

87
701

Τ. Ε. Ι Π Ε Ι Ρ Α Ι Α

ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ

ΜΑΘΗΜΑ : ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ : ΕΥΑΓΓΕΛΛΟΣ ΣΑΜΠΡΑΚΟΣ
Πολιτικός Μηχανικός

ΤΙΤΛΟΣ

" ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ
ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΦΕΡΟΥΣΑΣ
ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΚΑΙ Ο ΡΟΛΟΣ
ΤΟΥ ΠΑΧΟΥΣ ΑΥΤΗΣ "

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΤΩΝ ΣΠΟΥΔΑΣΤΩΝ

ΑΓΓΕΛΟΠΟΥΔΟΥ ΤΙΜΟΔΕΩΝ

ΚΑΦΡΙΤΣΑ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗ

ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ
ΤΕΙ ΠΕΙΡΑΙΑ

ΑΘΗΝΑ 1994

Π Ε Ρ Ι Ε Χ Ο Μ Ε Ν Α

ΠΡΟΛΟΓΟΣ	7
ΕΙΣΑΓΩΓΗ	8
Μ Ε Ρ Ο Σ Α	
1. ΣΕΙΣΜΟΣ - ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΣΕΙΣΜΟΥ	11
1.1 Γενικά	11
1.2 Το φαινόμενο του σεισμού	12
1.3 Αποτίμηση των σεισμών	17
1.4 Η σεισμική δράση επάνω στις κατασκευές	26
2. ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ - ΚΤΙΡΙΩΝ	33
2.1 Εισαγωγή	33
2.2 Τοπικές γεωλογικές και εδαφικές συνθήκες	34
2.3 Προβλήματα μόρφωσης του σκελετού από οπλισμένο σκυρόδεμα	42
2.4 Κτίρια με φέροντα οργανισμό από τοιχοποιία	44
2.5 Ενίσχυση της αντίστασης σε σεισμό σε μικρές κατοικίες	46
2.6 Ποια είναι η συμβολή της τοιχοποιίας στην ανάλυση σεισμικών φορτίων και στην απορρόφηση σημαντικού ποσού ενέργειας σε κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος	48
3. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ [Επιπτώσεις των σεισμών]	49
3.1 Επιπτώσεις των σεισμικών καταστροφών	49
3.2 Το κόστος της αντισεισμικότητας	51

Μ Ε Ρ Ο Σ Β

Κ Ε Φ Α Λ Α Ι Ο Ι

1. ΓΕΝΙΚΑ ΠΕΡΙ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΩΝ	55
2. ΛΙΘΟΔΟΜΕΣ ΑΠΟ ΦΥΣΙΚΟΥΣ ΛΙΘΟΥΣ	58
2α. Είδη φυτικών λίθων	59
2β. Κονιάματα των λιθοδομών	60
2γ. Είδη κονιαμάτων λιθοδομών	61
2δ. Αναλογίες κονιαμάτων λιθοδομών	62
2ε. Κανόνες δομήσεως της φέρουσας τοιχοποιίας	62
3. ΤΕΧΝΗΤΟΙ ΛΙΘΟΙ	66
3α. Είδη λιθοδομών από τεχνητούς λίθους	66
3β. Οπτοπλινθοδομές	67
3γ. Λιθοδομές από τσιμεντόλιθο	68
3δ. Λιθοδομές από ελαφρούς τεχνητούς λίθους	68
3ε. Μικτή τοιχοποιία	68

Κ Ε Φ Α Λ Α Ι Ο ΙΙ

1. ΑΡΧΕΣ ΜΟΡΦΩΣΗΣ ΤΟΥ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	70
2. ΑΡΧΕΣ ΜΟΡΦΩΣΗΣ ΤΟΥ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ	71

Κ Ε Φ Α Λ Α Ι Ο ΙΙΙ

3. ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	87
3.1 θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας	87

Κ Ε Φ Α Λ Α Ι Ο ΙV

4. ΘΛΙΠΤΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ	95
----------------------------------	----

Κ Ε Φ Α Λ Α Ι Ο V

5. ΛΥΓΙΣΜΟΣ ΥΠΟ ΕΚΚΕΝΤΡΗ ΘΛΙΨΗ	97
--------------------------------------	----

5.1 Διαγράμματα εσωτερικών ροπών καμπυλοτήτων	97
Κ Ε Φ Α Λ Α Ι Ο VI	
6. ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ	101
6.1 Γενικά	101
6.2 Τιμές εφελκυστικής αντοχής	102
Κ Ε Φ Α Λ Α Ι Ο VII	
7. ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ ΜΕ ΚΟΥΦΩΜΑΤΑ (ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ)	104
7.1 Γενικά	104
7.2 Ζώνες λειτουργίας τοιχωμάτων από τοιχοποιία	104
7.3 Επίδραση των ανοιγμάτων στην ακαμψία των τοίχων	106
7.4 Επίδραση των ανοιγμάτων στο πάχος και στον δείκτη αντιστάσεως των τοιχωμάτων	107
7.5 Στοιχεία υπολογισμού	108
Κ Ε Φ Α Λ Α Ι Ο VIII	
8. ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΠΟ ΘΛΙΨΗ	109
8.1 Εισαγωγή	109
Κ Ε Φ Α Λ Α Ι Ο IX	
9. ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	112
Κ Ε Φ Α Λ Α Ι Ο X	
10. ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΤΟΙΧΕΣ ΑΝΑΛΥΤΙΚΕΣ ΣΧΕΣΕΙΣ	113
10.1 Διατμητική ολίσθηση περί το μέσον του τοίχου	113
10.2 Θραύση λιθοσώματος περί το μέσον του τοίχου	114
10.3 Τοπική θλιπτική θραύση στην κάτω γωνία	115

Κ Ε Φ Α Λ Α Ι Ο Χ Ι

11. ΡΩΓΜΕΣ ΣΤΙΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΕΣ	116
- Φυσική εξήγηση του μηχανισμού των ρωγμών στις τοιχοποιίες	117
- Βασικές ιδιότητες των υλικών που χρησιμοποιούνται στις τοιχοποιίες	118
- Ρωγμές στα αφόρτιστα και ακατέργαστα υλικά	120
- Ρωγμές εξαιτίας μηχανικών φορτίσεων	121
- Οι ρωγμές ως επακόλουθα εσωτερικών επιδράσεων	123
- Συμπεράσματα για τις ρωγμές στα δομικά υλικά και τις τοιχοποιίες	127
Β Ι Β Λ Ι Ο Γ Ρ Α Φ Ι Α	129

Αντισεισμική συμπεριφορά φέρουσας τοιχοποιίας
και ο ρόλος του πάχους αυτής.

