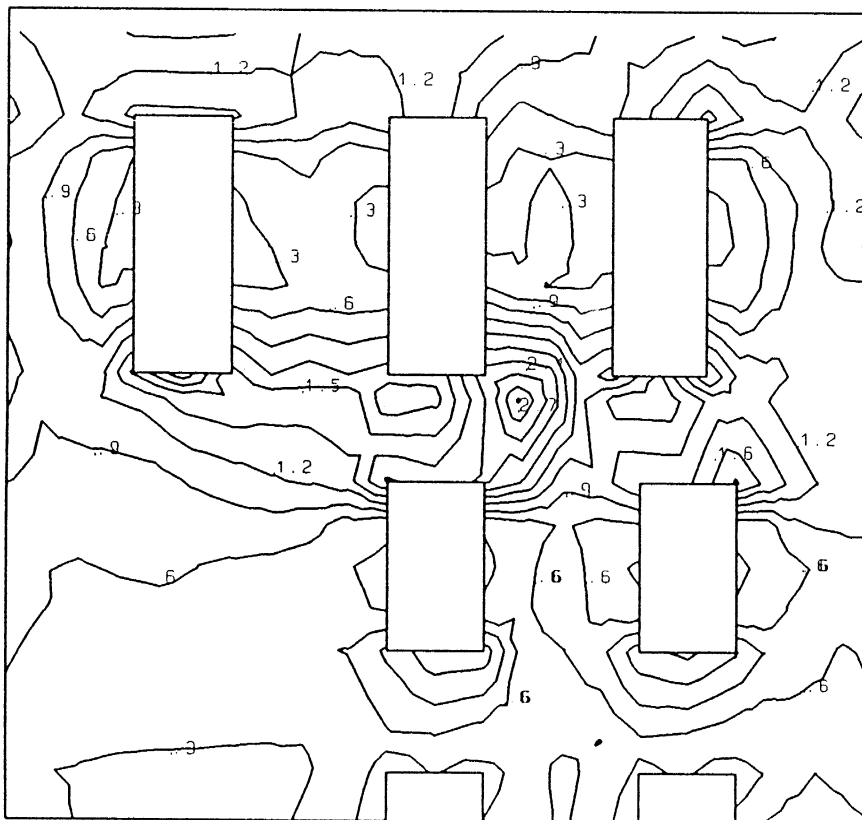


Fig.6.11.1(b) **Building I, Wall W2**
Equivalent Stress contours independent of seismic action direction

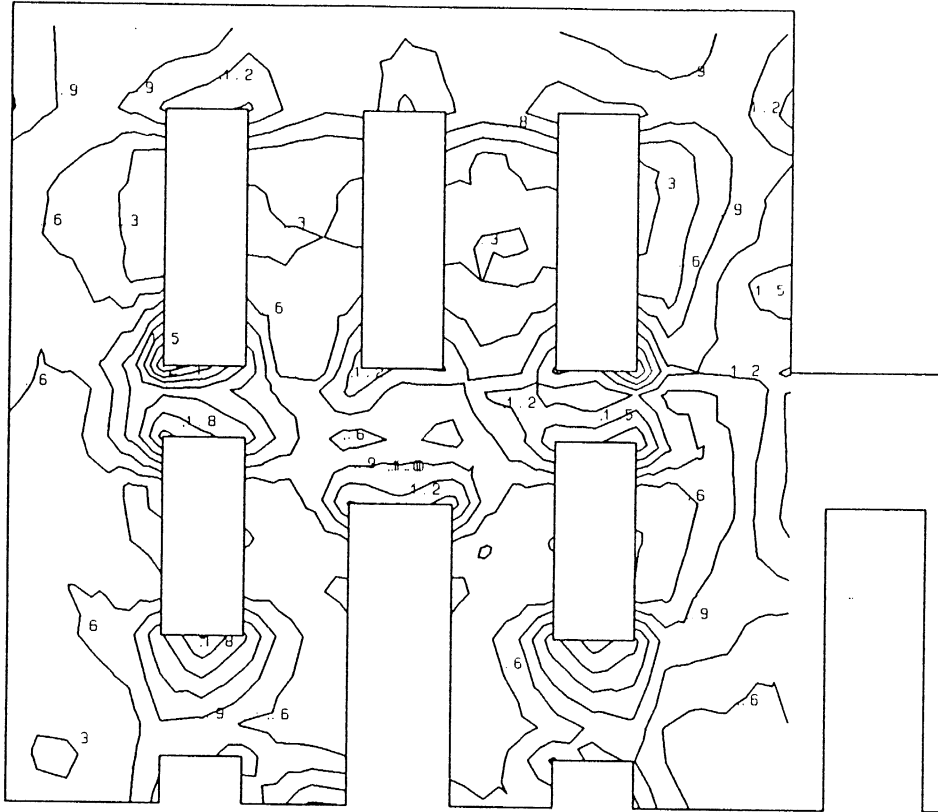


Fig.6.11.1(c) **Building I Wall W3**

Equivalent Stress contours independent of seismic action direction

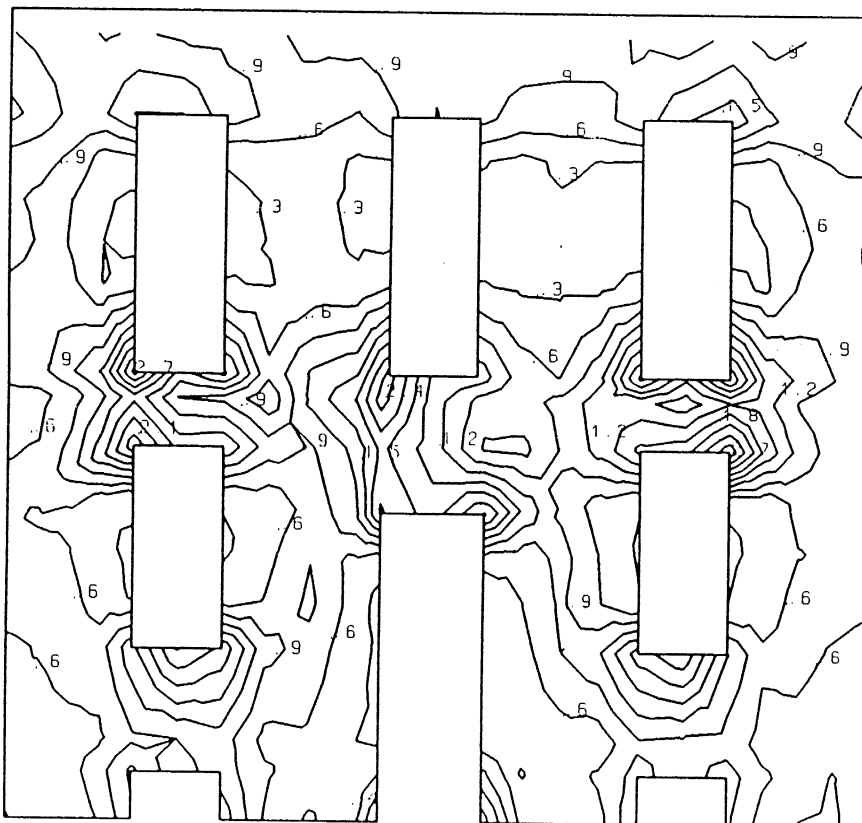


Fig.6.11.1(d) **Building I, Wall W4**

Equivalent Stress contours independent of seismic action direction

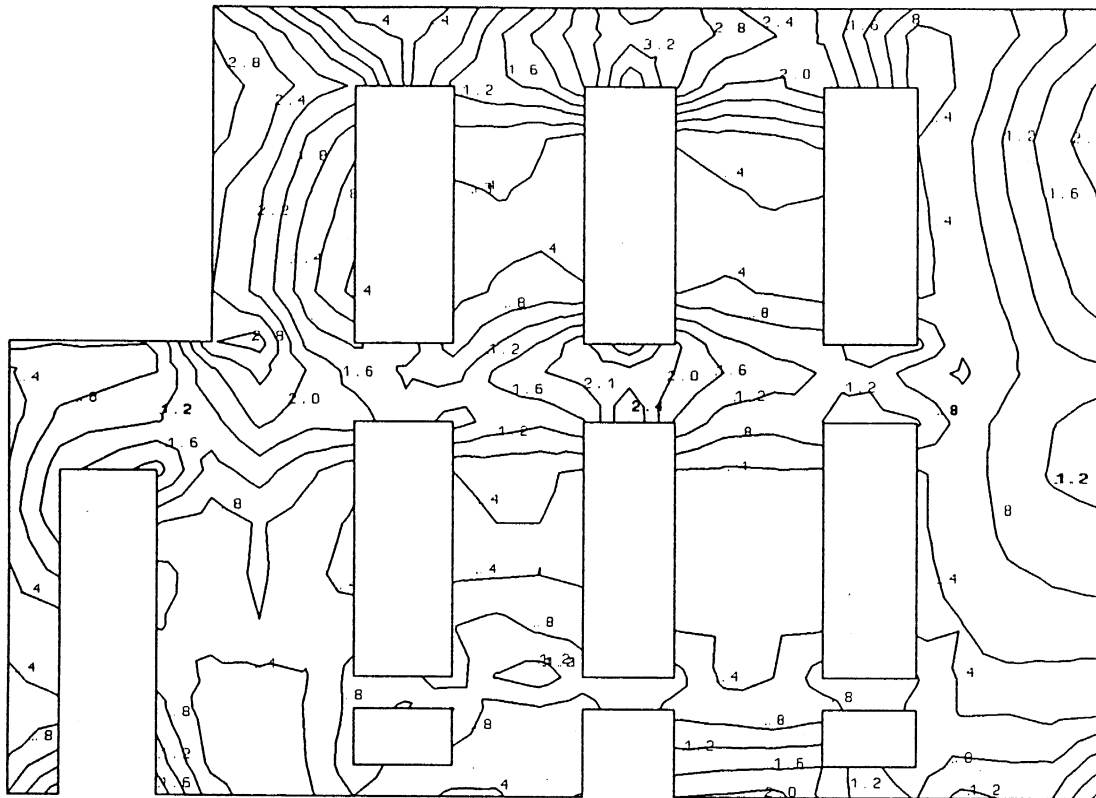


Fig. 6.12.3(a) Building III, Wall W1
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

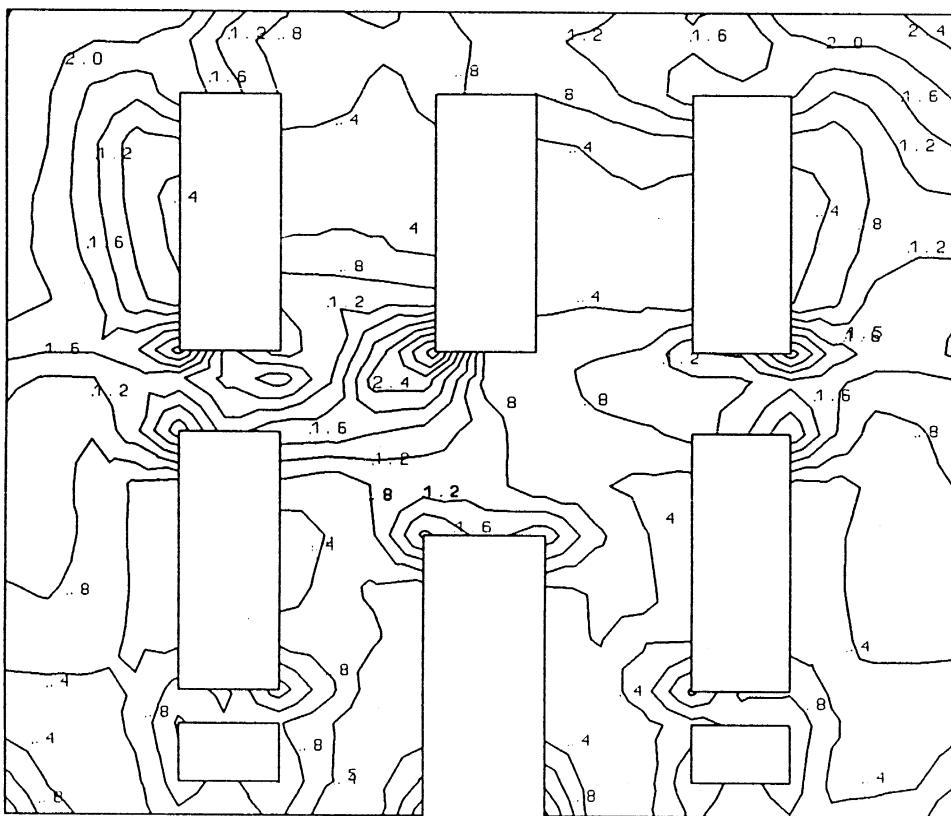


Fig. 6.12.3(b) Building III, Wall W2
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

The map shows a study area with a rectangular boundary. Inside this boundary, there is a smaller rectangular area in the upper left. The map features several contour lines and labels for elevations: 4, 5, 8, 1, and 2. The area is divided into several regions by these contours. A large rectangular area is outlined in the upper right, which is not part of the study area.

Fig. 6.12.3(d) **Building III, Wall W4**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

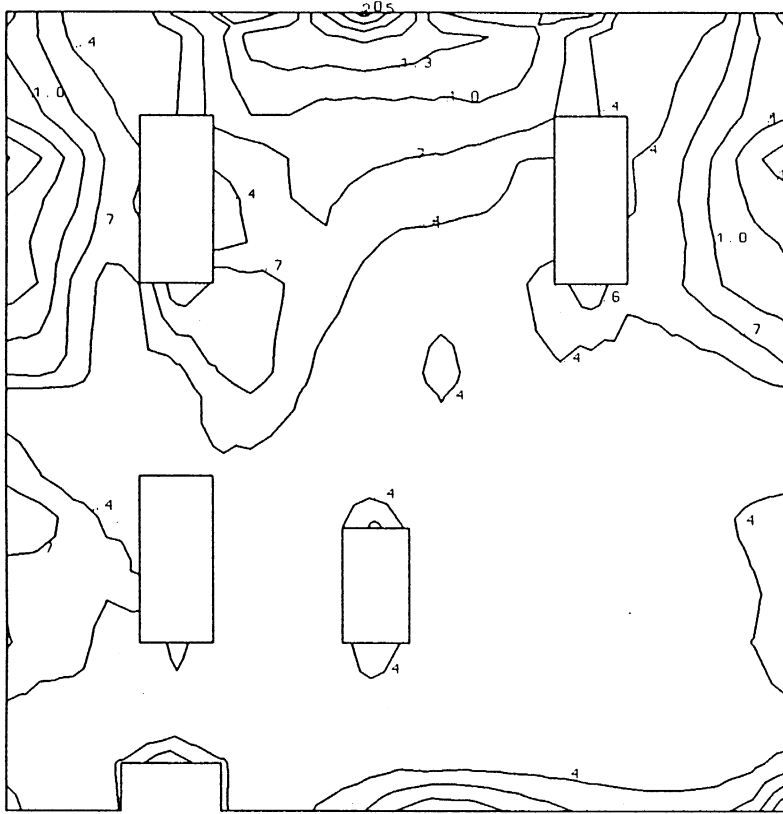


Fig. 6.12.4(a) **Building I, Wall W1**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

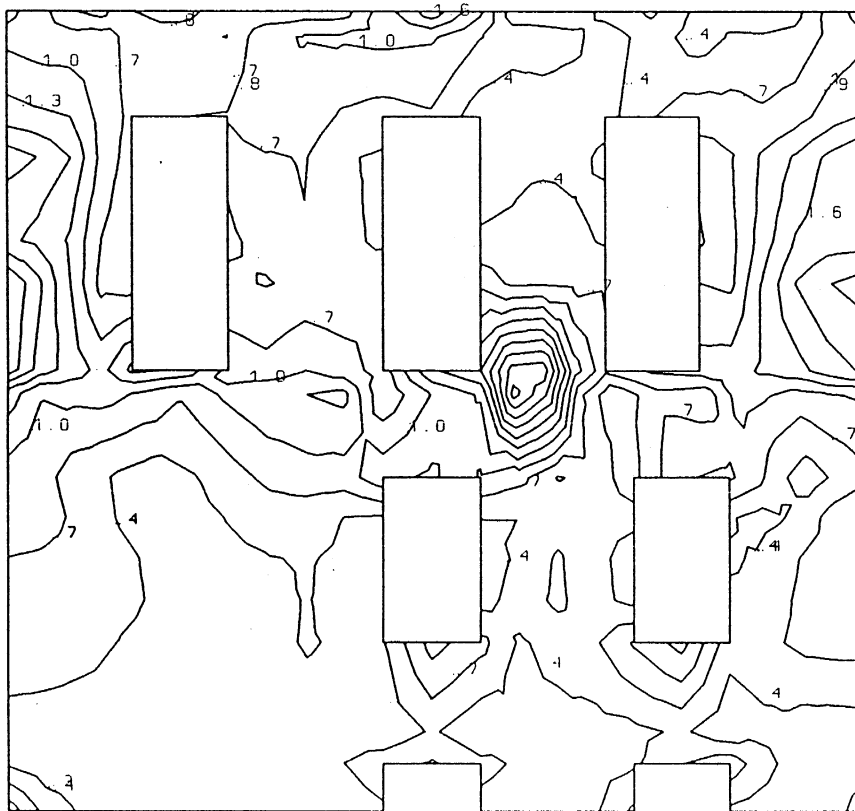


Fig. 6.12.4(b) **Building I, Wall W2**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

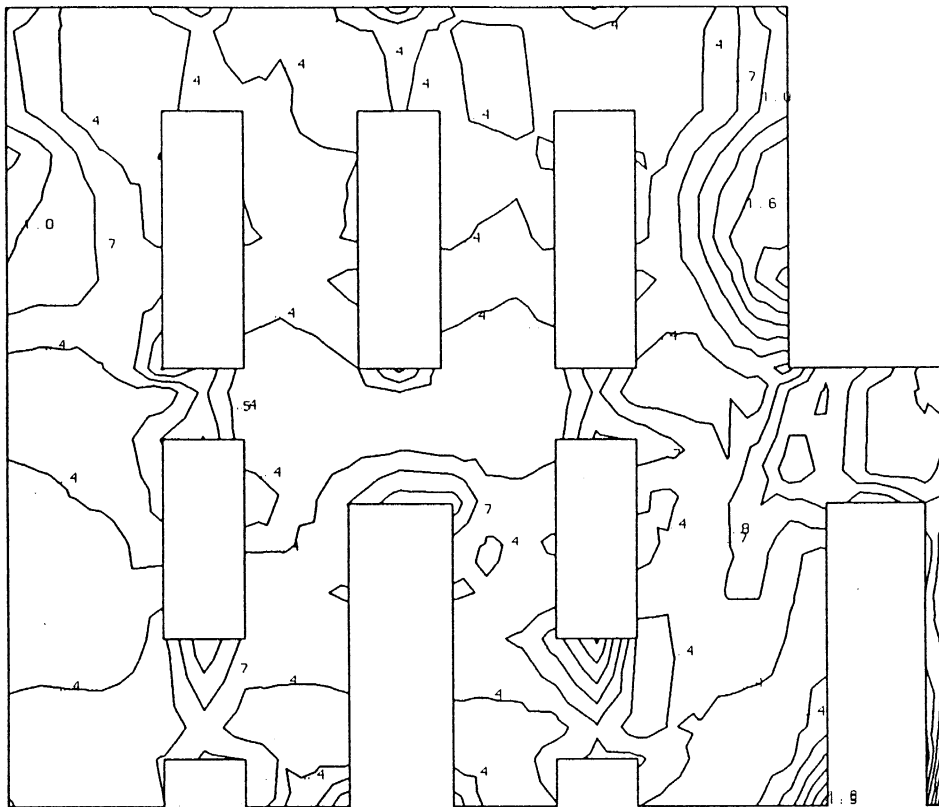


Fig. 6.12.4(c) **Building I, Wall W3**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