ΣΥΓΚΕΛΕΤΟ

Θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε από τη θέση αυτή τον καθηγητή μας κύριο Ε. Σαμπράκο που δέχτηκε να συνεργαστεί μαζί μας για την διεκπεραίωση αυτής της εργασίας καθώς επίσης και την επιτροπή που δέχτηκε να την αξιολογήσει.

Αθήνα 1994

Με σεβασμό και εκτίμηση

ΚΑΦΡΙΤΣΑΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

ΑΓΓΕΛΟΠΟΥΛΟΣ ΤΙΜΟΛΕΩΝ

Π Ρ Ο Λ Ο Γ Ο Σ

Πρωταρχικός στόχος του αντισεισμικού σχεδιασμού των κτιρίων πρέπει να είναι η ελαχιστοποίηση της απειλής των σεισμών κατά της αρτιμέλειας των ενοίκων των κτιρίων. Ο σχεδιασμός και οι αντισεισμικές κατασκευές πρέπει να γίνονται με λογικό κόστος. Η αντίληψη αυτή αποτελεί και την κυρίαρχη φιλοσοφία των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών. Η πιστή τήρηση των κανονισμών αυτών σε συνδυασμό με την άσκηση της ορθής κρίσης από την πλευρά του μηχανικού μπορούν να εξασφαλίσουν την επιτυχία του προαναφερθέντος στόχου. Ο μηχανικός πρέπει να στοχεύει τόσο κατά τη φάση της μελέτης όσο και της κατασκευής στην ελαχιστοποίηση των αδυναμιών του τεχνικού έργου στην συμπεριφορά του σε περίπτωση σεισμικής καταπόνησης. Έτσι θα πρέπει να τονιστεί ότι ο πρακτικότερος και πιο σίγουρος τρόπος προστασίας από τους σεισμούς σήμερα αλλά και στο μέλλον είναι οι σωστές αντισεισμικές κατασκευές. Μ' αυτές όχι μόνο θα σωθούν ανθρώπινες ζωές αλλά θα μειωθεί στο ελάχιστο τόσο το κόστος για προσωρινούς καταυλισμούς όσο και το κόστος της ανασυγκρότησης. Για να πετύχουν αυτά προϋπόθεση είναι η συνειδητοποίηση του σεισμικού προβλήματος απ' όλους τους μηχανικούς, εργολάβους και παραγωγούς δομικών υλικών της χώρας. Κι' αυτό πρέπει να γίνεται όχι μόνο απ' όσους βρίσκονται σε πόλεις που πρόσφατα έχουν υποστεί σεισμό κι έχουν νωπές εντυπώσεις αλλά απ' όλους τους τεχνικούς της χώρας.

Ε Ι Σ Α Γ Ω Γ Η

1. Η τοιχοποιία είναι από τα "αρχαιότερα" δομικά στοιχεία εντούτοις οι γνώσεις μας για την συμπεριφορά κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία είναι περιορισμένες.

Εξάλλου, πολλά από τα παλιά κτίρια από τοιχοποιία υπέστησαν σοβαρές βλάβες ή και κατάρρευσαν κατά την διάρκεια σεισμών, με αποτέλεσμα να διμιουργηθεί η εσφαλμένη εντύπωση της ακαταλληλότητας της τοιχοποιίας ως δομικής μεθόδου.

Μια προσεκτικότερη όμως εξέταση του ζητήματος τα τελευταία χρόνια έδειξε ότι η ακαταλληλότητα αυτή προήλθε και από άλλους λόγους, όπως:

- η κακή ποιότητα των υλικών
- η κακή ποιότητα του κτισίματος
- η κακή σύλληψη του συνόλου κι η έλλειψη σχεδιασμού
- η απουσία συντηρήσεως των κτιρίων από τοιχοποιία
- η προσθήκη καθ' ύψος η κατ' επέκταση (από φέρουσα τοιχοποιία ή από ωπλισμένο σκυρόδεμα), χωρίς στοιχειώδη μελέτη, με αποτέλεσμα την μεταβολή του στατικού σχήματος της κατασκευής.

Εαν εξετάσουμε τα κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία που κατασκευάστηκαν στην Κόρινθο μετά το σεισμό του 1928, και στα νησιά του Ιονίου και στη Μαγνησία μετά τους σεισμούς του 1950, θα δούμε ότι παρουσίασαν ικανοποιητική συμπεριφορά.

Η παρακάτω εργασία είναι χωρισμένη σε δύο κομμάτια με τα εξής θέματα:

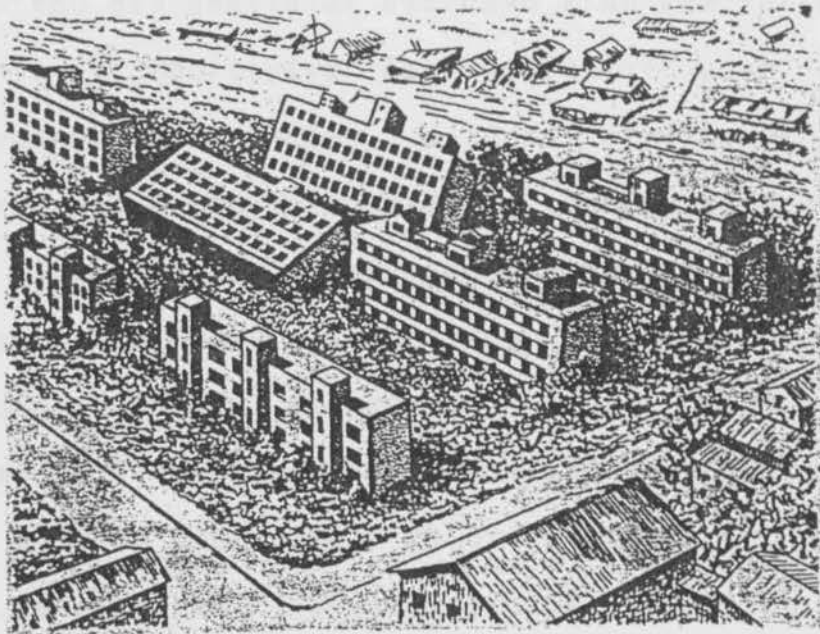
- 1/ Σεισμός - φαινόμενο σεισμού, μορφολογία εδάφους - κτιρίων, συμπεράσματα

2/ Τοιχοποιία, τρόπος κατασκευής της, υπολογισμοί, αντιμετώπιση ρωγμών, συμπεράσματα.

Στο πρώτο κεφάλαιο κάναμε μια αρκετά ικανοποιητική προσέγγιση του φαινομένου του σεισμού και της επίδρασης του πάνω στις κατασκευές. Το κεφάλαιο είναι αρκετά μεγάλο γιατί κατα τη γνώμη μας είναι σημαντικό να γνωρίζουμε το φαινόμενο αυτό σε βάθος μια και είναι το καταστροφικότερο για τις κατασκευές μας. Αναφέρεται και σε περιπτώσεις όπου ο φέροντας οργανισμός είναι από ωπλισμένο σκυρόδεμα θα ήταν λάθος να παραλήψουμε την αναφορά αυτή στο σκυρόδεμα παρ' όλο που το θέμα της εργασίας είναι η τοιχοποιία και ο λόγος που το κάναμε αυτό είναι ότι σήμερα οι περισσότερες κατασκευές είναι από σκυρόδεμα ενώ αντίθετα η τοιχοποιία αρχίζει να σβήνει από τον ορίζοντα των μελετών. Στο δεύτερο κεφάλαιο αναφερόμαστε στην τοιχοποιία και ειδικά όταν αυτή αποτελεί φέροντα οργανισμό.

ΜΕΡΟΣ Α

1. ΣΕΙΣΜΟΣ - ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΣΕΙΣΜΟΥ



1.1 Γενικά

Η σεισμική δράση επάνω στις κατασκευές εξαρτάται από ένα μεγάλο αριθμό παραγόντων που αποτελούν αντικείμενο πολλών περιοχών της επιστήμης. Οι παράγοντες αυτοί θα μπορούσαν να καταταγούν σε τρεις κατηγορίες : η πρώτη περιλαμβάνει τα καθαρά σεισμολογικά δεδομένα - μέγεθος σεισμού, εστία, μηχανισμός γενέσεως, κ.λ.π. - και αποτελεί αντικείμενο των σεισμολόγων η δεύτερη περιλαμβάνει τα γεωλογικά, τα γεωτεκτονικά, τοπογραφικά και μηχανικά χαρακτηριστικά του μέσου που διασχίζουν τα σεισμικά κύματα από την εστία μέχρι τις κατασκευές και αφορά τους Γεωλόγους και τους Εδαφομηχανικούς η τρίτη, τέλος, κατηγορία αναφέρεται στη δομή και στη σεισμική απόκριση της ίδιας της κατασκευής και αποτελεί αντικείμενο του Πολιτικού Μηχανικού των κατασκευών.

Είναι φανερό ότι η έκταση και η πλοκιλία των παραπάνω

παραγόντων δίνουν στη σεισμική δράση έναν εντελώς ειδικό χαρακτήρα, που δεν απαντάται στα άλλα είδη εξωτερικών δράσεων. Η ιδιαιτερότητα εν προκειμένω δεν οφείλεται μόνο στην εμπλοκή πολλών επιστημονικών κλάδων, αλλά και στην ανάγκη εξοικειώσεως του Μηχανικού με ιδιάζοντα προβλήματα που δεν θέτουν οι συνήθεις εξωτερικές δράσεις των κατασκευών, ακόμη και εκείνες που έχουν δυναμικό χαρακτήρα, όπως π.χ. η ανεμοπίεση.

Για τους παραπάνω λόγους στο παρόν πρώτο κεφάλαιο θα αναφερθούμε στα γενικά χαρακτηριστικά γνωρίσματα των σεισμών, στον τρόπο δράσεώς τους επάνω στις κατασκευές, καθώς και στη σεισμική συμπεριφορά των τελευταίων. Η σεισμική δράση θα εκφρασθεί περαιτέρω ποσοτικά με τη βοήθεια των φασμάτων αποκρίσεως και, τέλος, θα επιχειρηθεί η ανάλυση και η οριοθέτηση της έννοιας των ανυσεισμικών κατασκευών και της αντισεισμικής προστασίας.

1.2 Το φαινόμενο του σεισμού

Είναι γνωστό από γεωφυσικές και γεωλογικές μελέτες ότι η Γη αποτελείται από τον πυρήνα, το μανδύα και τον εξωτερικό φλοιό



Σχ. 1. Τομή της γήινης σφαίρας.

(σχ. 1). Ο φλοιός και το επάνω μέρος του μανδύα συντίθεται από σκληρότερα πετρώματα με συνολικό πάχος 80 km περίπου και αποτελεί τη λεγόμενη λιθόσφαιρα, κάτω από την οποία βρίσκεται ένα παχύρρευστο στρώμα υλικού που αποτελεί την ασθενόσφαιρα. Η λιθόσφαιρα δεν είναι ενιαία, αλλά

διαχωρίζεται σε μερικότερα τμήματα από δυο συστήματα ζωνών διαρρήξεως: το ηπειρωτικό σύστημα και το σύστημα των μεσοωκεάνειων ράχων. Τα τμήματα αυτά της λιθόσφαιρας λέγονται λιθοσφαιρικές πλάκες.