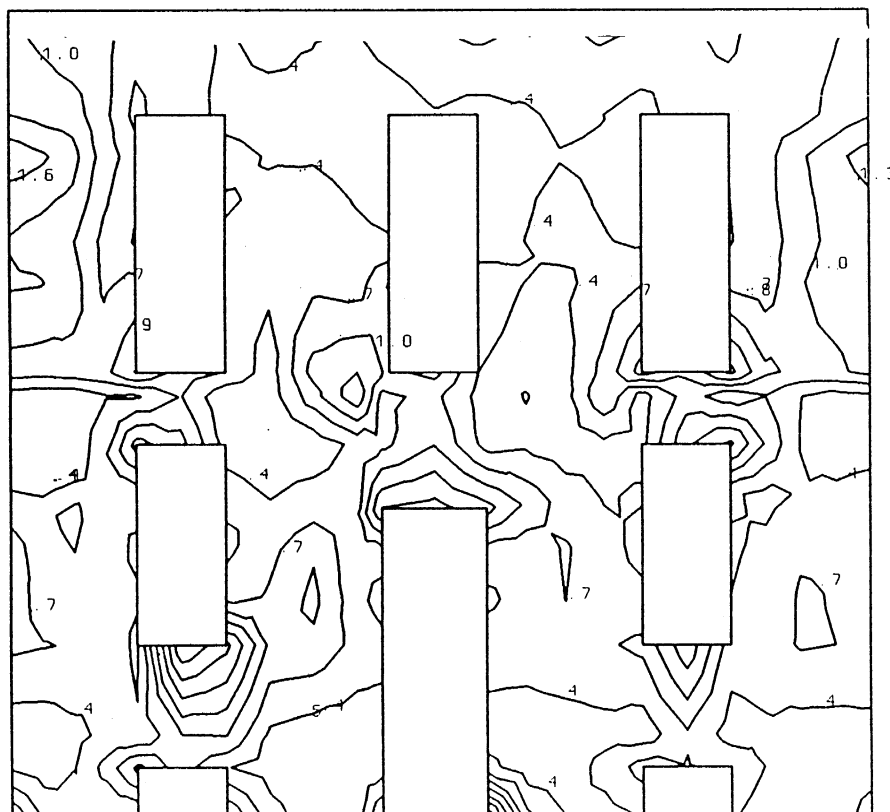


Fig. 6.12.4(d) **Building I, Wall W4**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

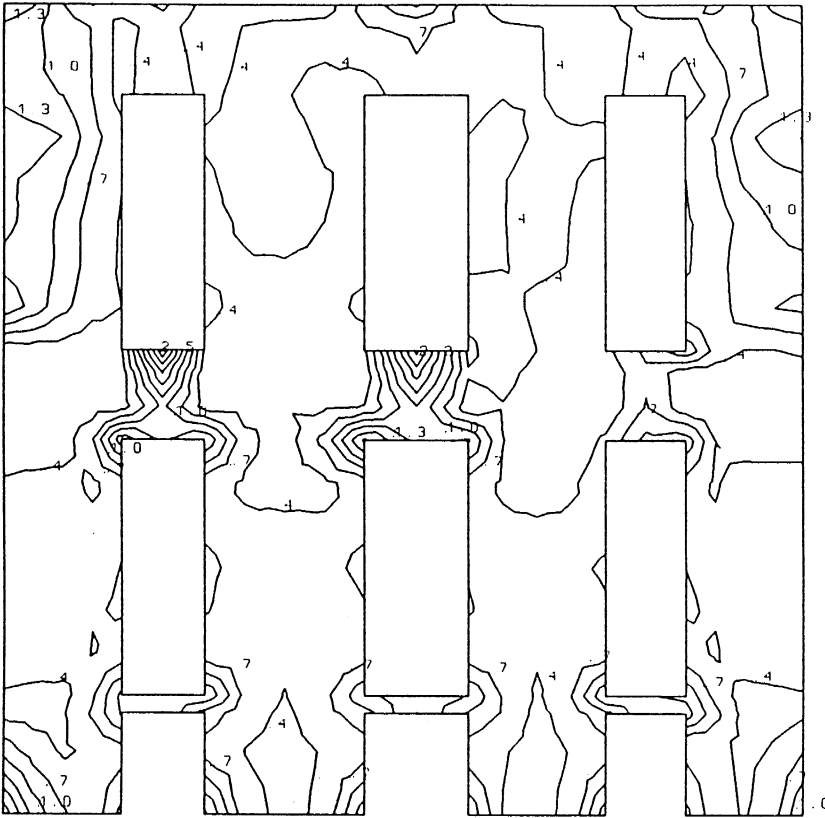


Fig. 6.12.5(a) **Building II, Wall W1**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction



Fig. 6.12.5(b) **Building II, Wall W2**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

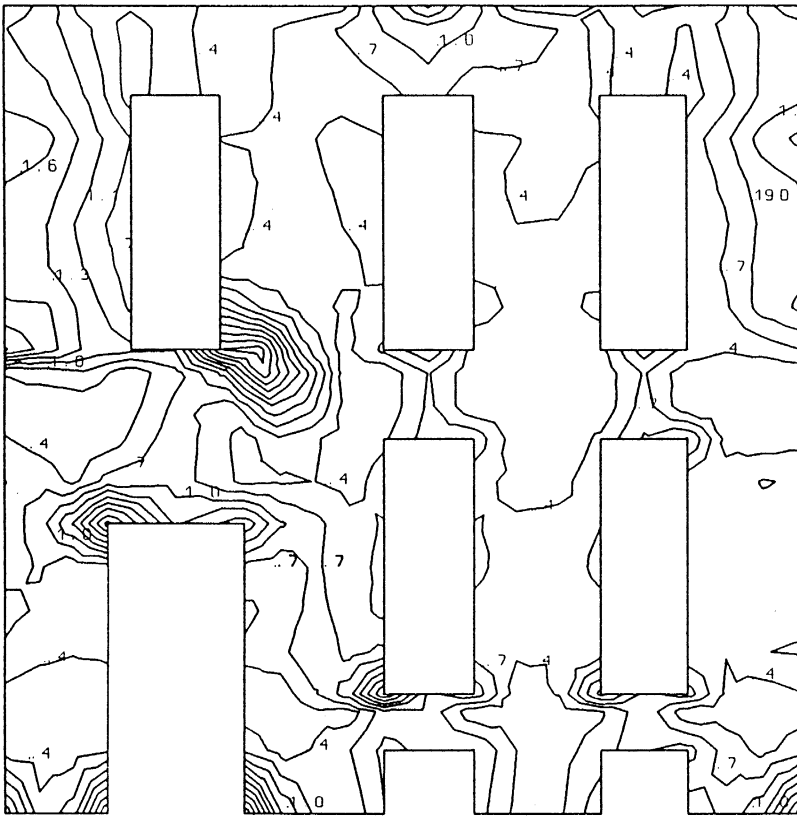


Fig. 6.12.5(c) **Building II, Wall W3**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

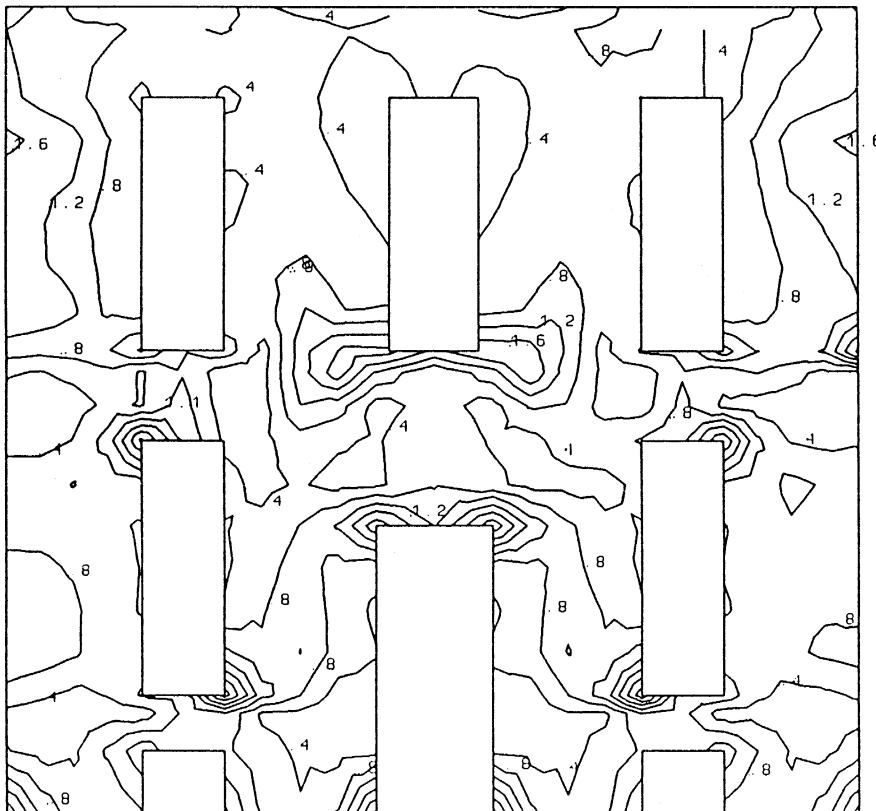


Fig. 6.12.5(d) **Building II, Wall W4**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

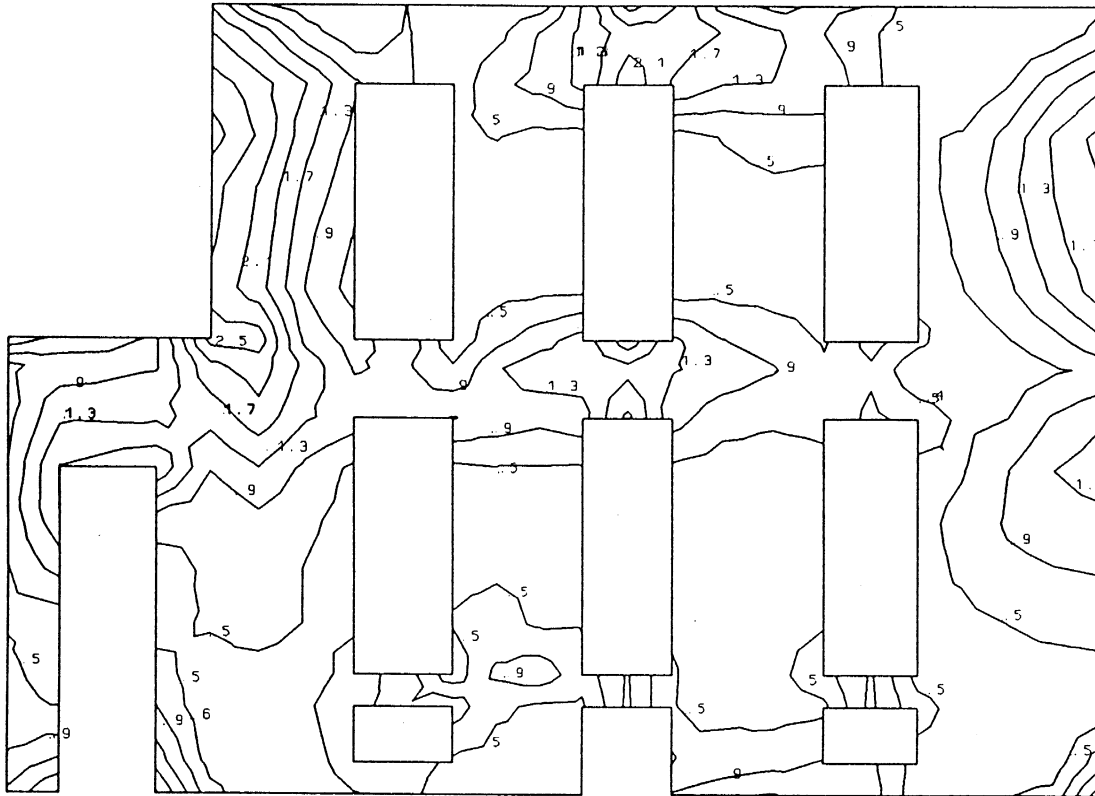


Fig. 6.12.6(a) **Building III, Wall W1**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

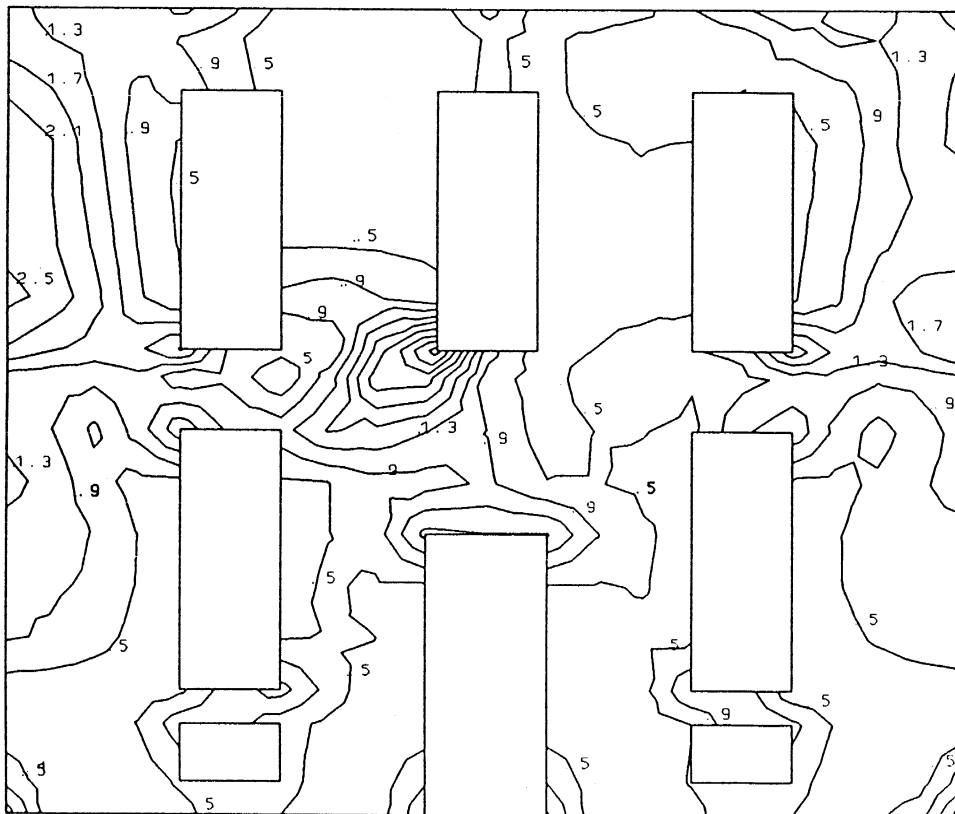


Fig. 6.12.6(b) **Building III, Wall W2**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

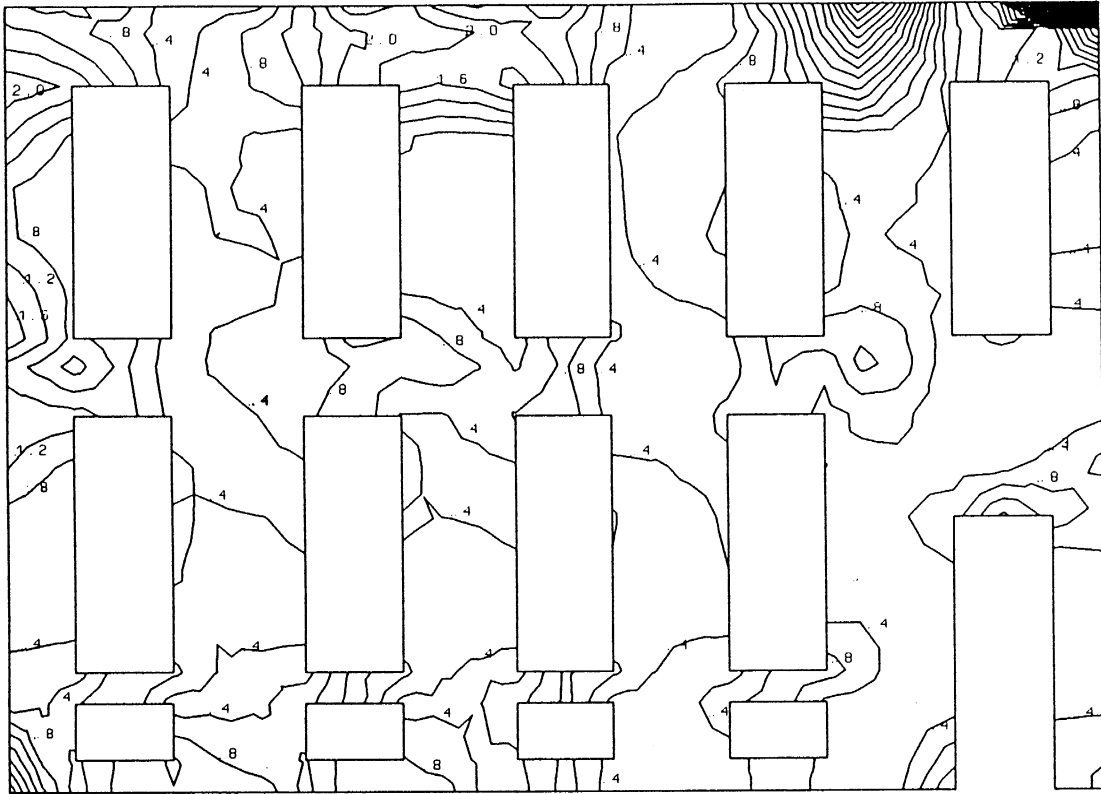


Fig. 6.12.6(c) **Building III, Wall W3**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

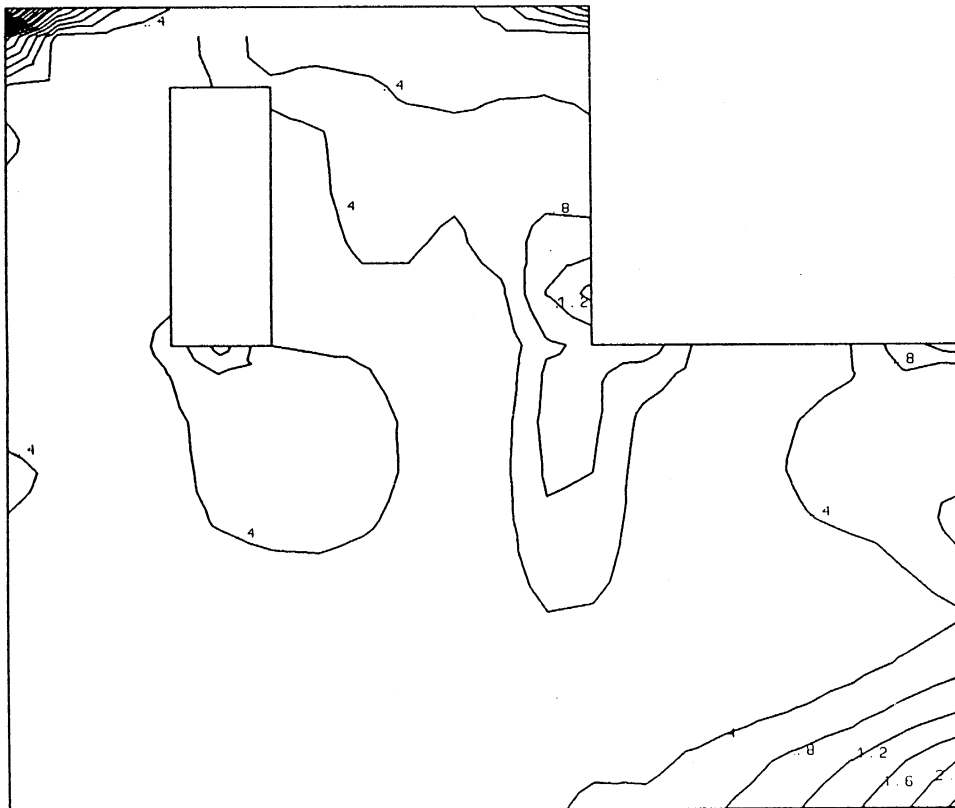
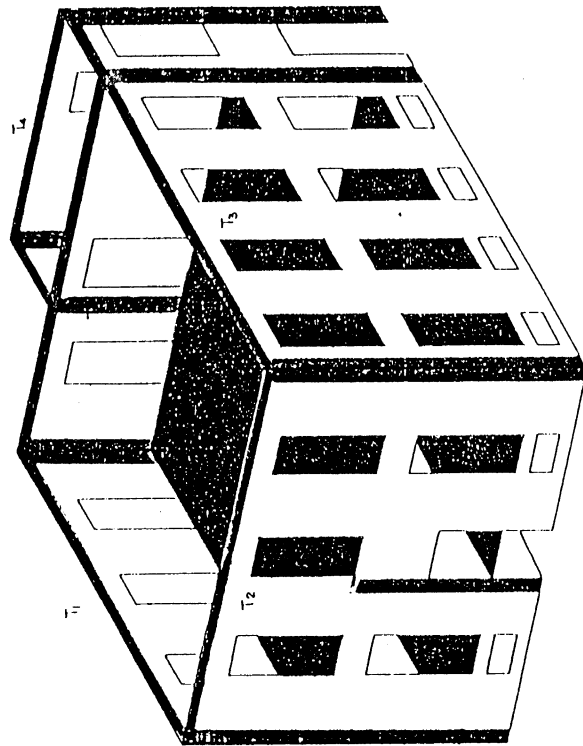


Fig. 6.12.6(d) **Building III, Wall W4**

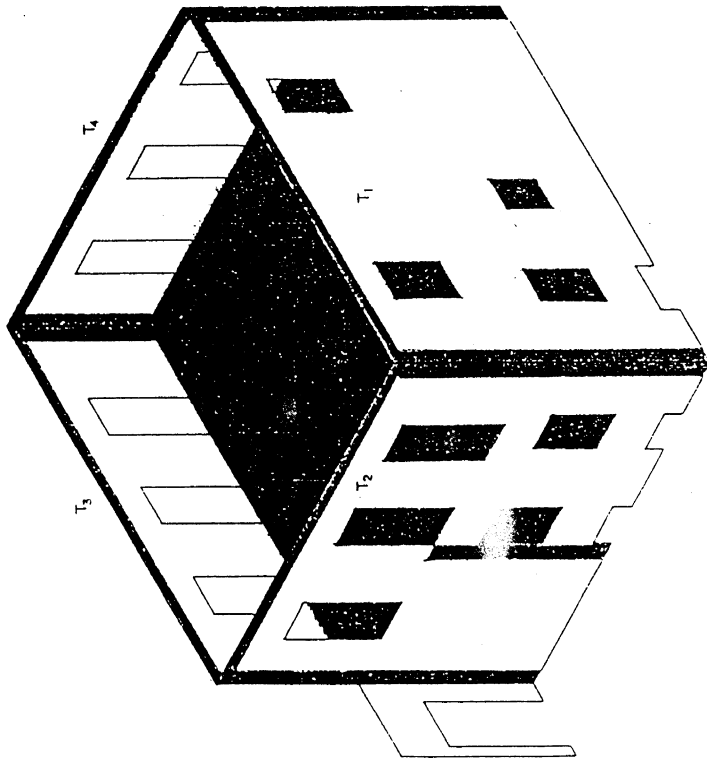
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

6.13 Αντικατάσταση ευκάμπτων πατωμάτων με δύσκαμπτα σε συνδυασμό με κατασκευή κατακορύφων και οριζοντίων ζωνών οπλισμένου σκυροδέματος

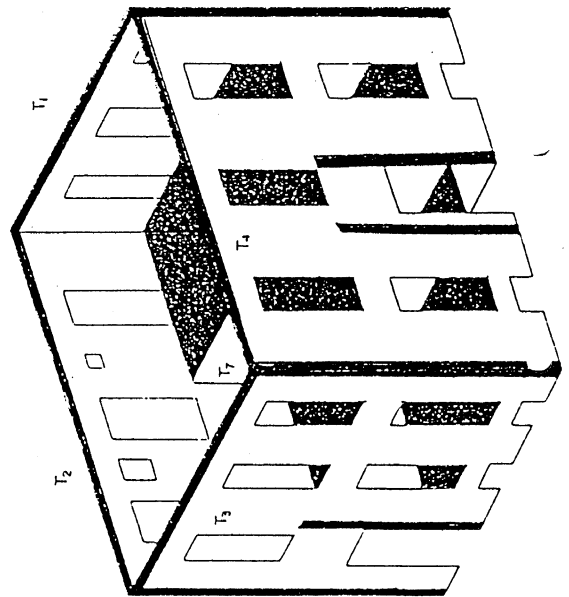
Στη συνέχεια εξετάζεται ένας αρκετά πολύπλοκος και δαπανηρός συνδυασμός τριών από τις προηγούμενες τεχνικές ενίσχυσης. Σύμφωνα με αυτόν, η αντικατάσταση των ξυλίνων πατωμάτων με πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος συνοδεύεται από κατασκευή κατακορύφων ζωνών οπλισμένου σκυροδέματος στις συμβολές των φερόντων τοίχων, καθώς και οριζοντίου διαζώματος οπλισμένου σκυροδέματος στη στέψη του κτιρίου (Σχ. 6.13.1(a-d)). Στις παραγράφους 6.4 και 6.9 περιγράφονται οι παραδοχές που έγιναν για τις επιμέρους τεχνικές που συνιστούν την υπόψη τεχνική ενίσχυσης. Στα Σχ. 6.13.2 - 6.13.4 παρουσιάζονται οι ισοστασικές καμπύλες της ισοδύναμης τάσης, από την εξέταση των οποίων προκύπτει ο εν λόγω αρκετά περίπλοκος συνδυασμός υστερεί σημαντικά σε αποτελεσματικότητα του επιμέρους συνδυασμού πλακών και οριζοντίου διαζώματος στην κορυφή. Η προσθήκη κατακορύφων ζωνών απλώς φαίνεται να προκαλεί συγκεντρώσεις τάσεων στις συμβολές εσωτερικών και εξωτερικών φερόντων τοίχων, οι οποίες μειώνουν τη συνολική αποτελεσματικότητα της επέμβασης.



(c)



(a)



(b)

Σχ.6.13.1 Αντικατάσταση δαπέδων, οριζόντιες και κατακόρυφες ζώνες.

- (a) Κτίριο I
- (b) Κτίριο II
- (c) Κτίριο III

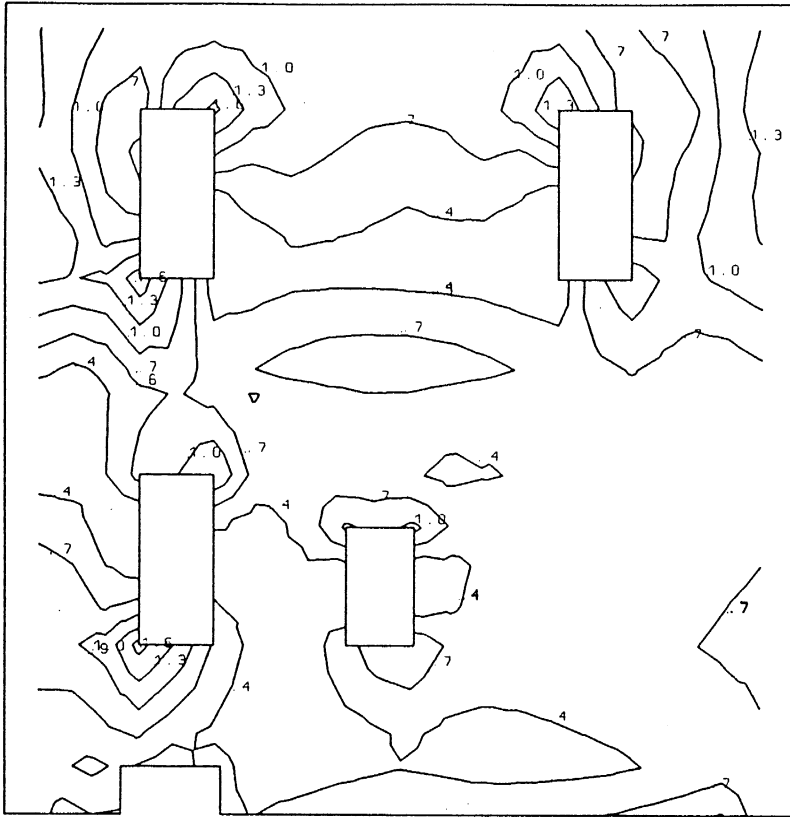


Fig. 6.13.2(a) **Building I, Wall W1**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

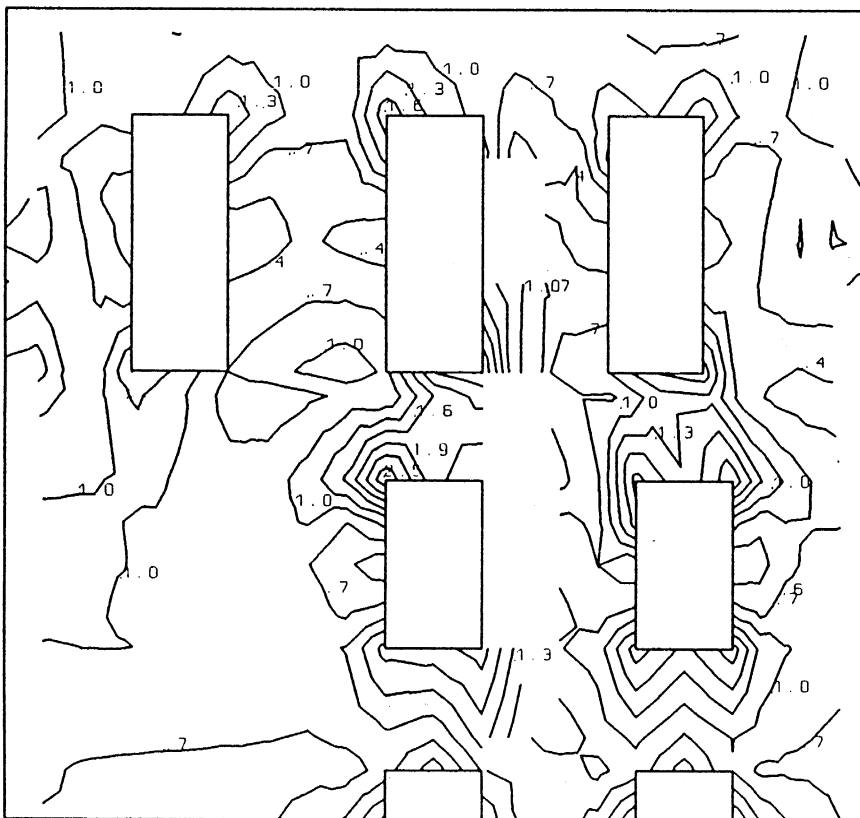


Fig. 6.13.2(b) **Building I, Wall W2**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

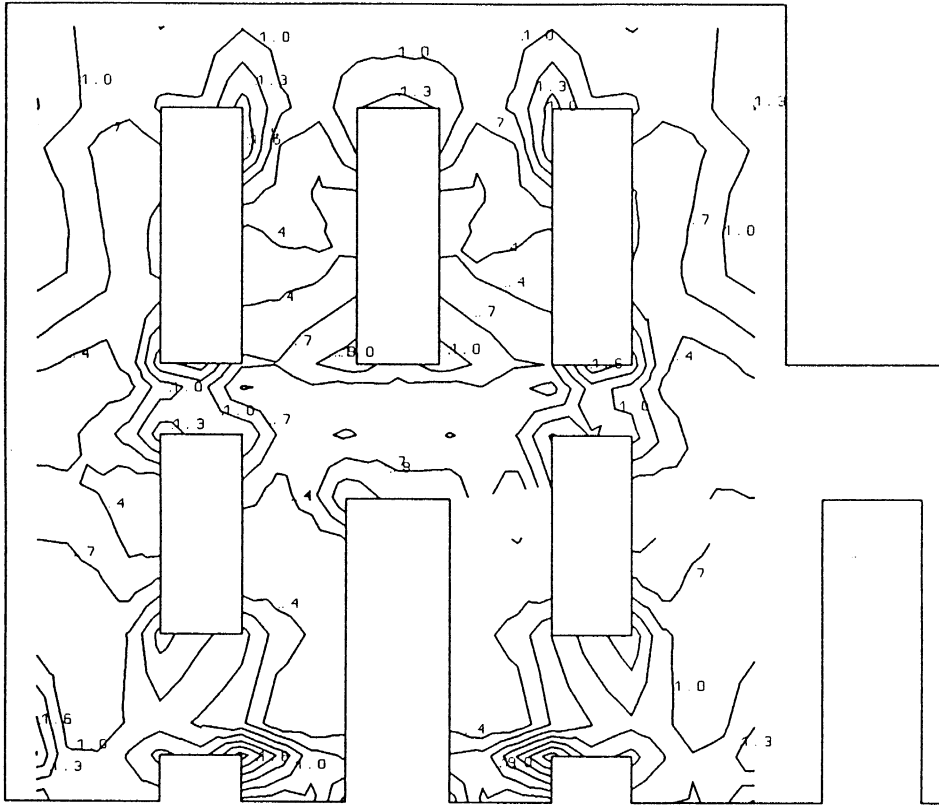


Fig. 6.13.2(c) **Building I, Wall W3**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

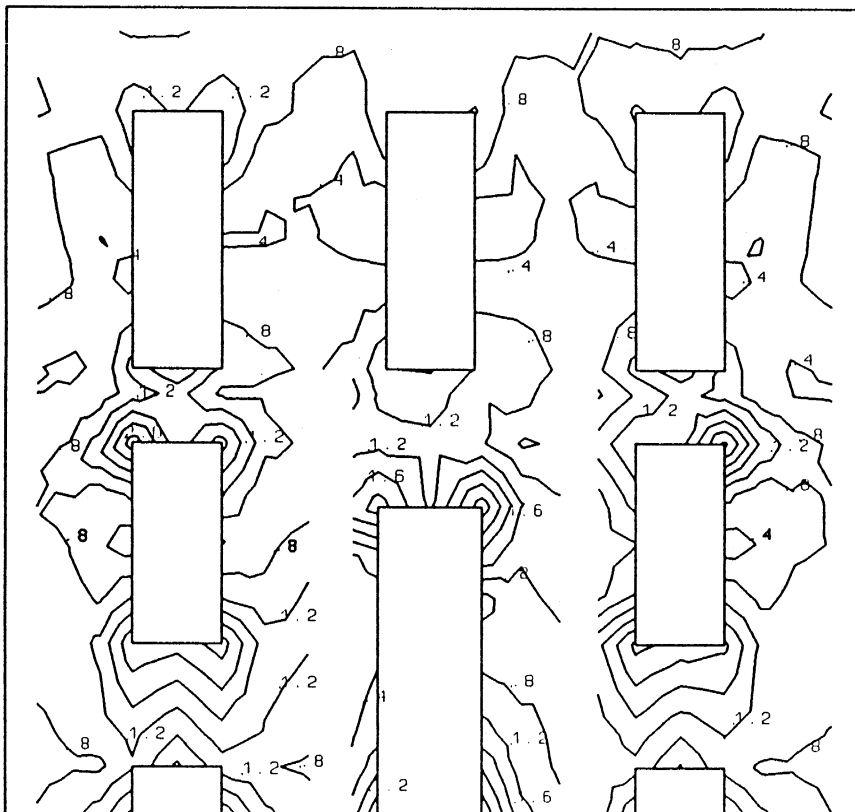


Fig. 6.13.2(d) **Building I, Wall W4**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

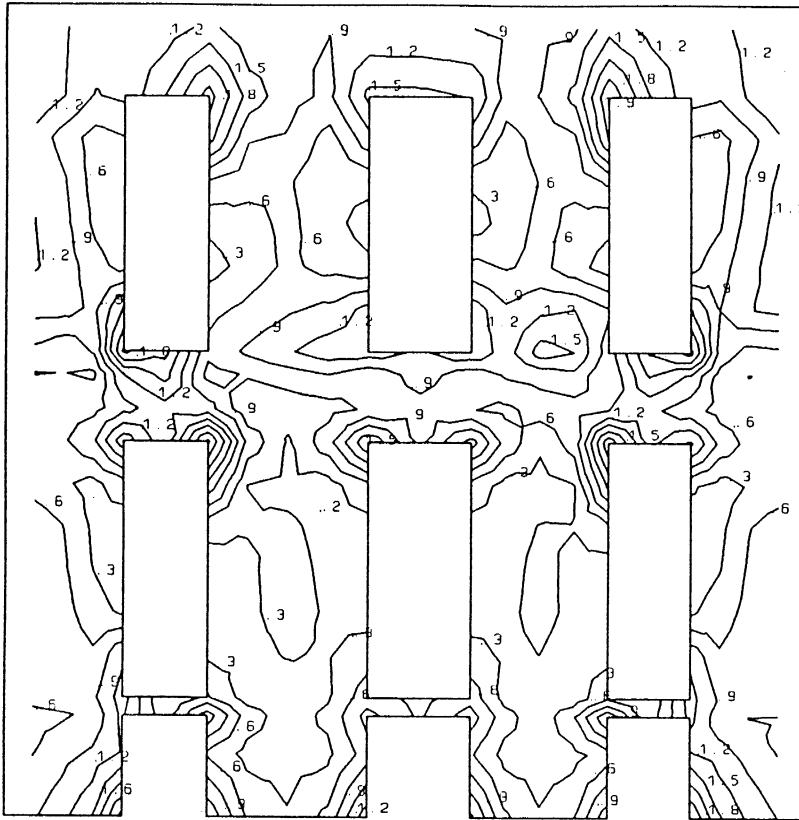


Fig. 6.13.3(a) **Building II, Wall W1**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