Η γένεση των σεισμών αποδίδεται στις σχετικές κινήσεις και συγκρούσεις των λιθοσφαιρικών πλακών. Οι κινήσεις αυτές οφείλονται σε εφαπτομενικές πιέσεις που ασκούν στους πυθμένες των πλακών τα ρεύματα μεταφοράς του υλικού του μανδύα, λόγω των ποικίλων φυσικών διεργασιών που γίνονται στο εσωτερικό του. Έτσι, ανάλογα με την κατεύθυνση των ρευμάτων, οι λιθοσφαιρικές πλάκες μπορεί να συγκλίνουν (στις ωκεάνειες τάφρους), να αποκλίνουν (στις μεσοωκεάνειες ράχες), ή τέλος, να βυθίζεται πλάγια η μία κάτω από την άλλη και φθάνει σε βάθος 700 km μέσα στο μανδύα, όπου τελικά διαλύεται.

Με την παραπάνω θεωρία των λιθοσφαιρικών πλακών, που γίνεται σήμερα αποδεκτή από τους Σεισμολόγους, ερμηνεύεται πλήρως η γένεση των τεκτονικών σεισμών, οι οποίοι αποτελούν και το σύνολο σχεδόν των σεισμών [1],[2]. Ένας μικρός αριθμός άλλων σεισμών, οι λεγόμενοι ηφαιστειογενείς σεισμοί και οι σεισμοί εγκατακρημνίσεως, οφείλονται σε ειδικότερα αίτια.

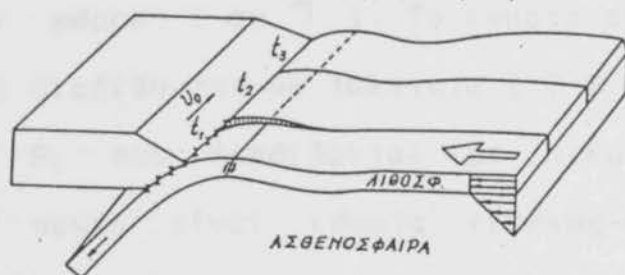
Στο σχ. φαίνεται, μεταξύ άλλων η περίπτωση των πλακών που αποκλίνουν εκατέρωθεν της μεσοωκεάνειας ράχης, όπου αναδύεται θερμικό υλικό από το μανδύα και στη συνέχεια ψύχεται και δημιουργεί τις πλάκες αντίθετα, στα απέναντι σύνορα των πλακών αυτών (ηπειρωτικό σύστημα διαρρήξεως) έχουμε σύγκλιση των λιθοσφαιρικών πλακών και ειδικότερα διολίση της πυκνότερης ωκεάνειας πλάκας κάτω από την ηπειρωτική και καταβύθισή της στο εσωτερικό του μανδύα.



Σχ. 2. Η κίνηση των λιθосφαιρικών πλακών, από [2].

Η προηγούμενες σχετικές κινήσεις των πλακών συνεπάγονται την προοδευτική αύξηση των τάσεων και παραμορφώσεων στις περιοχές επαφής τους και την αποθήκευση μεγάλων ποσοτήτων ενέργειας παραμορφώσεως. Έτσι, όταν οι αναπτυσσόμενες τάσεις υπερβούν την αντοχή των πετρωμάτων, επέρχεται απότομη θραύση και δημιουργία του πρώτου σεισμικού ρήγματος. Η ενέργεια που απελευθερώνεται θέτει σε παλμική κίνηση τα εκατέρωθεν του ρήγματος πετρώματα, που διαδίδεται στην συνέχεια στο χώρο με τη μορφή σεισμικών κυμάτων.

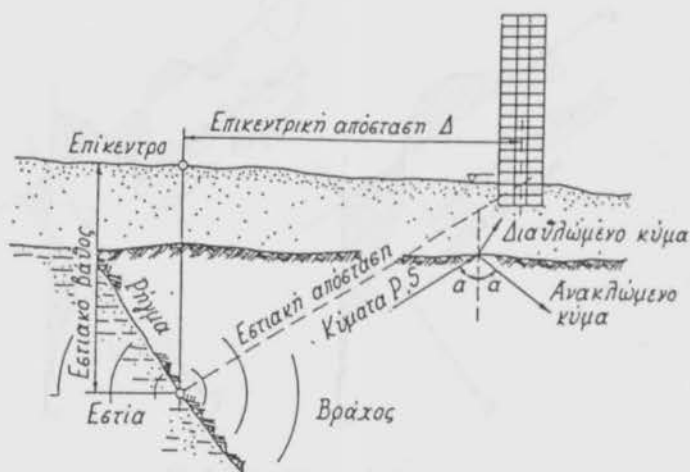
Ο μηχανισμός θραύσεως των πετρωμάτων εμφανίζει μεγάλη ποικιλία μορφών και δεν είναι εύκολο προς το παρόν να περιγραφεί με ακρίβεια και πληρότητα. Στο σχ. 3 φαίνεται το μοντέλο του Anderson, με το οποίο ερμηνεύεται η κατεύθυνση και η ταχύτητα διαδόσεως των τάσεων στο ρήγμα σε διαδοχικούς σεισμούς. Η υπόψη κατεύθυνση έχει ιδιαίτερη σημασία, γιατί έχει παρατηρηθεί ότι συμπίπτει με αύξηση των προκαλουμένων βλαβών.



Σχ. 3. Το μοντέλο του Anderson, από [2].

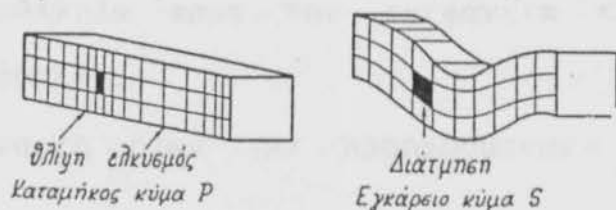
Η περιοχή ενάρξεως της ρήξεως - που στη συνέχεια

επεκτείνεται — λέγεται εστία του σεισμού ή υπόκεντρο, ενώ το μικροσεισμικό επίκεντρο βρίσκεται στην ίδια κατακόρυφο επάνω στην επιφάνεια της Γης (σχ.). Ανάλογα με το εστιακό βάθος h οι σεισμοί λέγονται επιφανειακοί ($h < 60 \text{ km}$), ενδιάμεσου βάθους ($60 \text{ km} < h < 300 \text{ km}$) και σεισμοί βάθους ($h > 300 \text{ km}$), οι οποίοι δεν γίνονται αισθητοί στην επιφάνεια της Γης. Οι επιφανειακοί σεισμοί εμφανίζονται συνήθως με τη μορφή μιας σεισμικής ακολουθίας, δηλαδή υπάρχουν μικρά σχετικώς χρονικά διαστήματα με



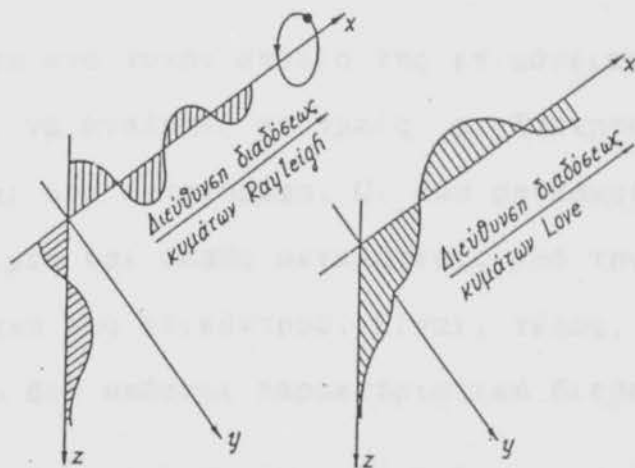
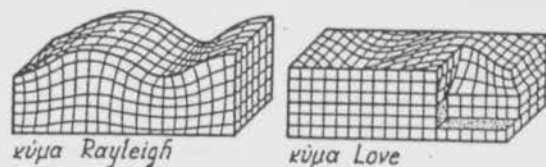
Σχ. 4. Γεωμετρικά στοιχεία σεισμού.

έντονη σεισμική δράση. Ο μεγαλύτερος σεισμός της ακολουθίας λέγεται κύριος σεισμός, οι προηγούμενοι απ' αυτόν σεισμοί λέγονται προσεισμοί και οι επόμενοι μετασεισμοί. Με κέντρο την εστία η ταλάντωση διαδίδεται προς όλες τις κατευθύνσεις με τη μορφή κυμάτων χώρου (σχ. 4). Τα κύματα αυτά διακρίνονται στα επιμήκη P, που διαδίδονται με ταχύτητα ($7-8 \text{ km/sec}$) περίπου και στα εγκάρσια S, που διαδίδονται με μικρότερη ταχύτητα ($4-5 \text{ km/sec}$). Τα πρώτα είναι κύματα πίεσης-ελκυσμού, προκαλούν



Σχ. 5. Τα κύματα χώρου.

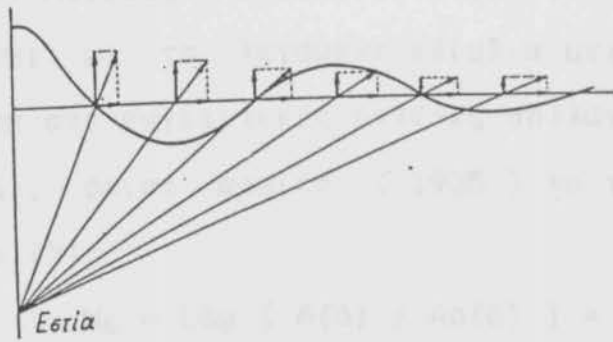
μεταβολή του όγκου και έχουν μικρή περίοδο και μικρό πλάτος ταλαντώσεως τα δεύτερα είναι διατμητικά με πολύ μεγαλύτερη περίοδο και πλάτος ταλαντώσεως, προκαλούν μεταβολή του σχήματος και για το λόγο αυτό δεν διαδίδονται σε ρευστά μέσα.



Σχ. 6. Τα επιφανειακά κύματα.

Στις περιοχές ασυνεχειών των εδαφικών στρωμάτων τα παραπάνω κύματα ανακλώνται και διασπώνται και φεάνοντας στην επιφάνεια της Γης δημιουργούν τα επιφανειακά κύματα (L - κύματα) (σχ. 5). Αυτά διαδίδονται με μικρότερη ταχύτητα από τα χωρικά, έχουν μεγάλο πλάτος ταλαντώσεως και διακρίνονται σε κύματα Rayleigh (R - κύματα) και σε κύματα Love (Q - κύματα). Οπως φαίνεται στο σχ. 6 κατά τη διάδοση των κυμάτων Rayleigh τα υλικά σημεία διαγράφουν κατακόρυφες ελλείψεις, ενώ κατά τη διάδοση των κυμάτων Love (σε στρωματοποιημένο πάντοτε μέσο) τα υλικά σημεία κινούνται παράλληλα προς την επιφάνεια και κάθετα προς την διεύθυνση διαδόσεως.

Από τη σύνθεση όλων των προηγούμενων κυμάνσεων προκύπτει



Σχ. 7. Η οριζόντια και η κατακόρυφη
συνιστώσα της σεισμικής κινήσεως.

τελική κίνηση στο τυχόν σημείο της επιφάνειας (σχ. 7). Η υπόψη κίνηση μπορεί να αναλυθεί σε τρεις ανεξάρτητες συνιστώσες, δύο οριζόντιες και μια κατακόρυφη. Οι δύο οριζόντιες συνιστώσες είναι περίπου ισότιμες και σαφώς μεγαλύτερες από την κατακόρυφη, εκτός από την περιοχή του επικέντρου. Είναι, τέλος, αξιοσημείωτο ότι σε δεδομένη θέση δεν υπάρχει χαρακτηριστική διεύθυνση του σεισμού.