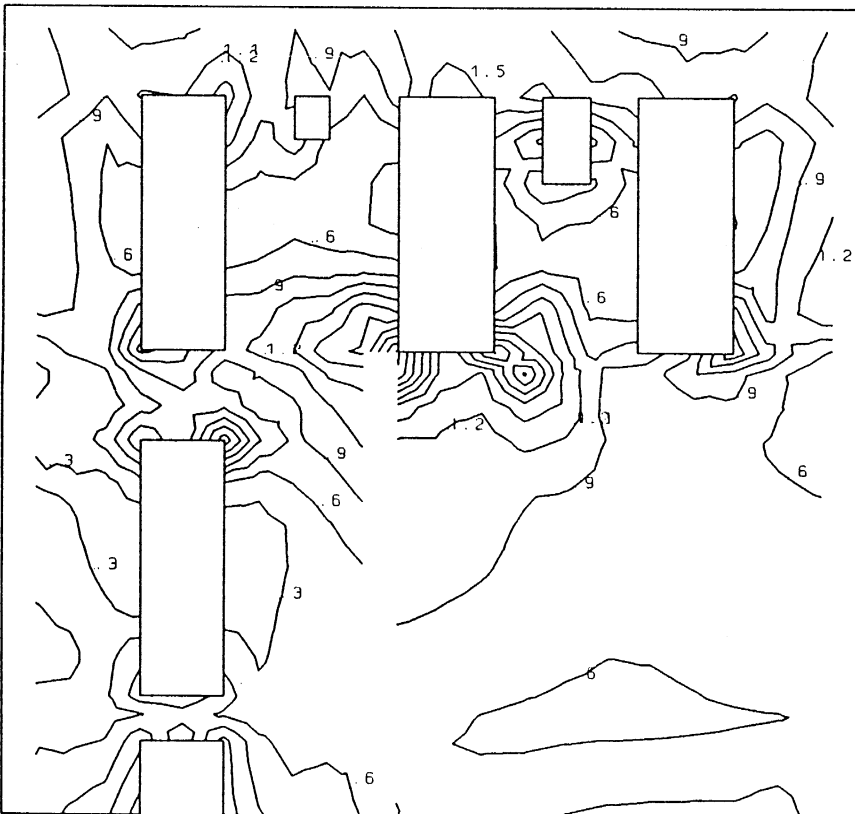


Fig. 6.13.3(b) **Building II, Wall W2**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

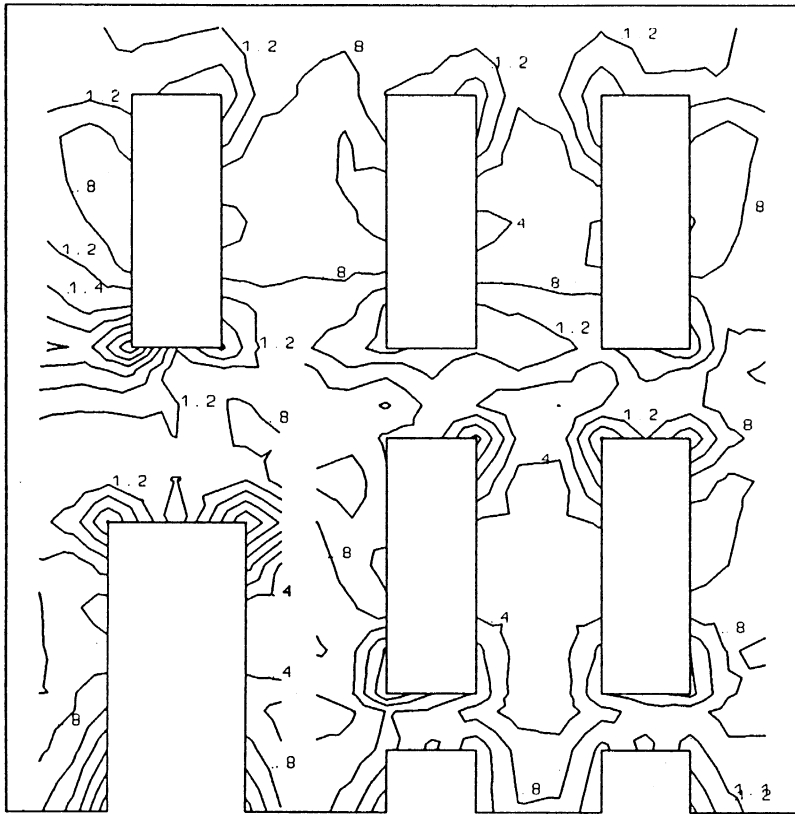


Fig. 6.13.3(c) **Building II, Wall W3**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

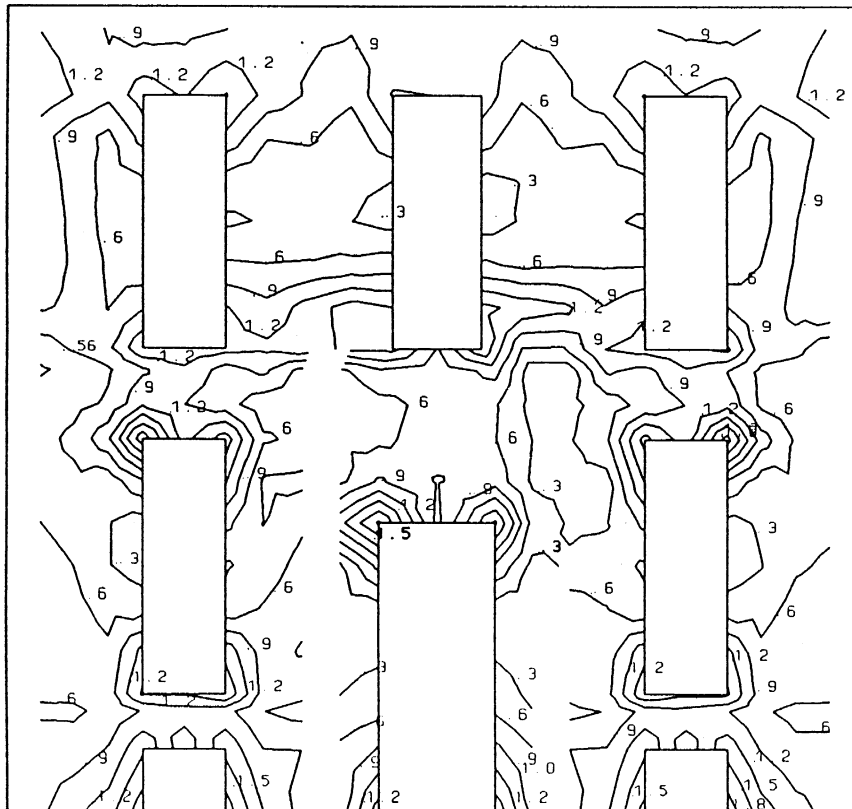


Fig. 6.13.3(d) **Building II, Wall W4**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

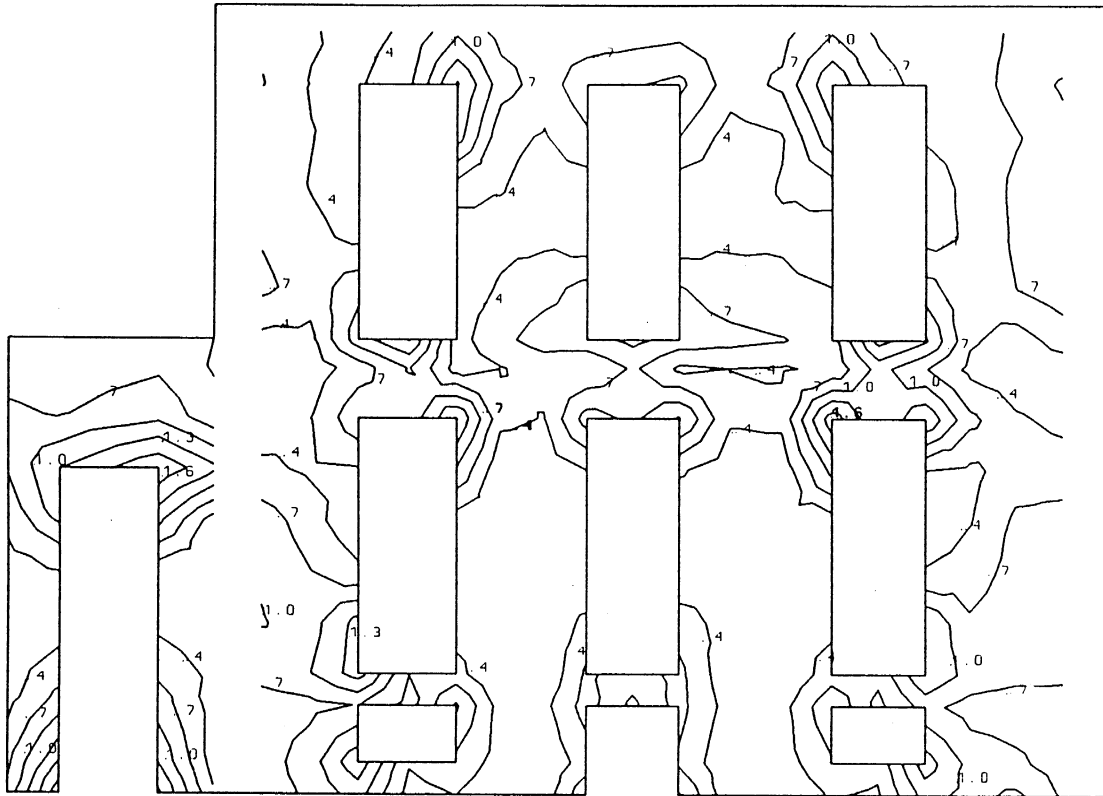


Fig. 6.13.4(a) **Building III, Wall W1**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

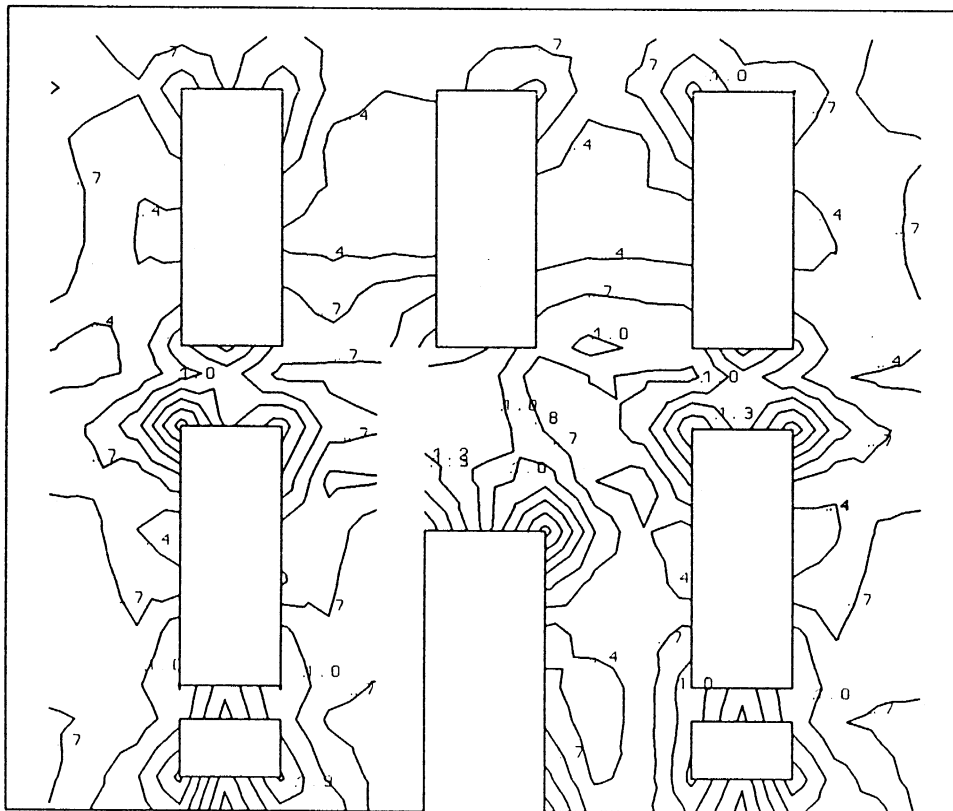


Fig. 6.13.4(b) **Building III, Wall W2**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

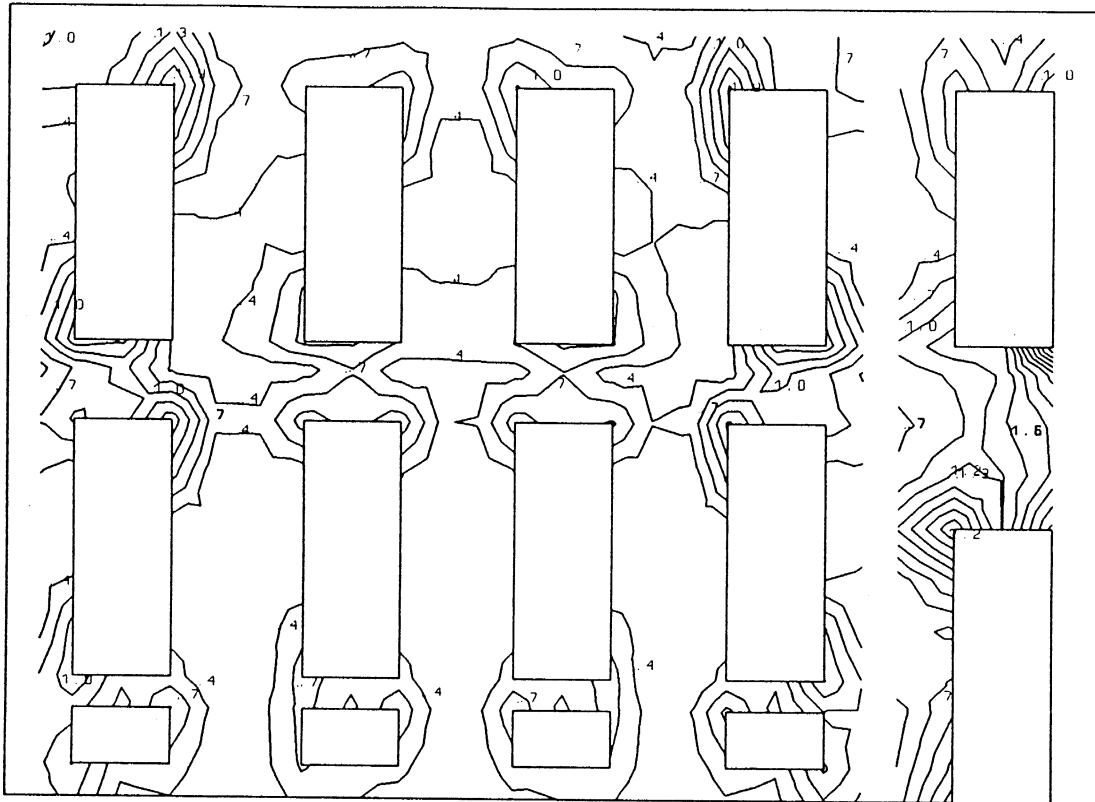


Fig. 6.13.4(c) **Building III, Wall W3**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

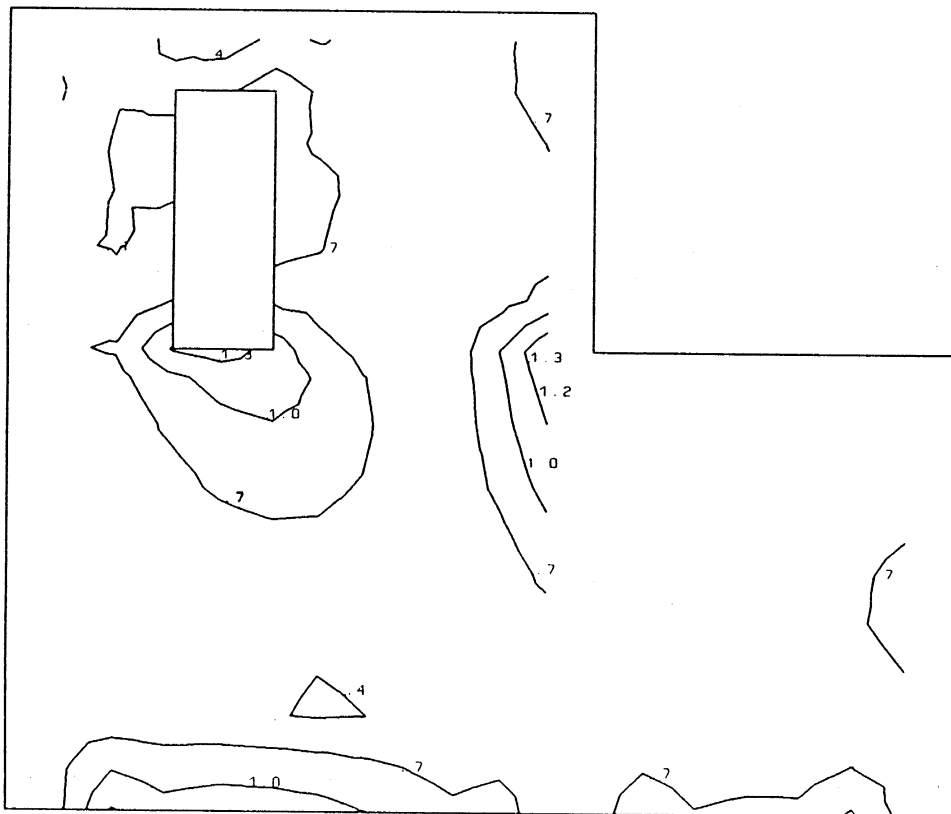


Fig. 6.13.4(d) **Building III, Wall W4**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

6.14 Κατασκευή αμφίπλευρων μανδύων από οπλισμένο σκυρόδεμα, σε συνδυασμό με αντικατάσταση πατωμάτων με πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος και κατασκευή οριζοντίου διαζώματος στη στέψη

Μερικές επεμβάσεις ενίσχυσης είναι τέτοιας έκτασης που το κόστος τους προσεγγίζει ή ακόμα και υπερβαίνει αυτό της ανακατασκευής του κτιρίου. Μία τέτοια συνολική επέμβαση είναι η κατασκευή μανδύων από οπλισμένο σκυρόδεμα στους φέροντες τοίχους, η αντικατάσταση των συνήθως ξυλίνων πατωμάτων με πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος και η κατασκευή οριζοντίου διαζώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα στη στέψη του κτιρίου. Οι μανδύες είναι είτε αμφίπλευροι, αν τα εξωτερικά μορφολογικά χαρακτηριστικά του κτιρίου δεν απαγορεύουν την κατασκευή τους και το κτίριο δεν είναι σε μεσοτοιχία, είτε μόνον εσωτερικοί, ώστε να διευκολύνουν την έδραση των πλακών και την αγκύρωση των οπλισμών τους.

Στην παράγραφο αυτή μελετάται η αποτελεσματικότητα της κατασκευής στους εξωτερικούς φέροντες τοίχους αμφίπλευρων μανδύων από οπλισμένο σκυρόδεμα μέσου πάχους 60mm, σε συνδυασμό με αντικατάσταση των ξυλίνων δαπέδων με πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 0.14m και κατασκευή οριζοντίου διαζώματος οπλισμένου σκυροδέματος ύψους 0.30m στη στέψη των κτιρίων (δηλαδή ο συνδυασμός των τεχνικών που περιεγράψαν και εξετάσθηκαν στις παραγράφους 6.9 και 6.5). Είναι μία συνολική επέμβαση με υψηλό κόστος κατασκευής και μπορεί να θεωρηθεί ως ακραία περίπτωση ενίσχυσης, τόσο από πλευράς κόστους όσο και από πλευράς αποτελεσματικότητας. Η μελέτη της παρουσιάζει πρόσθετο ενδιαφέρον καθώς αποτελεί συνδυασμό των αποτελεσματικότερων τεχνικών από όσες μελετήθηκαν μέχρι το σημείο αυτό. Στα Σχ. 6.14.1 έως 6.14.3 του Πίν. 6.1 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων, υπό μορφή ισοτασικών καμπυλών για την ισοδύναμη τάση, ανεξάρτητα διεύθυνσης σεισμικής δράσης.