1.3 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΩΝ ΣΕΙΣΜΩΝ

Για τη "μέτρηση" των σεισμών και των επιπτώσεων τους στον άνθρωπο και τον περιβάλλοντα χώρο χρησιμοποιούνται δύο ποσότητες: το μέγεθος M και η ένταση I του σεισμού. Επίσης για τις εφαρμογές Πολιτικού Μηχανικού ιδιαίτερη σημασία έχουν οι καταγραφές με ειδικά όργανα (επιταχυνσιόμετρα) των εδαφικών κινήσεων στην επιφάνεια της Γης, λόγω ισχυρών σεισμικών δονήσεων (strong ground motion). Με τα όργανα αυτά, που αποτελούν ειδικό τύπο σεισμόμετρου, γίνεται απευθείας μέτρηση της επιταχύνσεως του εδάφους οριζόντια (π.χ. βορράς - νότος, ανατολή - δύση) και κατακόρυφα. Στη συνέχεια, με χρονική ολοκλήρωση, υπολογίζεται η ταχύτητα και η μετατόπιση του εδάφους στο θεωρούμενο σημείο.

α. Μέγεθος. Η ποσοτική σύγκριση διαφόρων σεισμών μεταξύ τους γίνεται με τη λεγόμενη κλίμακα μεγεθών του Richter. Ο Richter, έπειτα από συγκριτικές μελέτες πολλών σεισμών στην Καλιφόρνια των Η.Π.Α., όρισε αρχικά (1935) το τοπικό M_L ενός σεισμού από τη σχέση [2]:

$$M_L = \text{Log} [A(\Delta) / A_0(\Delta)] = \text{Log}A(\Delta) - \text{Log}A_0(\Delta) \quad (1)$$

όπου Δ η επικεντρική απόσταση και A , A_0 τα μέγιστα πλάτη αναγραφής, σε σεισμόμετρο Wood-Anderson, του θεωρούμενου σεισμού και ενός πρότυπου σεισμού αντίστοιχα ως πρότυπος σεισμός ή σεισμός μηδενικού μεγέθους ορίσθηκε ο σεισμός που γράφεται με πλάτος 1μ. (μικρό) σε απόσταση $\Delta = 100$ km. Στον προηγούμενο τύπο είναι $\Delta \leq 600$ km και το $A_0(\Delta)$ δίνεται από πίνακες που έχουν συνταχθεί.

Η κλίμακα του τοπικού μεγέθους M_L στηρίζεται στη μέτρηση του μέγιστου πλάτους των εγκάρσιων κυμάτων S από τα σεισμόμετρα Wood-Anderson με ιδιοπερίοδο 0.8sec και είναι κατάλληλη μόνο για κοντινούς σεισμούς. Έτσι, για τον υπολογισμό του μεγέθους σεισμών με διάφορα εστιακά βάθη και μεγάλες επικεντρικές αποστάσεις, με τη χρήση οποιουδήποτε σεισμομέτρου, επινοήθηκε αργότερα από τον Gutenberg (1945) η κλίμακα του επιφανειακού μεγέθους M_s και η κλίμακα του ενιαίου μεγέθους M_b (για εστιακά βάθη > 60 km). Η πρώτη στηρίζεται σε μετρήσεις πλατών επιφανειακών κυμάτων και η δεύτερη χωρικών P - κυμάτων.

Όλα τα παραπάνω μεγέθη συνδέονται μεταξύ τους με ορισμένες σχέσεις, ενώ με τον γενικό όρο μέγεθος M εννοούμε το επιφανειακό μέγεθος M_s . Αυτό για τον ελληνικό χώρο δίδεται από τον τύπο [1]:

$$M = \text{Log}a + 1.41 \text{Log}\Delta + 0.2 \quad (2)$$

όπου a το ημίθροισμα των μεγίστων πραγματικών πλατών των δύο

οριζόντιων συνιστωσών της μέγιστης κινήσεως σε (m) και Δ η επικεντρική απόσταση σε (km).

Η κλίμακα μεγεθών είναι ανοικτή τόσο προς τα άνω όσο και προς τα κάτω. Οι σεισμοί με μέγεθος $M > 2$ γίνονται γενικά αισθητοί από τον άνθρωπο, ενώ με μέγεθος $M > 5$ προκαλούν διάφορες βλάβες σε κατοικημένες περιοχές. Ο μεγαλύτερος σεισμός στον κόσμο (Λισσαβώνα 1755) εκτιμάται ότι είχε μέγεθος 9.25 ενώ ο μεγαλύτερος σεισμός που μετρήθηκε μέχρι σήμερα είχε μέγεθος 8.75. Σημειώνουμε, τέλος, ότι λόγω των πολλών απλουστεύσεων που γίνονται δεκτές για την περιγραφή του σύνθετου φυσικού φαινομένου, η μέτρηση του μεγέθους περιέχει πάντοτε μία αβεβαιότητα της τάξεως του 0.2 έως 0.3 [2].

Το μέγεθος ενός σεισμού, όπως προκύπτει από τον ορισμό του, αποτελεί ουσιαστικά ένα μέτρο συγκρίσεως μικρών και μεγάλων σεισμών και όχι έναν ποσοτικό δείκτη των φυσικών ιδιοτήτων της πηγής παραγωγής τους. Εντούτοις, με διάφορες μελέτες που έγιναν, επιτεύχθηκε ο συσχετισμός του μεγέθους με ένα απόλυτο φυσικό μέγεθος, ήτοι με την ενέργεια που εκλύεται στην εστία ενός σεισμού. Ετσι, βρέθηκε ότι η παραπάνω ενέργεια (σε έργια) για $M > 5$ δίδεται από τη σχέση :

$$\text{Log}E = 12.24 + 1.44 M \quad (3)$$

Η σχέση αυτή δηλώνει ότι αύξηση του μεγέθους κατά μία μονάδα συνεπάγεται αύξηση της ενέργειας κατά 28 φορές περίπου. Τα παραπάνω ισχύουν για μεγέθη μέχρι $M = 7$, πέρα από τα οποία το μέγεθος δεν αποτελεί κατάλληλο μέτρο της ενέργειας, λόγω του φαινομένου κορεσμού του μεγέθους. Στην περίπτωση αυτή καλύτερο μέτρο της ενέργειας αποτελεί το μέγεθος της λεγόμενης σεισμικής ροπής.

β. Ενταση. Με τον όρο μακροσεισμική ένταση I ενός σεισμού επιδιώκεται η θέσπιση ενός "μέτρου" των επιπτώσεων του υπόψη σεισμού στον άνθρωπο και στον περιβάλλοντα χώρο. Μια τέτοια όμως αντικειμενική μέτρηση θα μπορούσε θεωρητικά να γίνει με τη βοήθεια πολλών τυχαίων μεταβλητών και όχι με μια μόνη παράμετρο διότι το βλαπτικό δυναμικό ενός σεισμού εξαρτάται από τη συσχέτιση της σεισμικής κινήσεως (επιτάχυνση, συχνοτικό περιεχόμενο, κ.λ.π.) με τα δυναμικά χαρακτηριστικά των κατασκευών (ιδιοπερίοδοι, αποσβέσεις, κ.λ.π.). Έτσι π.χ. η ίδια σεισμική δόνηση είναι δυνατόν να είναι καταστροφική για τις δύσκαμπτες κατασκευές και ελάχιστα βλαπτική για τις εύκαμπτες ή αντίστροφα.

Εντούτοις, για την ποιοτική εκτίμηση των βλαβών δεδομένων σεισμών, έχουν επινοηθεί ορισμένες εμπειρικές κλίμακες μακροσεισμικών εντάσεων με καθορισμένη, υποκειμενικά άλλωστε, βαθμονόμηση. Οι βασικές κλίμακες που χρησιμοποιούνται είναι :

- Η δωδεκαβάθμια κλίμακα Mercalli.
- Η δωδεκαβάθμια κλίμακα Medvedev-Sponheur-Karnik (MSK).
- Η επταβάθμια Ιαπωνική κλίμακα (JMA).

Η πρώτη από τις παραπάνω κλίμακες προδιαγράφει ως εξής τους βαθμούς εντάσεως :

Βαθμός I	Δεν γίνεται αντιληπτός από τον άνθρωπο.
Βαθμοί II-III	Γίνεται αντιληπτός από μικρό αριθμό ανθρώπων.
Βαθμοί IV-V	Γίνεται αντιληπτός από μεγάλο αριθμό ανθρώπων.
Βαθμός VI	Γίνεται αντιληπτός από το σύνολο σχεδόν του πληθυσμού και οι καμπάνες των εκκλησιών χτυπούν.
Βαθμός VII	Ελαφρές ζημιές σε κτίσματα.
Βαθμοί VIII-IX	Σοβαρές ζημιές σε κτίσματα και εμφάνιση ρωγμών

στο έδαφος.

Βαθμός X Γενική κατάρρευση οικοδομών.

Βαθμός XI-XII Καταστροφή.

Η κλίμακα M.S.K. είναι ακριβέστερη από την προηγούμενη, γιατί λαμβάνει υπόψη το είδος και το ποσοστό των κτιρίων που έχουν υποστεί βλάβες.

Η γεωγραφική, τέλος, κατανομή των εντάσεων σε μια περιοχή γίνεται με τις ισόσειστες καμπύλες που τη χωρίζουν σε τμήματα ίσης εντάσεως. Στην πλειόσειστη περιοχή έχουμε την μέγιστη ένταση και στο κέντρο της περιοχής αυτής βρίσκεται το μακροσεισμικό επίκεντρο που, γενικά, δεν ταυτίζεται με το μικροσεισμικό επίκεντρο του σχ.

Εκτός από τις προηγούμενες εμπειρικές κλίμακες που βασίζονται στην παρατήρηση πραγματικών βλαβών, έχουν προταθεί και ορισμένες άλλες ποσότητες ως "μέτρα" των μακροσεισμικών επιπτώσεων των σεισμών. Μια τέτοια ποσότητα είναι η φασματική ένταση (Housner):

$$SI = \int_{0.1}^{2.5} S_v dT \quad (4)$$

όπου S_v η φασματική ταχύτητα και T η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος των κατασκευών, που βρίσκεται συνήθως στο διάστημα (0.1 - 2.5). Το SI συνδέεται άμεσα με τη συνολική ενέργεια που εισάγεται από το σεισμό στις κατασκευές και η αξιοπιστία του εξαρτάται, εκτός των άλλων, από την ομοιόμορφη κατανομή των ιδιοπεριόδων των κατασκευών στο διάστημα 0.1 - 2.5. Επίσης, μια δεύτερη ποσότητα είναι η ένταση του Arias :

$$I_A = (\pi/2g) \int_0^{t_0} a^2(t) dt \quad (5)$$

όπου $a(t)$ η εδαφική επιτάχυνση και t_0 ο συνολικός χρόνος του σεισμού. Εδώ λαμβάνεται υπόψη η συνδιασμένη επιρροή των επιταχύνσεων και της διάρκειας του σεισμού. Πάντως, παρά τον

"αντικειμενικό" χαρακτήρα των προηγούμενων μεγεθών, είναι φανερό ότι στηρίζονται σε μεμονωμένες παραμέτρους και όχι στο συνδυασμό πολλών παραμέτρων.

γ. Εδαφικές κινήσεις. Η εδαφική κίνηση στο τυχόν σημείο του εδάφους προσδιορίζεται με τη βοήθεια τριών επιταχυνσιογραφημάτων που δίνουν τις επιταχύνσεις του σημείου συναρτήσει του χρόνου τα δύο επιταχυνσιογραφήματα αναφέρονται στις δύο οριζόντιες (και κάθετες μεταξύ τους) συνιστώσες της κινήσεως και το τρίτο στην κατακόρυφη συνιστώσα. Η καταγραφή γίνεται πρώτα σε φιλμ, κατά τη διάρκεια του σεισμού από τα επιταχυνσιόμετρα και στη συνέχεια ψηφιοποιείται και "διορθώνεται" για να απαλλαγεί από ορισμένες παρασυτικές επιρροές. Με διαδοχική ολοκλήρωση των επιταχύνσεων που έχουν καταγραφεί κατά το σεισμό της Καλαμάτας (13/9/86).