Από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων αυτών με τα αντίστοιχα για τα μη ενισχυμένα κτίρια και τις επιμέρους τεχνικές προκύπτει το συμπέρασμα ότι όταν οι αμφίπλευροι μανδύες συνδυάζονται με δάπεδα από πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος και κατασκευή οριζοντίων διαζωμάτων από το ίδιο υλικό, επιτυγχάνεται μεγάλη μείωση της ισοδύναμης τάσης σε όλους τους ορόφους και για τις δύο διευθύνσεις της σεισμικής δράσης, με εντυπωσιακότερα αποτελέσματα στον όροφο στην περίπτωση της εγκάρσιας σεισμικής δράσης, όπου η μείωση της τάσης φθάνει το 85%, ενώ για όλο το κτίριο, ανεξάρτητα από διεύθυνση σεισμικής δράσης, η μείωση είναι περίπου 2/3 (Πίν. 6.1). Η μείωση της ισοδύναμης τάσης στη λιθοδομή, είναι μεγαλύτερη από αυτήν που επιτυγχάνεται από την κάθε μία τεχνική

ξεχωριστά, δηλαδή την κατασκευή α) πλακών και οριζοντίου διαζώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα ή β) αμφίπλευρων μανδύων από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Δεδομένου όμως ότι κάθε μία από τις ανωτέρω χωριστές επεμβάσεις προκαλεί ήδη μία πολύ μεγάλη μείωση της ισοδύναμης τάσης, στα επιμέρους τμήματα του κτιρίου και στο σύνολο, φαίνεται ότι η αντικατάσταση των πατωμάτων με πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος μαζί με κατασκευή οριζοντίου διαζώματος στη στάθμη έδρασης της στέγης έχει μάλλον μικρή πρόσθετη επίδραση στην αποτελεσματικότητα των αμφίπλευρων μανδύων, και αντίστροφα. Λαμβανομένου υπόψη του κόστους των επιμέρους επεμβάσεων, η σκοπιμότητα της πρόσθετης επέμβασης θα πρέπει να αποφασίζεται μάλλον με κριτήρια λειτουργικότητας (για την αντικατάσταση των πατωμάτων) ή κατασκευαστικά (για τον εγκιβωτισμό της έδρασης της στέγης στο διάζωμα της στέψης) παρά με κριτήριο σεισμικής ενίσχυσης του κτιρίου.

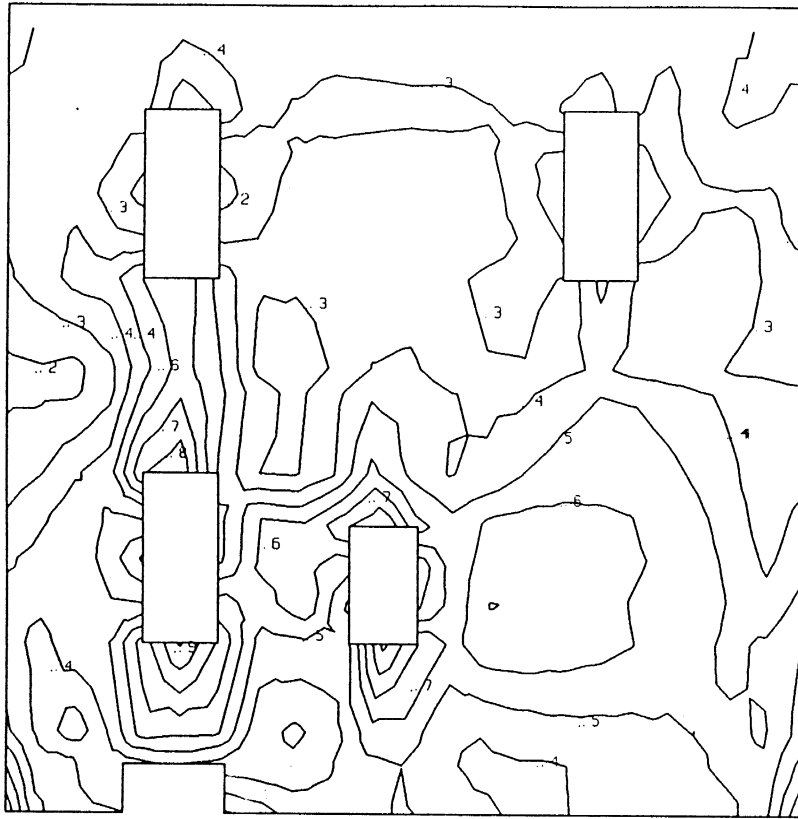


Fig. 6.14.1(a) **Building I, Wall W1**

Equivalent Stress contours independent of seismic action direction

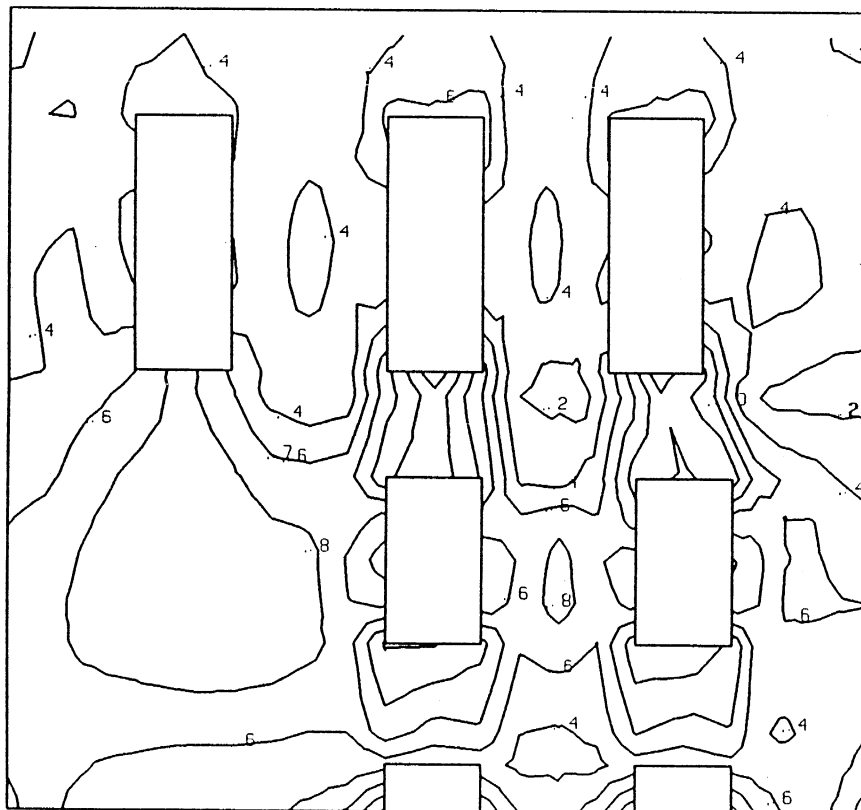


Fig. 6.14.1(b) **Building I, Wall W2**

Equivalent Stress contours independent of seismic action direction

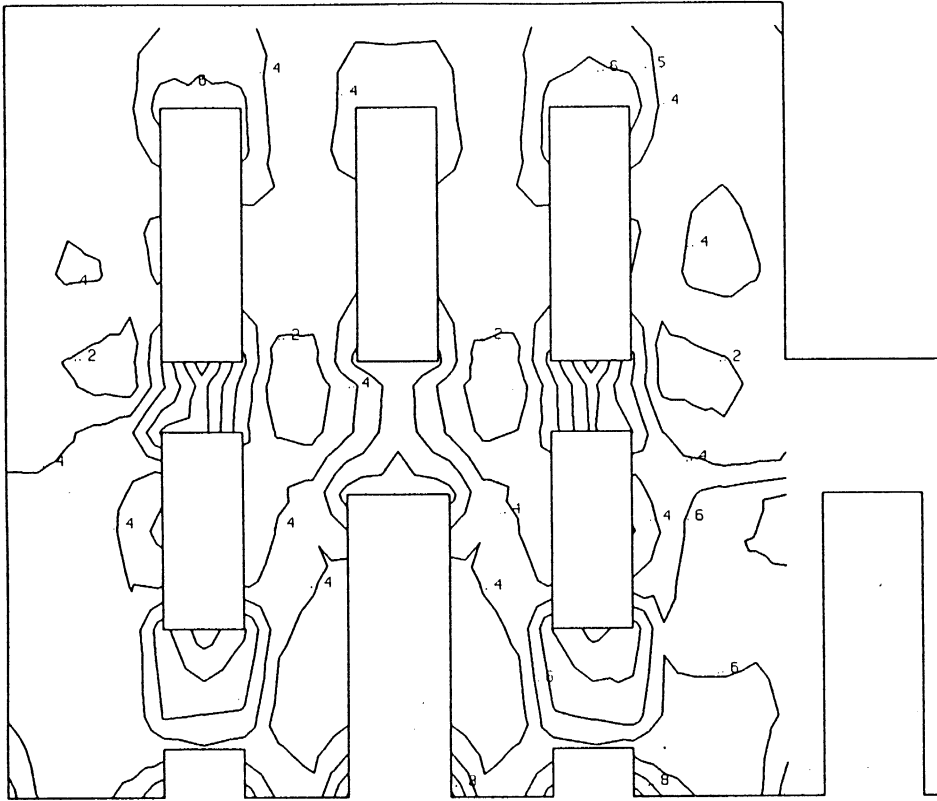


Fig. 6.14.1(c) **Building I, Wall W3**
Equivalent Stress contours independent of seismic action direction

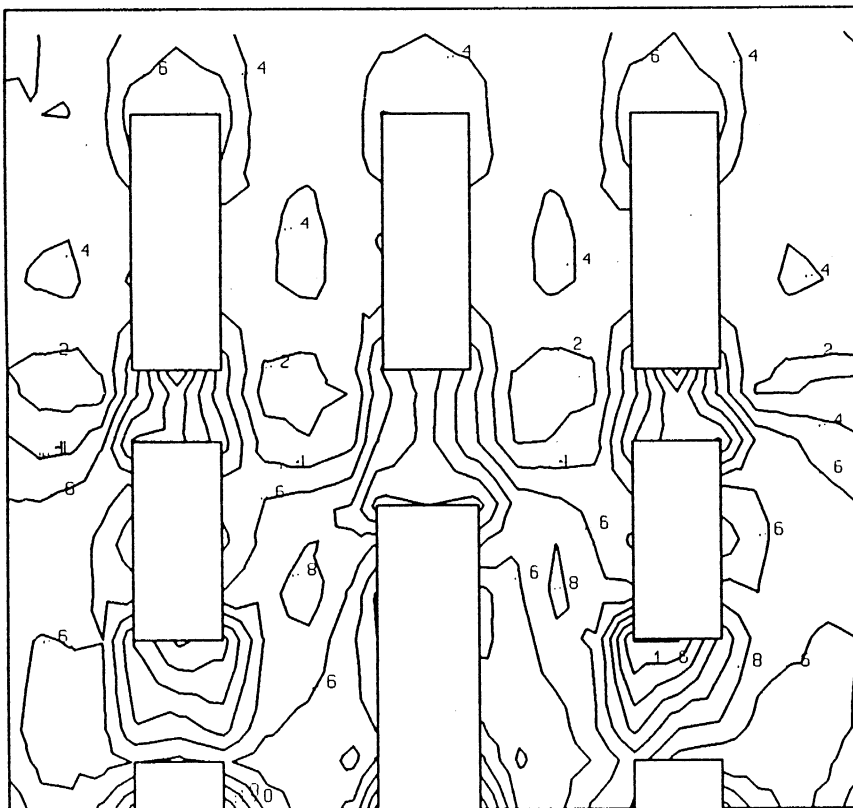


Fig. 6.14.1(d) **Building I, Wall W4**
Equivalent Stress contours independent of seismic action direction

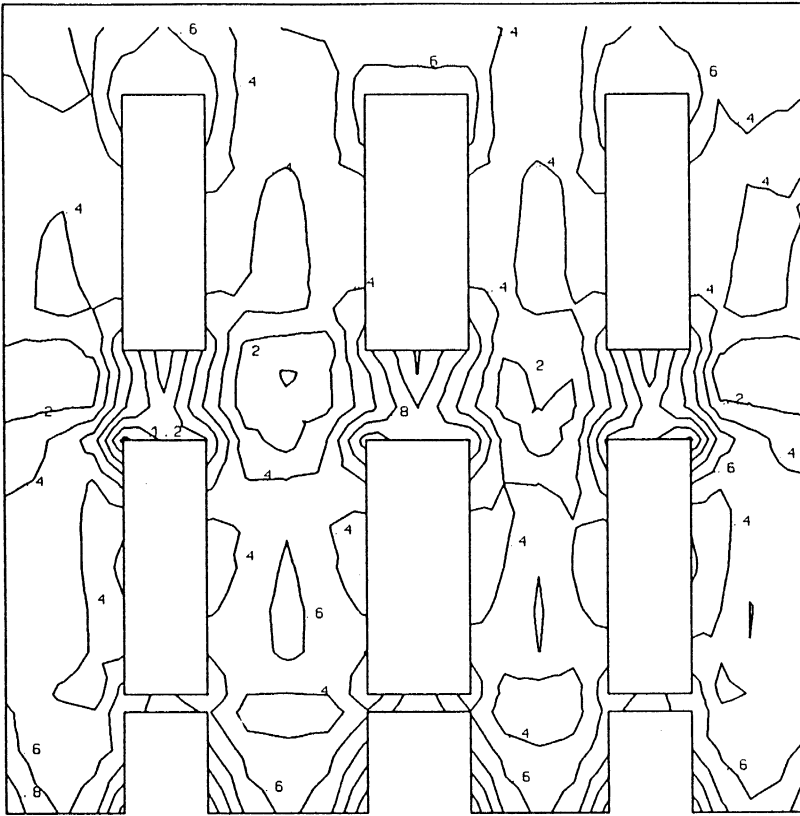


Fig. 6.14.2(a) **Building II, Wall W1**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

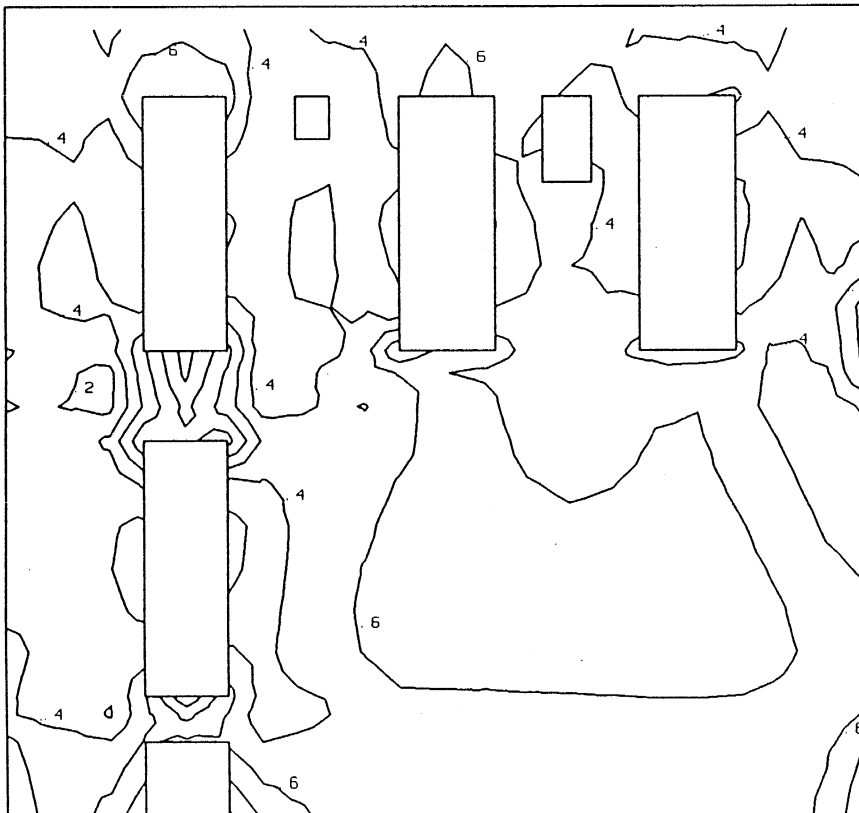


Fig. 6.14.2(b) **Building II, Wall W2**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

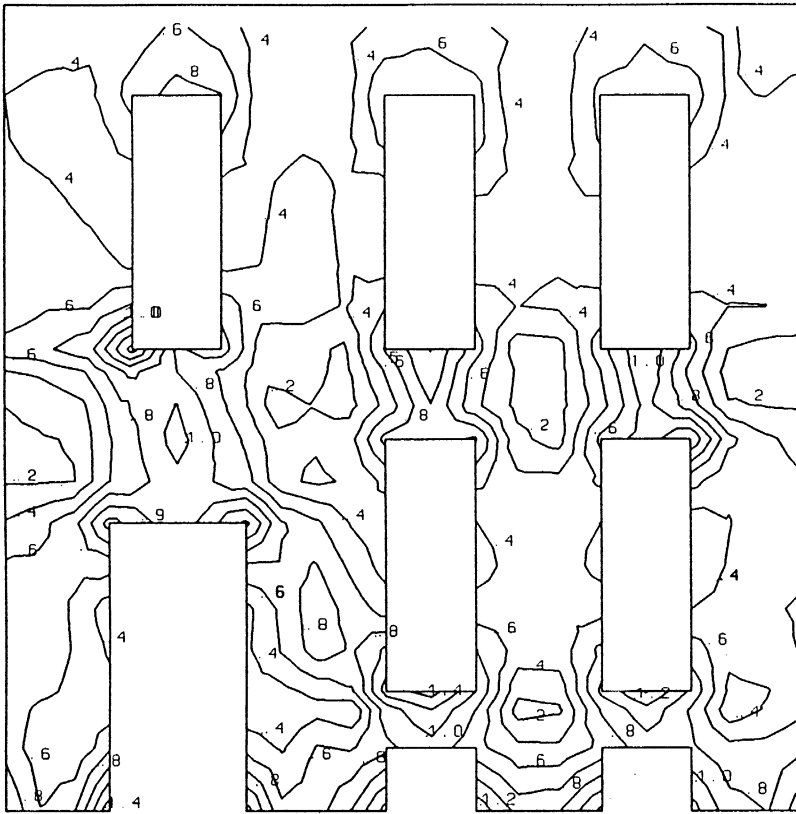


Fig. 6.14.2(c) **Building II, Wall W3**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

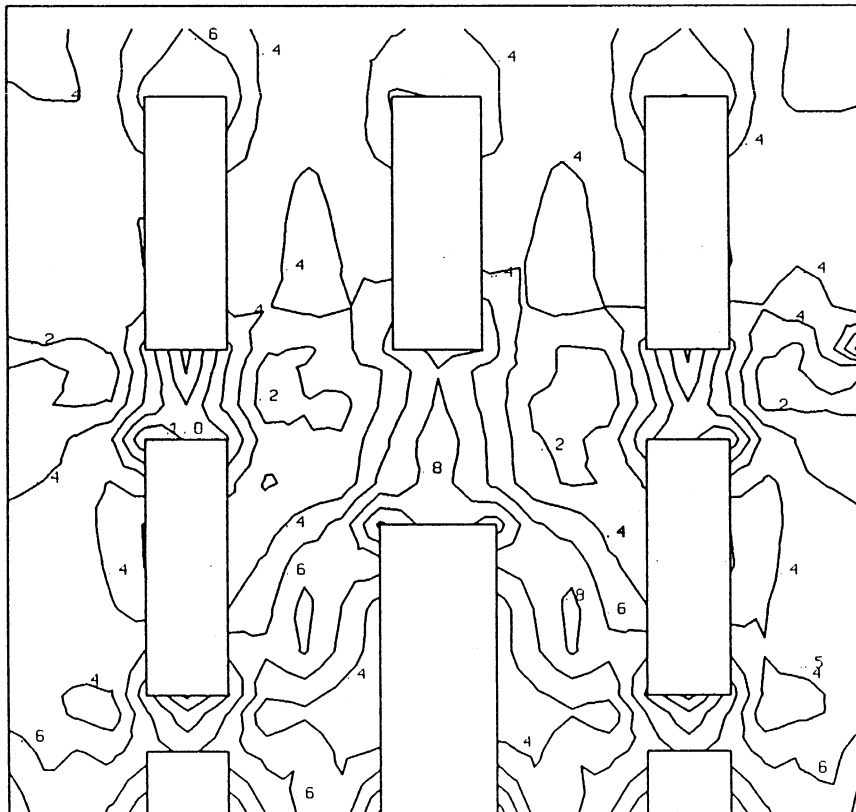


Fig. 6.14.2(d) **Building II, Wall W4**

Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

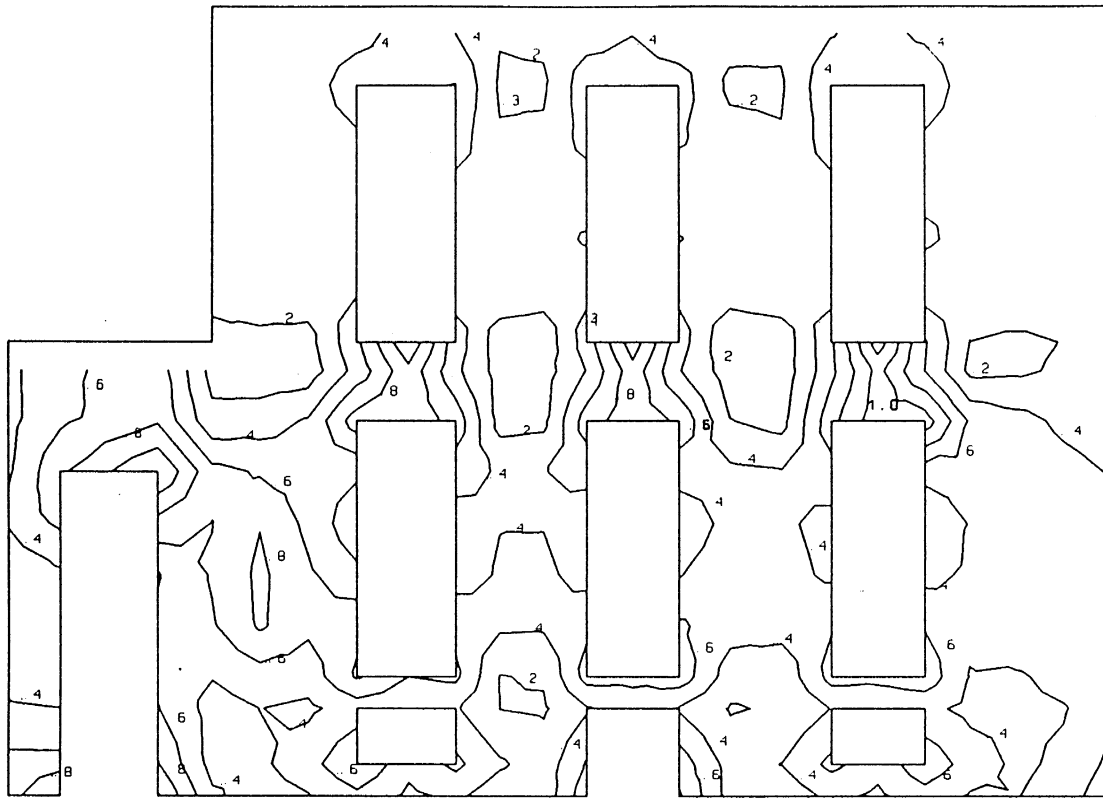


Fig. 6.14.3(a) **Building III, Wall W1**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

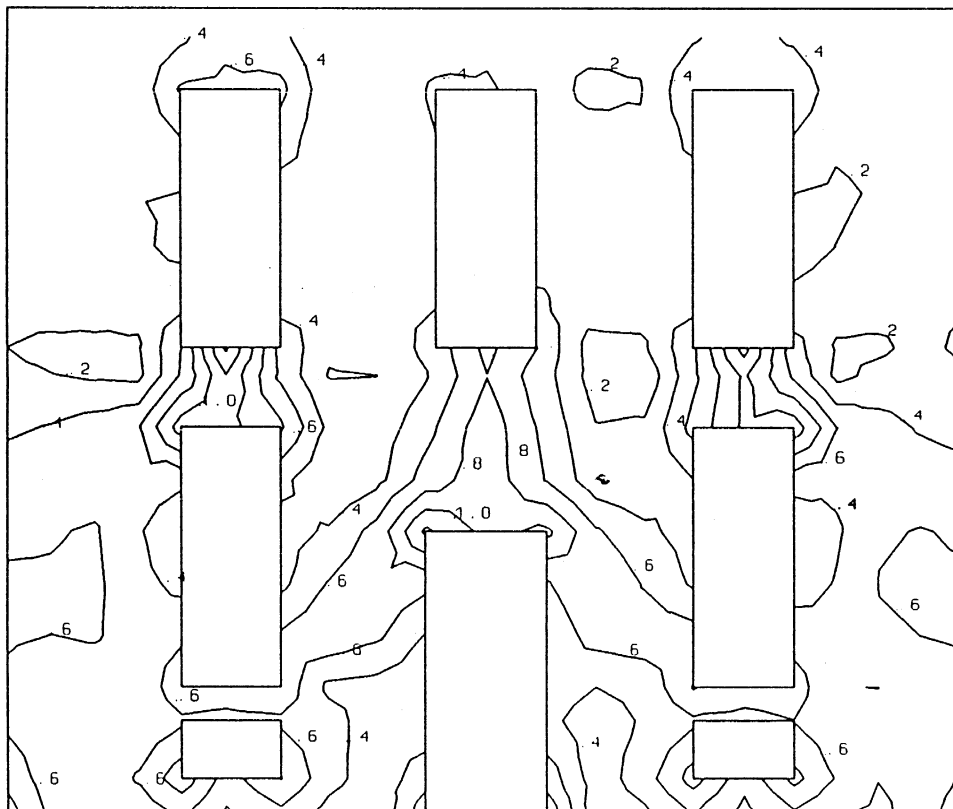


Fig. 6.14.3(b) **Building III, Wall W2**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

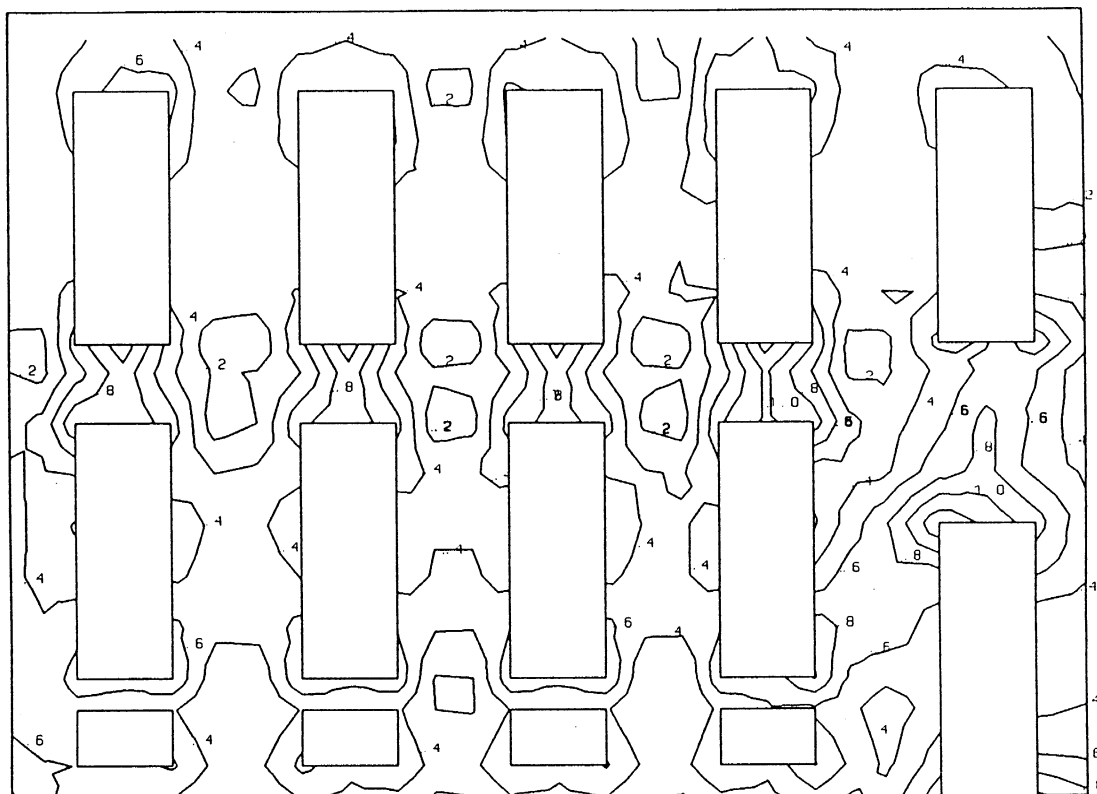


Fig. 6.14.3(c) **Building III, Wall W3**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

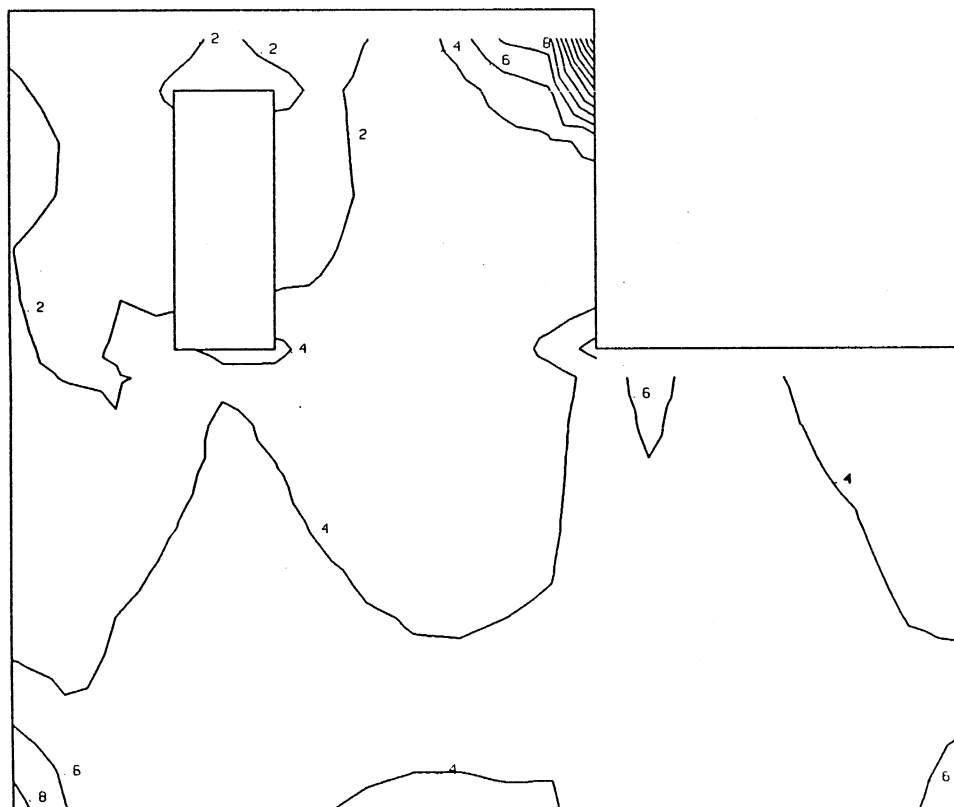


Fig. 6.14.3(d) **Building III, Wall W4**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

6.15 Κατασκευή μονόπλευρων μανδυνών οπλισμένου σκυροδέματος, σε συνδυασμό με αντικατάσταση πατωμάτων με πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος και με κατασκευή οριζοντίου διαζώματος στη στέψη

Ενώ η κατασκευή αμφίπλευρων μανδυνών συμβάλλει σε μεγάλο βαθμό στη μείωση των τάσεων στην τοιχοποιία, καθιστώντας ενδεχόμενα μη απαραίτητα πρόσθετα μέτρα ενίσχυσης, η κατασκευή μονόπλευρων μόνο μανδυνών (για τους λόγους που προαναφέρθηκαν και έχουν σχέση με τη θέση του κτιρίου στο οικοδομικό τετράγωνο, τη μορφολογία των προσόψεων και την δυνατότητα κατασκευής εσωτερικών μανδυνών ή όχι), είναι πιθανόν σκόπιμο να συνδυασθεί με πρόσθετα μέτρα ενίσχυσης, όπως με κατασκευή διαζωμάτων και / ή αντικατάσταση των ξυλίνων πατωμάτων με πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος.

Στην συνέχεια μελετάται η αποτελεσματικότητα της κατασκευής μονόπλευρων εσωτερικών μανδυνών από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 60mm, σε συνδυασμό με αντικατάσταση των ξυλίνων δαπέδων με πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 0.14m, και κατασκευή οριζοντίου διαζώματος ύψους 0.30m στη στάθμη έδραση της στέγης (στέψη). Οι παραδοχές για την ανάλυση έχουν αναφερθεί σε προηγούμενες παραγράφους.

Στα Σχ. 6.15.1(a-d) - 6.15.3(a-d) και στον Πίν. 6.1 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων με τη μορφή ισοτασικών καμπυλών της ισοδύναμης τάσης ανεξάρτητα της διεύθυνσης της σεισμικής δράσης. Από την εξέταση των αποτελεσμάτων προκύπτει ότι αυτός ο τριπλός συνδυασμός, προκαλώντας μείωση της ισοδύναμης τάσης κατά 60% περίπου στις κρίσιμες περιοχές στο ισόγειο και 65% στον όροφο, και περίπου 50% συνολικά, είναι σημαντικά πιο αποτελεσματικός από τους μονόπλευρους μανδύες, (ιδιαίτερα σε σεισμό κάθετο στο επίπεδο του τοίχου), αλλά ελάχιστα πιο αποτελεσματικός από το συνδυασμό πλακών και οριζοντίου διαζώματος στην κορυφή. Είναι μάλιστα λιγότερο αποτελεσματικός από τη διαξονική προένταση στα $0.2f_{wc}$. Είναι λοιπόν αμφισβητήσιμο το κατά πόσο είναι σκόπιμη η προσθήκη των μονόπλευρων μανδυνών στο συνδυασμό πλακών και διαζώματος στην κορυφή.

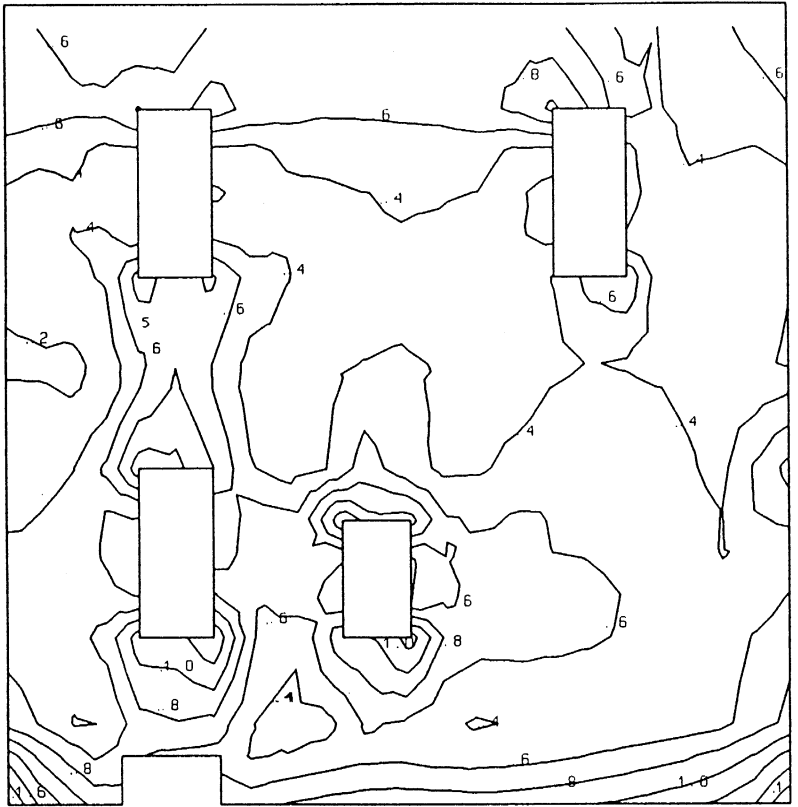


Fig. 6.15.1(a) **Building I, Wall W1**
Equivalent Stress contours independent of seismic action direction

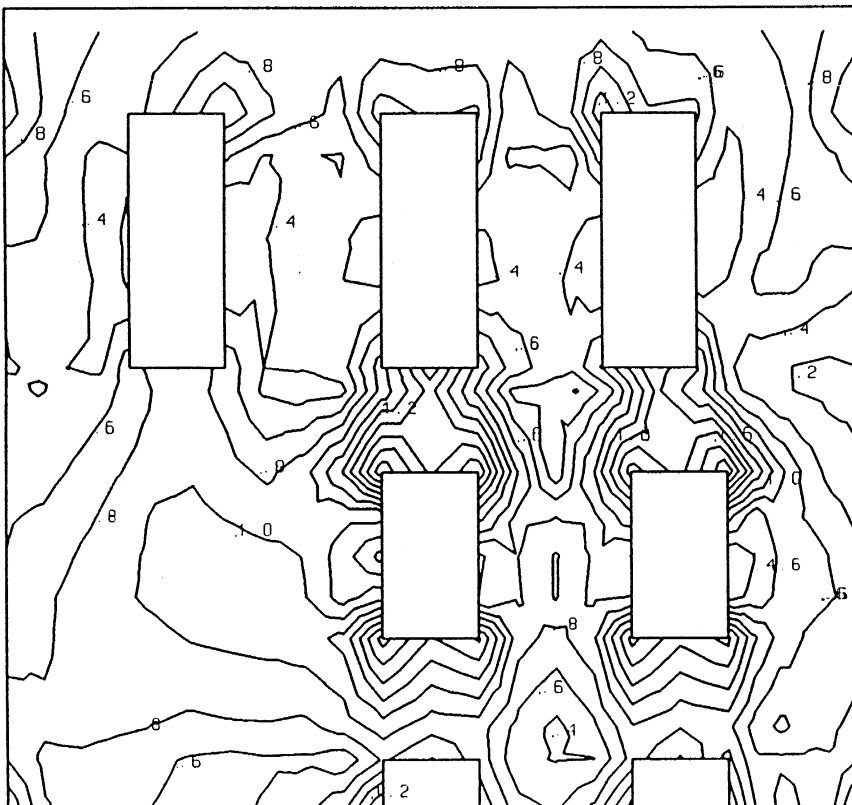


Fig. 6.15.1(b) **Building I, Wall W2**
Equivalent Stress contours independent of seismic action direction

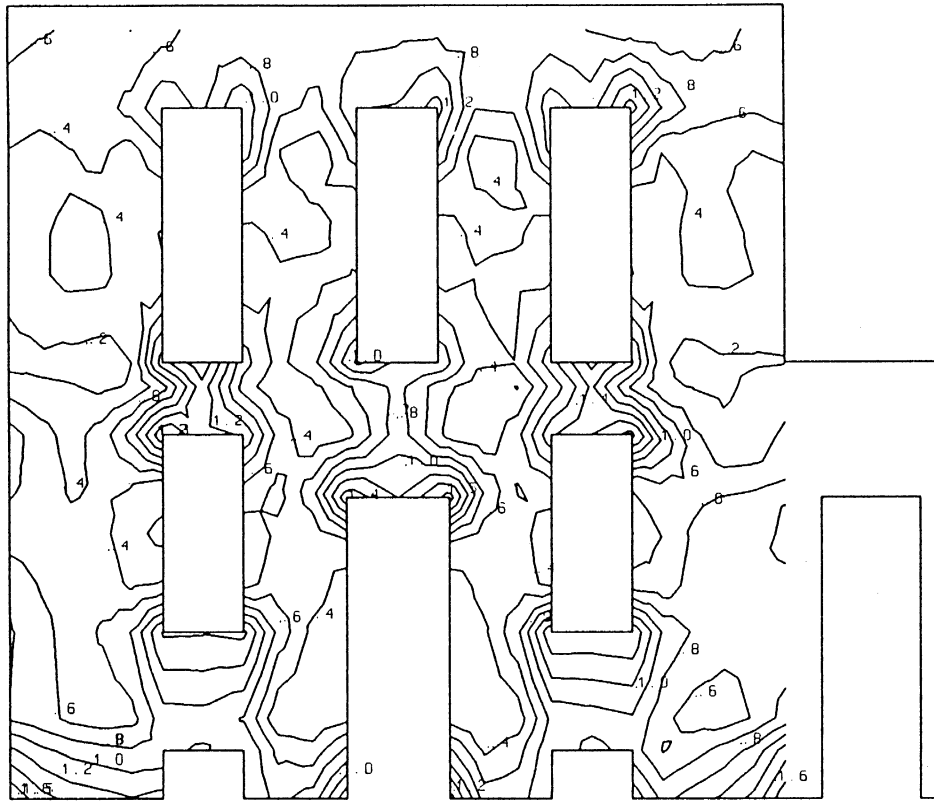


Fig. 6.15.1(c) **Building I, Wall W3**
Equivalent Stress contours independent of seismic action direction

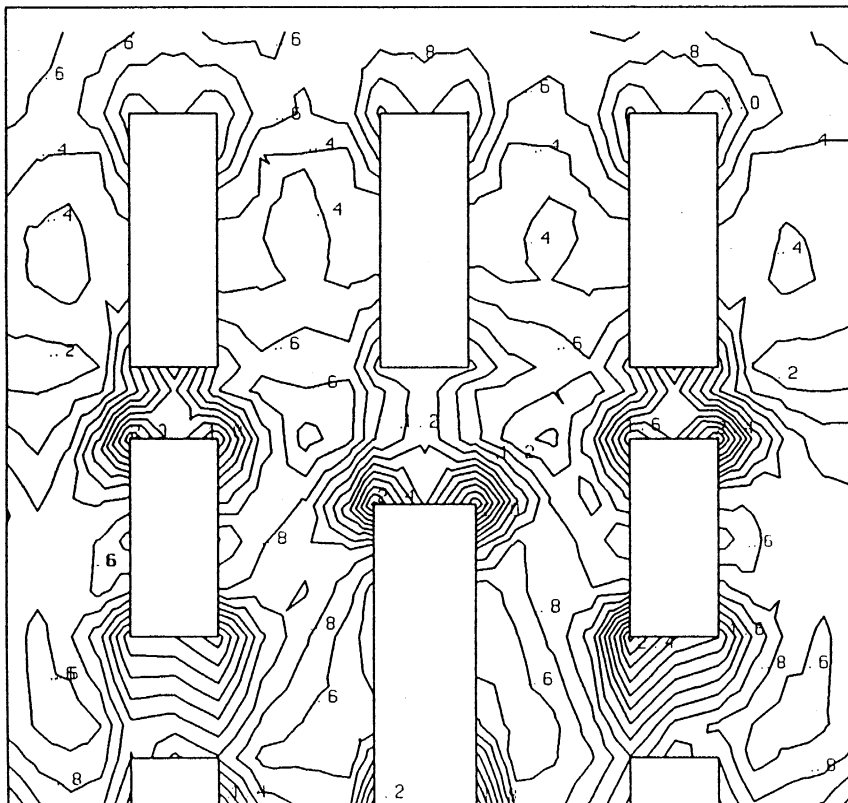


Fig. 6.15.1(d) **Building I, Wall W4**
Equivalent Stress contours independent of seismic action direction

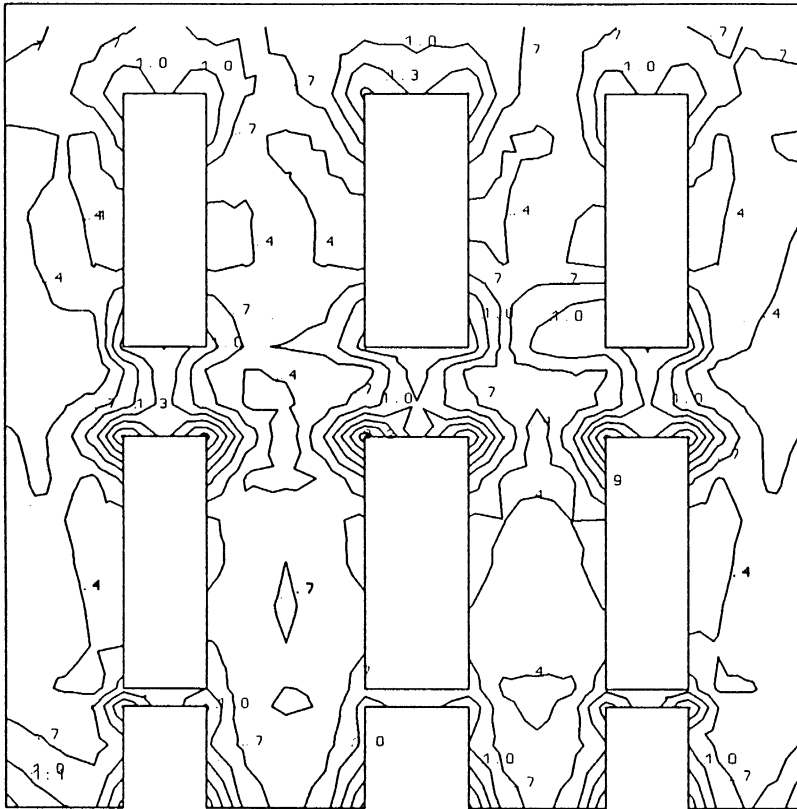


Fig. 6.15.2(a) Building II, Wall W1
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

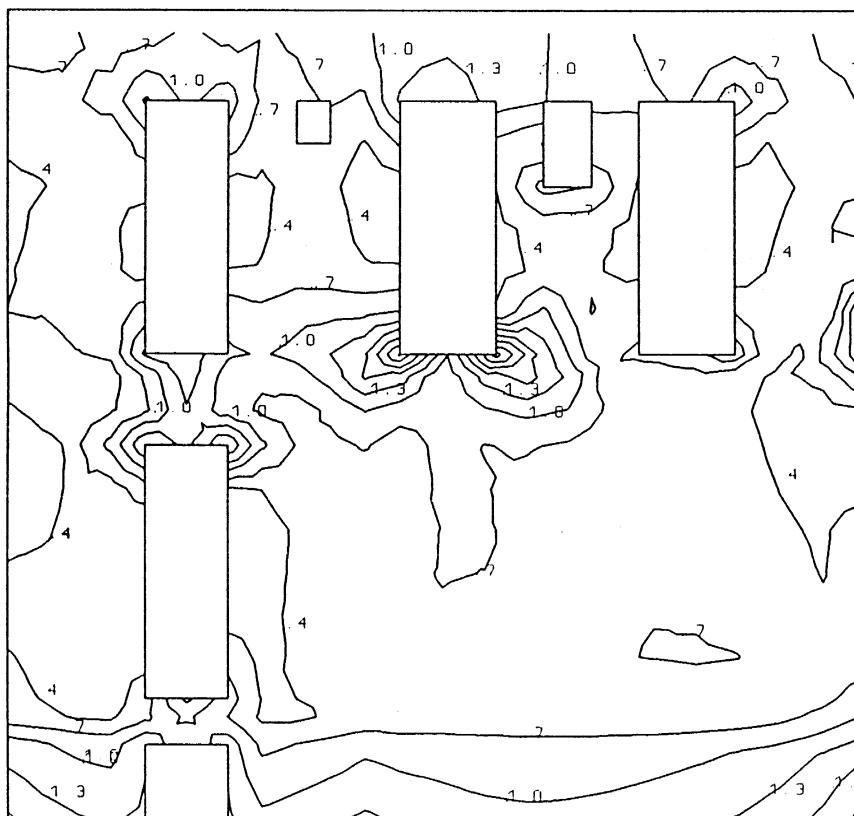


Fig. 6.15.2(b) Building II, Wall W2
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

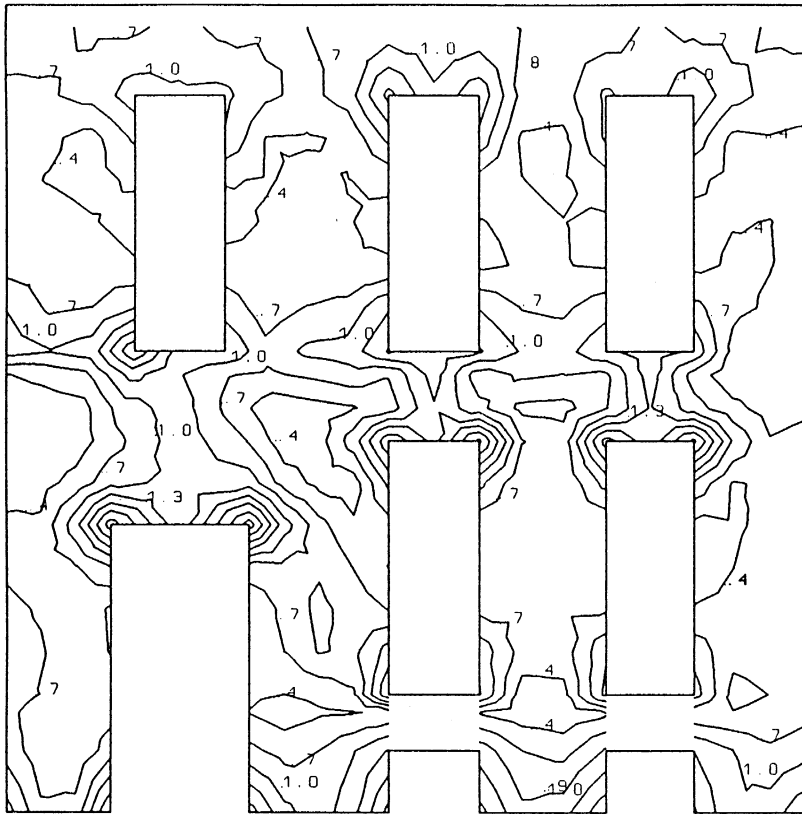


Fig. 6.15.2(c) **Building II, Wall W3**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

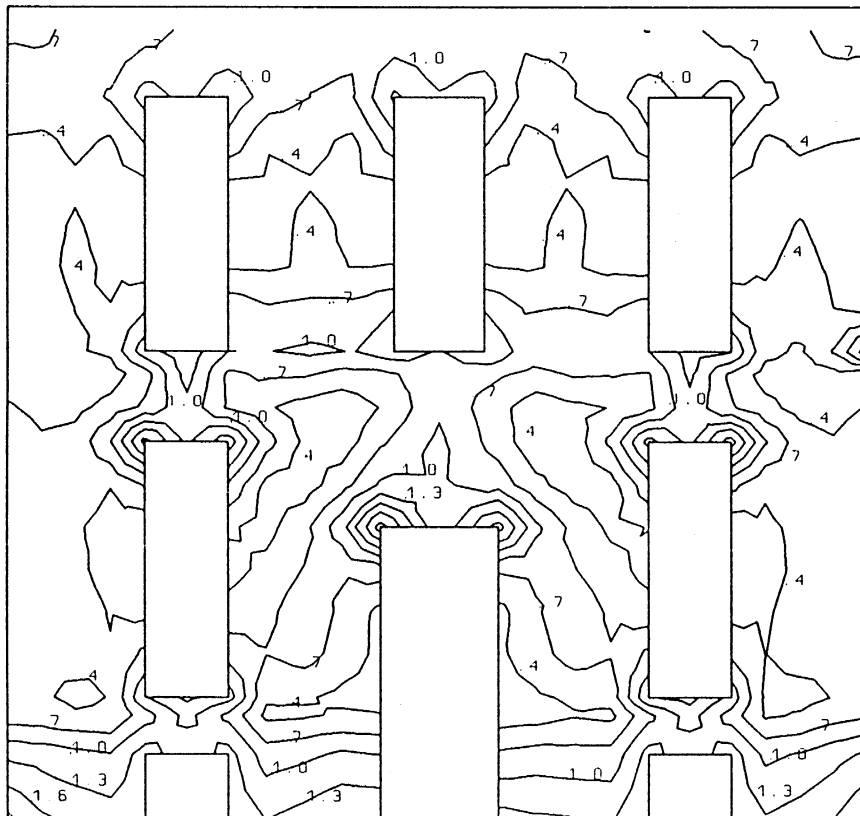


Fig. 6.15.2(d) **Building II, Wall W4**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

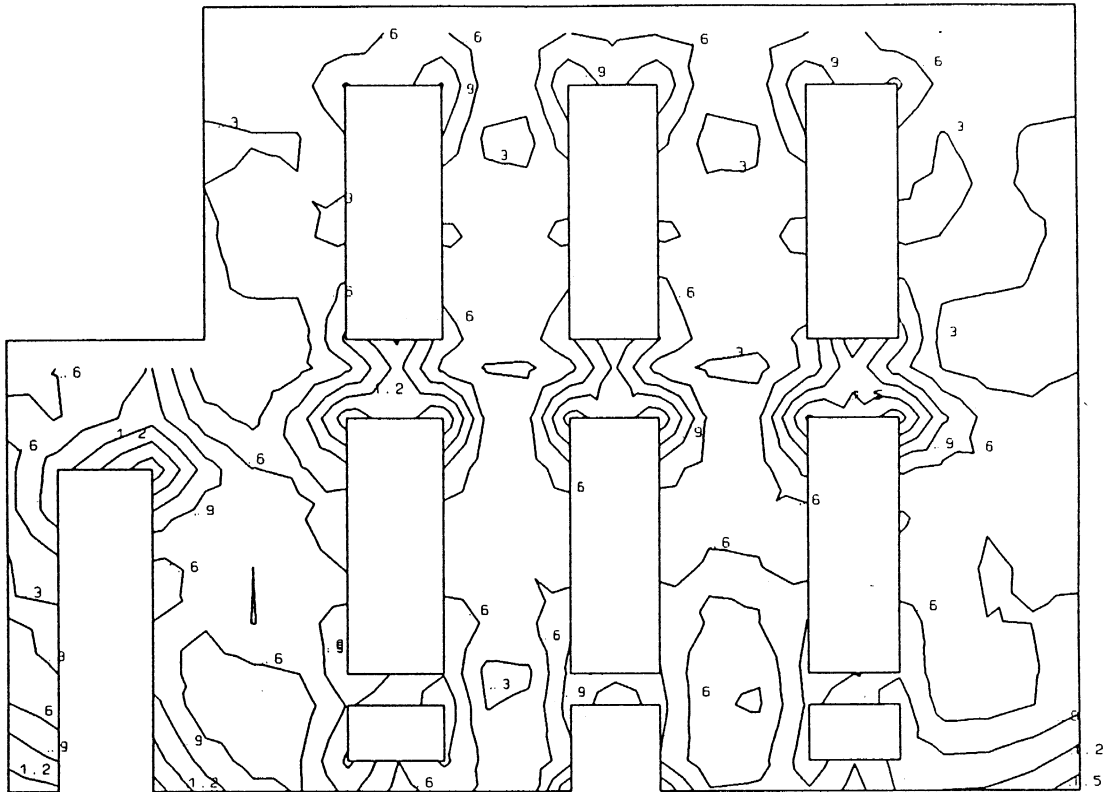


Fig. 6.15.3(a) **Building III, Wall W1**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

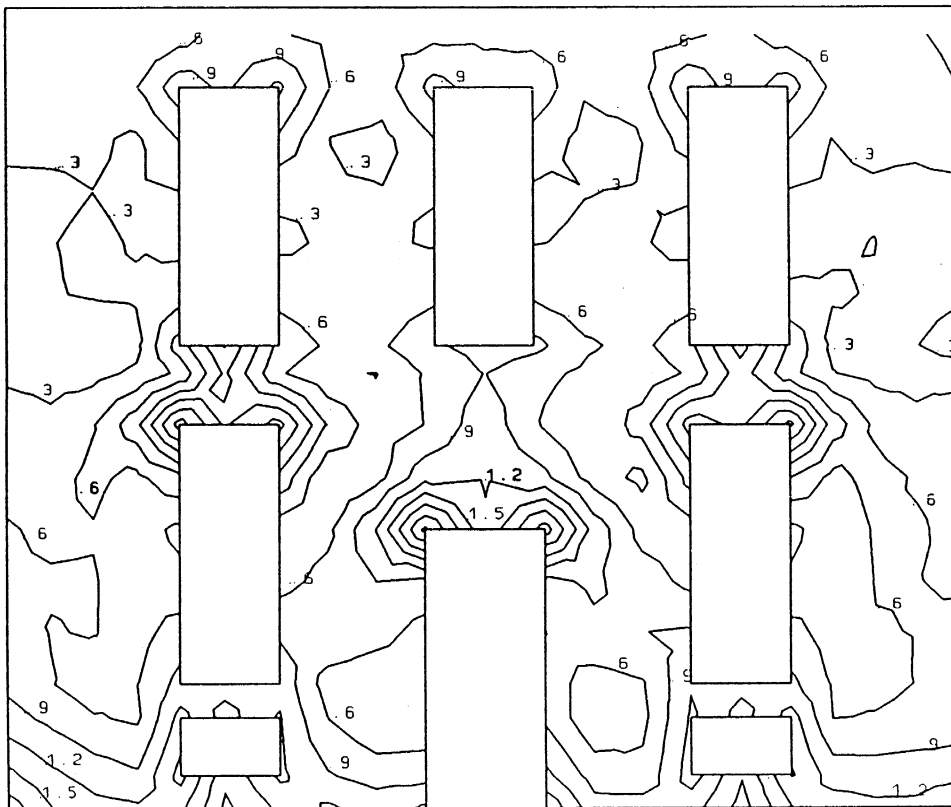


Fig. 6.15.3(b) **Building III, Wall W2**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

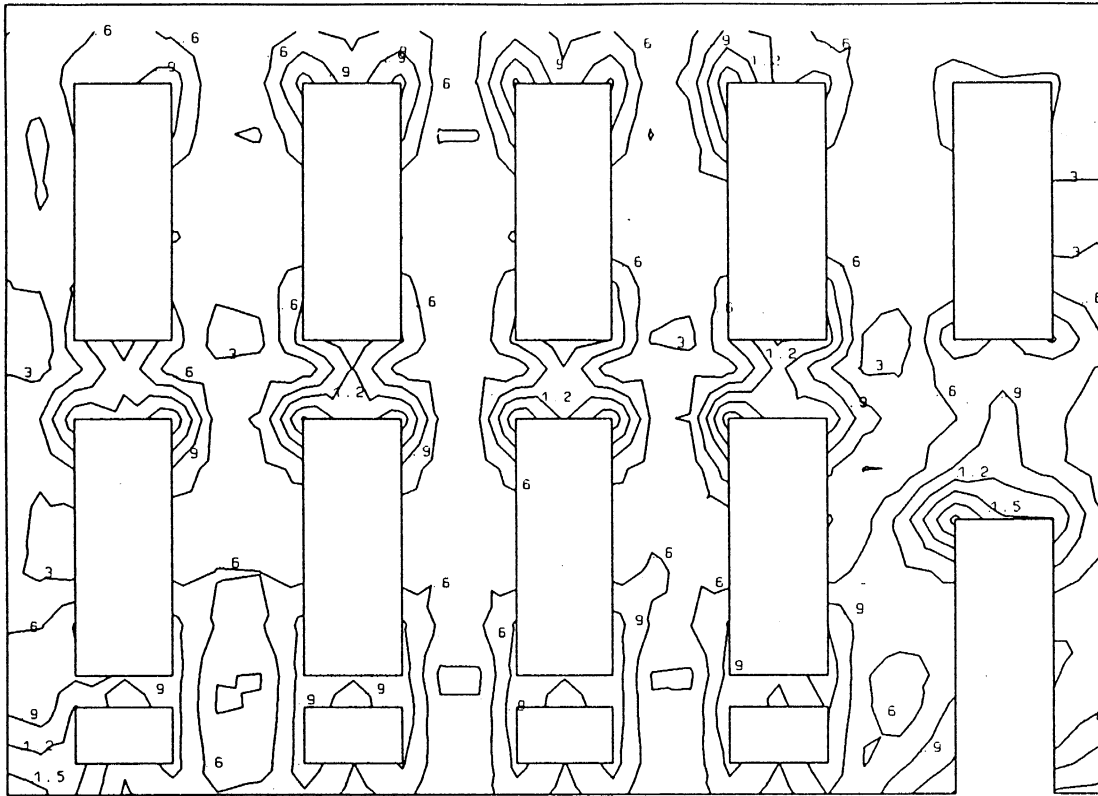


Fig. 6.15.3(c) **Building III, Wall W3**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

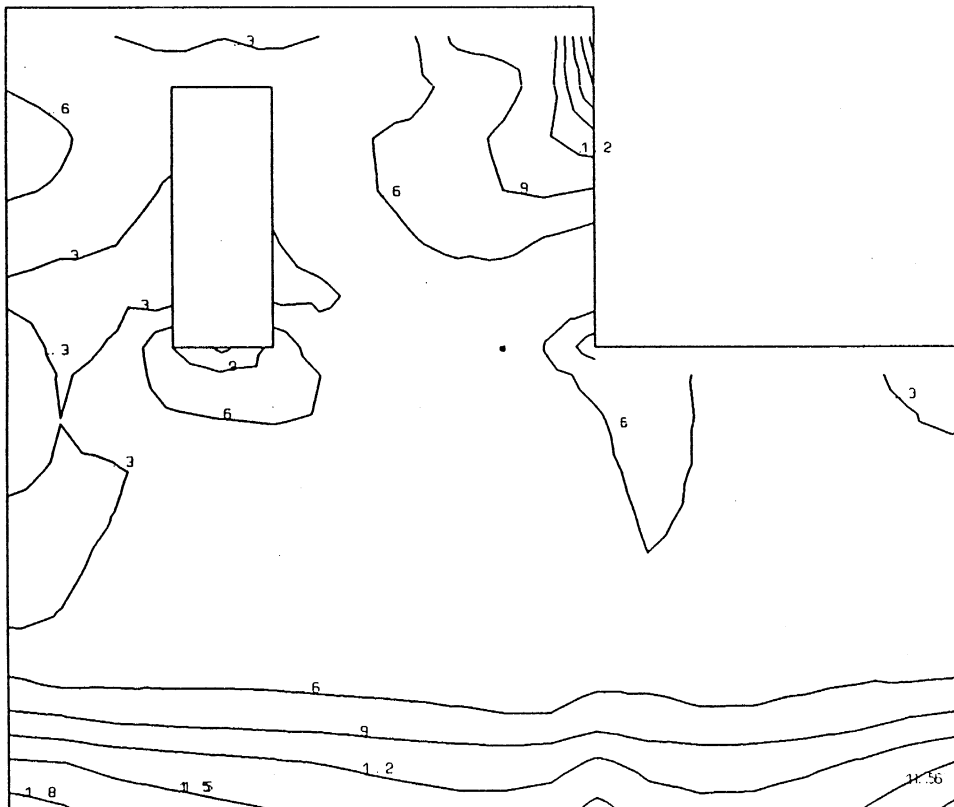


Fig. 6.15.3(d) **Building III, Wall W4**
Equivalent Stress contours, independent of seismic action direction

Πίνακας 6.1 Μέση τιμή του λόγου της ισοδύναμης τάσης σ^* στο ενισχυμένο κτίριο προς αυτή στο μη ενισχυμένο

Ενισχυτική Επέμβαση		Τοίχοι Παράλληλοι στο σεισμό			Τοίχοι Κάθετοι στο σεισμό			Όλοι οι Τοίχοι		
		Ισογ.	Οροφ.	Κτίρ.	Ισογ.	Οροφ.	Κτίρ.	Ισογ.	Οροφ.	Κτίρ.
Οριζόντια Διαζώματα Ο.Σ.	παντού	0.92	0.76	0.82	0.76	0.56	0.73	0.97	0.61	0.77
	κρ. περ.	0.86	0.60	0.72	0.51	0.52	0.57	0.77	0.57	0.68
Πατώματα Ο.Σ.	παντού	0.74	0.78	0.79	0.66	0.86	0.77	0.70	0.82	0.76
	κρ. περ.	0.59	0.67	0.63	0.42	0.73	0.70	0.59	0.72	0.67
Κατακόρυφες Ζώνες Ο.Σ.	παντού	1.27	1.12	1.22	0.94	0.89	0.93	1.18	0.97	1.07
	κρ. περ.	1.06	1.03	1.05	0.87	0.84	0.84	0.93	0.94	0.96
Αμφίπλευροι Μανδύες	παντού	0.87	0.57	0.76	0.46	0.29	0.39	0.74	0.39	0.58
	κρ. περ.	0.57	0.38	0.46	0.23	0.26	0.25	0.49	0.32	0.40
Μονόπλευροι Μανδύες	παντού	1.02	0.78	0.95	0.76	0.59	0.65	0.93	0.66	0.81
	κρ. περ.	0.79	0.68	0.74	0.60	0.57	0.58	0.74	0.65	0.68
Οριζόντια Προένταση 0.1 fm	παντού	0.83	0.81	0.85	0.88	0.86	0.86	0.89	0.87	0.91
	κρ. περ.	0.79	0.70	0.75	0.74	0.75	0.80	0.81	0.79	0.83
Οριζόντια Προένταση 0.2 fm	παντού	0.86	0.88	0.91	0.95	0.86	0.96	0.91	0.82	0.91
	κρ. περ.	0.68	0.58	0.66	0.64	0.63	0.71	0.72	0.66	0.75
Κατακόρυφη Προένταση 0.1 fm	παντού	0.93	0.91	0.89	1.06	0.83	0.90	0.89	0.83	0.83
	κρ. περ.	0.86	0.92	0.88	0.89	0.88	0.85	0.87	0.89	0.84
Κατακόρυφη Προένταση 0.2 fm	παντού	1.01	1.03	0.98	1.25	0.85	0.97	0.92	0.83	0.83
	κρ. περ.	0.81	0.93	0.85	0.89	0.86	0.79	0.88	0.87	0.80
Πατώματα Ο.Σ. + Διαζ. στέψη	παντού	0.75	0.74	0.78	0.63	0.52	0.62	0.69	0.57	0.66
	κρ. περ.	0.65	0.69	0.59	0.30	0.49	0.45	0.56	0.50	0.55
Κατ. Ζώνες + Διαζ. στέψη	παντού	1.24	1.01	1.16	0.86	0.62	0.79	1.13	0.78	0.98
	κρ. περ.	1.01	0.83	0.93	0.73	0.55	0.62	0.94	0.70	0.81
Κατακ. Προεν. + Οριζ. Διαζ. στέψη	παντού	0.90	0.71	0.80	1.00	0.52	0.75	0.84	0.53	0.68
	κρ. περ.	0.81	0.59	0.68	0.77	0.49	0.54	0.79	0.53	0.63

Πιν. 6.1 (Συνέχεια)

Οριζ.+ Κατακ. Προένταση 0.1 fw	παντού	0.72	0.66	0.69	0.87	0.65	0.74	0.73	0.67	0.69
	κρ. περ.	0.60	0.60	0.61	0.58	0.61	0.59	0.65	0.65	0.65
Οριζ.+ Κατακ. Προένταση 0.2 fw	παντού	0.74	0.53	0.71	1.00	0.59	0.77	0.69	0.55	0.61
	κρ. περ.	0.46	0.44	0.50	0.42	0.43	0.42	0.47	0.46	0.47
Πατώματα Ο.Σ. + Οριζ. + Κατ Διαζώματα	παντού	0.93	0.86	0.91	0.57	0.53	0.58	0.89	0.61	0.75
	κρ. περ.	0.76	0.63	0.68	0.31	0.45	0.41	0.62	0.54	0.58
Αμφ. Μανδύες + Πατώματα + Οριζ. Διαζ.	παντού	0.82	0.54	0.71	0.38	0.17	0.30	0.71	0.33	0.54
	κρ. περ.	0.50	0.28	0.39	0.12	0.15	0.15	0.42	0.24	0.32
Μον. Μανδύες + Πατώματα + Οριζ. Διαζ.	παντού	0.99	0.72	0.89	0.54	0.30	0.52	0.88	0.46	0.71
	κρ. περ.	0.70	0.40	0.54	0.21	0.29	0.32	0.59	0.36	0.49

Πίνακας 6.2 Σημειακή εκτίμηση 90% του λόγου της ισοδύναμης τάσης σ^* στο ενισχυμένο κτίριο προς αυτή στο μη ενισχυμένο

Ενισχυτική Επέμβαση		Τοίχοι Παράλληλοι στο σεισμό			Τοίχοι Κάθετοι στο σεισμό			Όλοι οι Τοίχοι		
		Ισογ.	Οροφ.	Κτίρ.	Ισογ.	Οροφ.	Κτίρ.	Ισογ.	Οροφ.	Κτίρ.
Οριζόντια Διαζώματα Ο.Σ.	παντού	0.19	0.12	0.02	0.19	0.05	0.14	0.44	0.00	0.12
	κρ. περ.	0.07	0.14	0.09	0.12	0.10	0.07	0.22	0.08	0.12
Πατώματα Ο.Σ.	παντού	0.22	0.17	0.13	0.17	0.19	0.09	0.15	0.17	0.05
	κρ. περ.	0.24	0.24	0.07	0.24	0.20	0.25	0.15	0.29	0.17
Κατακόρυφες Ζώνες Ο.Σ.	παντού	0.13	0.18	0.03	0.05	0.03	0.03	0.21	0.05	0.11
	κρ. περ.	0.12	0.05	0.08	0.05	0.02	0.03	0.17	0.03	0.07
Αμφίπλευροι Μανδύες	παντού	0.05	0.15	0.08	0.08	0.12	0.01	0.24	0.02	0.08
	κρ. περ.	0.12	0.07	0.06	0.07	0.12	0.05	0.15	0.02	0.05
Μονόπλευροι Μανδύες	παντού	0.00	0.07	0.03	0.08	0.05	0.03	0.20	0.07	0.08
	κρ. περ.	0.10	0.07	0.07	0.03	0.08	0.06	0.12	0.08	0.05
Οριζόντια Προένταση 0.1 fm	παντού	0.01	0.08	0.04	0.11	0.05	0.17	0.03	0.04	0.03
	κρ. περ.	0.03	0.03	0.05	0.11	0.04	0.04	0.04	0.04	0.02
Οριζόντια Προένταση 0.2 fm	παντού	0.11	0.30	0.19	0.12	0.10	0.15	0.03	0.09	0.05
	κρ. περ.	0.08	0.02	0.06	0.16	0.07	0.06	0.09	0.06	0.05
Κατακόρυφη Προένταση 0.1 fm	παντού	0.14	0.11	0.10	0.11	0.04	0.05	0.04	0.05	0.01
	κρ. περ.	0.04	0.04	0.04	0.08	0.04	0.06	0.05	0.04	0.03
Κατακόρυφη Προένταση 0.2 fm	παντού	0.26	0.27	0.23	0.19	0.03	0.08	0.06	0.06	0.02
	κρ. περ.	0.05	0.03	0.05	0.10	0.06	0.05	0.14	0.06	0.04
Πατώματα Ο.Σ. + Διαζ. στέψη	παντού	0.15	0.30	0.15	0.20	0.20	0.16	0.08	0.19	0.05
	κρ. περ.	0.14	0.37	0.09	0.25	0.25	0.25	0.12	0.27	0.17
Κατ. Ζώνες + Διαζ. στέψη	παντού	0.20	0.21	0.00	0.03	0.14	0.06	0.32	0.04	0.14
	κρ. περ.	0.20	0.15	0.16	0.07	0.03	0.02	0.21	0.07	0.13
Κατακ. Προεν. + Οριζ. Διάζ. στέψη	παντού	0.07	0.24	0.13	0.18	0.04	0.07	0.05	0.03	0.02
	κρ. περ.	0.07	0.05	0.07	0.10	0.04	0.03	0.09	0.05	0.03

Πιν. 6.2 (Συνέχεια)

Οριζ.+ Κατακ. Προένταση 0.1 fw	παντού	0.11	0.17	0.13	0.05	0.01	0.02	0.06	0.01	0.04
	κρ. περ.	0.08	0.03	0.02	0.12	0.00	0.03	0.04	0.00	0.02
Οριζ.+ Κατακ. Προένταση 0.2 fw	παντού	0.26	0.12	0.30	0.13	0.07	0.03	0.10	0.06	0.09
	κρ. περ.	0.03	0.03	0.16	0.13	0.01	0.04	0.06	0.03	0.04
Πατώματα Ο.Σ. + Οριζ. + Κατ Διαζώματα	παντού	0.17	0.25	0.05	0.11	0.10	0.06	0.19	0.14	0.09
	κρ. περ.	0.24	0.21	0.06	0.17	0.14	0.15	0.16	0.17	0.14
Αμφ. Μανδύες + Πατώματα + Οριζ. Διαζ.	παντού	0.22	0.25	0.16	0.10	0.02	0.02	0.18	0.04	0.07
	κρ. περ.	0.08	0.07	0.00	0.05	0.04	0.04	0.12	0.05	0.05
Μον. Μανδύες + Πατώματα + Οριζ. Διαζ.	παντού	0.35	0.39	0.29	0.07	0.13	0.08	0.18	0.08	0.07
	κρ. περ.	0.12	0.09	0.02	0.16	0.12	0.14	0.13	0.11	0.06

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στο παρόν Μέρος Α της έρευνας που αφορά τα κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία, επιβεβαιώθηκε, με χρήση πιο προχωρημένων κριτηρίων αστοχίας της τοιχοποιίας υπο πολυαξονική ένταση, η μεγάλη τρωτότητα των τοίχων κτιρίων από λιθοδομή με ξύλινα πατώματα σε κάμψη και ανατροπή εκτός του επιπέδου τους και κυρίως στο 2ο όροφο. Επίσης διαπιστώθηκε, πάλι με πιο προχωρημένα κριτήρια αστοχίας από παλαιότερες εργασίες, η δυνατότητα της γραμμικής ελαστικής - ισοδύναμης στατικής ανάλυσης με Πεπερασμένα Στοιχεία για τη πρόβλεψη της θέσεως και του τύπου των σεισμικών βλαβών σε κτίρια του ανωτέρου τύπου. Εξετάσθηκαν διάφορες μέθοδοι ανάλυσης, απλούστερες αυτής των Πεπερασμένων Στοιχείων, με εναλλακτικούς μάλιστα τρόπους προσομοίωσης, και βρέθηκε ότι ναι μεν αδυνατούν να προβλέψουν την πραγματική κατανομή τάσεων και βλαβών στους τοίχους, επαρκούν όμως για τη συντηρητική πρόβλεψη της δυσμενέστερης από απόψεως αστοχίας πολυαξονικής έντασης σ' οποιοδήποτε σημείο του κτιρίου και για οποιαδήποτε διεύθυνση της σεισμικής δράσης, καθώς και της μέσης τάσης σ' όλο το κτίριο. Ιδιαίτερα επιτυχής είναι από την άποψη αυτή, η απλή και συνήθης στην πράξη Μέθοδος των Πεσσών κατά Κοσμόπουλο, πάρα το γεγονός ότι δίνει τις τάσεις μόνο στους πεσσούς και μάλιστα τους παράλληλους στη διεύθυνση του σεισμού. Δεδομένου ότι η τοιχοποιία έχει σταθερό πάχος και αντοχή παντού, το συμπέρασμα αυτό για τη προσέγγιση του μεγέθους της μέγιστης τάσης είναι πρακτικά πολύ χρήσιμο.

Τα κτίρια από οπτοπλινθοδομή, με πατώματα και στέγη από πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος, διαπιστώθηκε ότι έχουν πολύ διαφορετική και πολύ καλλίτερη σεισμική συμπεριφορά από αυτά από φέρουσα τοιχοποιία. Η δυναμική τους απόκριση κυριαρχείται από τις παράλληλες μεταθέσεις των πατωμάτων και την εντός του επιπέδου ένταση των τοίχων χωρίς κάμψη, και χαρακτηρίζεται από πολύ χαμηλές ιδιοπεριόδους που οδηγούν σε ελάχιστη δυναμική μεγέθυνση της εδαφικής κίνησης. Αφού ληφθεί υπόψη η επιρροή της μικρότερης συνολικής μάζας και της μεγαλύτερης αντοχής της οπτοπλινθοδομής από την αργολιθοδομή, και πάλι η σεισμική συμπεριφορά των κτιρίων αυτών προκύπτει πολύ καλλίτερη από αυτήν των κτιρίων από λιθοδομή. Πάντως η ύπαρξη των αρμών και η ανισοτροπία του υλικού εμφανίζονται τελικά σαν μειονέκτημα της οπτοπλινθοδομής. Εντούτοις η στάθμη της σεισμικής έντασης σε κτίριο από οπτοπλινθοδομή με πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος εμφανίζεται τόσο χαμηλή, που ενθαρρύνεται ανεπιφύλακτα η κατασκευή τέτοιων κτιρίων σε

7.2

σεισμικές περιοχές, ακόμα και χωρίς κανένα υπολογισμό, αρκεί η ποιότητα δόμησης της οπτοπλινθοδομής να είναι μετρίως ικανοποιητική.

Όσον αφορά τις ενισχύσεις κτιρίων από λιθοδομή διαπιστώθηκε ότι επεμβάσεις που τείνουν να περιορίσουν ή να αναλάβουν τις οριζόντιες εφελκυστικές τάσεις στους τοίχους λόγω της εκτός του επιπέδου κάμψης τους, όπως η κατασκευή πατωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα και διαζώματος στην κορυφή των τοίχων, ή η περίσφυξη με (κυρίως οριζόντιους) τένοντες, είναι εξαιρετικά αποτελεσματικές σε σύγκριση με κλασικότερες μεθόδους, όπως η κατασκευή μονόπλευρων μανδυνών.