Σε ένα επιταχυνσιογράφημα διακρίνουμε, γενικά, τρεις περιοχές. Η πρώτη περιοχή, με τις πολύ μικρές τεταγμένες, αντιστοιχεί στα ταχύτερα διαδιδόμενα επιμήκη P κύματα, ενώ η δεύτερη αρχίζει με την άφιξη των εγκάρσιων S κυμάτων που προκαλούν απότομη αύξηση των τεταγμένων από τη διαφορά των χρόνων αφίξεως των παραπάνω κυμάτων υπολογίζεται η απόσταση της εστίας από το σημείο καταγραφής. Η τρίτη περιοχή αρχίζει με την άφιξη και των επιφανειακών L κυμάτων, εμφανίζει επίσης μεγάλες τεταγμένες και ο διαχωρισμός της από την προηγούμενη περιοχή δεν είναι σαφής.

Οι τρεις συνιστώσες των επιταχύνσεων ενός σημείου είναι ανεξάρτητες μεταξύ τους, αλλά οι δύο οριζόντιες εμφανίζουν, γενικά, πολλές ομοιότητες, τόσο ως προς τις συχνότητες όσο και ως προς τις μέγιστες επιταχύνσεις. Η κατακόρυφη συνιστώσα διαφέρει εμφανώς από τις δύο οριζόντιες περιέχει κατά κανόνα υψηλές

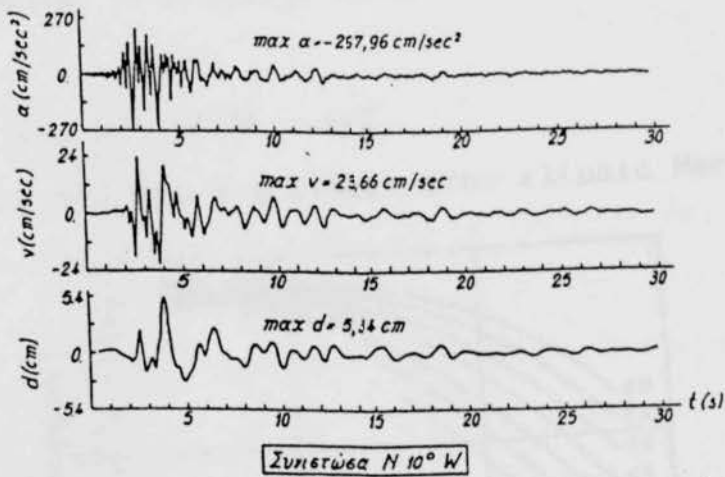
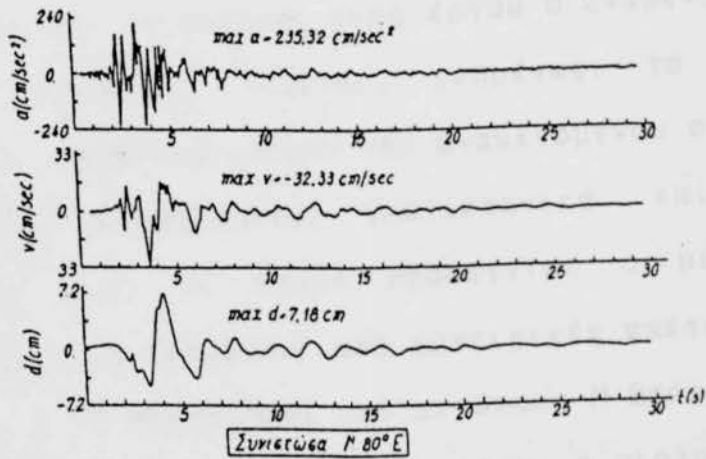
συχνότητες και η μέγιστη επιτάχυνσή της ισούται περίπου με τα δύο τρίτα της μέγιστης οριζόντιας. Εντούτοις αυτό το τελευταίο δεν είναι απόλυτο, γιατί υπήρξαν και περιπτώσεις σεισμών όπου η μέγιστη κατακόρυφη επιτάχυνση ήταν μεγαλύτερη από την οριζόντια (π.χ. σεισμός El Centro n° 6, Καλιφόρνια 1979, με μέγιστη κατακόρυφη επιτάχυνση 1.75 g έναντι 0.5 g της οριζόντιας).

Είναι σημαντικό να αναφερθεί ότι η συνάρτηση επιταχύνσεως από πιθανοτική άποψη είναι μια τυχαία συνάρτηση του χρόνου που καθορίζει μη στάσιμη διαδικασία (nonstationary process). Το γεγονός αυτό δημιουργεί μεγάλες δυσκολίες κατά τη στοχαστική ανάλυση του προβλήματος, τόσο ως προς την διέγερση όσο και ως προς την απόκριση των κατασκευών, πράγμα που αποτελεί μια επιπλέον διαφοροποίηση της σεισμικής διεγέρσεως από άλλες τυχαίες διεγέρσεις με στάσιμη διαδικασία (π.χ. ανεμοπύση).

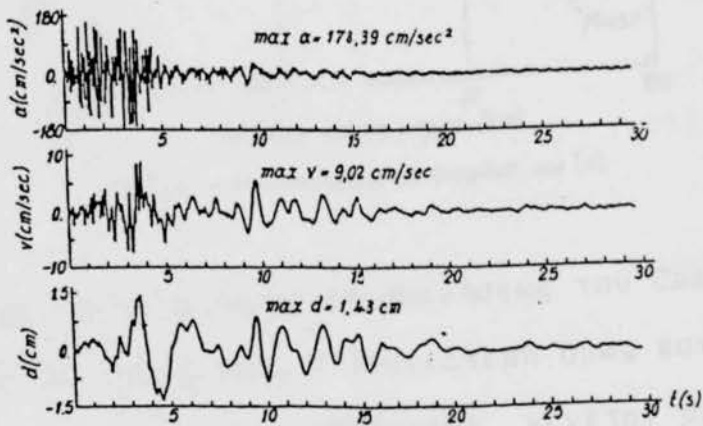
Ανεξάρτητα πάντως από τις παραπάνω δυσκολίες οι καταγραφές ισχυρών σεισμικών δονήσεων αποτελούν τα πιο χρήσιμα για το Μηχανικό δεδομένα, διότι δίνουν τα παρακάτω ουσιώδη για τη μελέτη αντισεισμικών κατασκευών στοιχεία:

- Την μέγιστη επιτάχυνση του εδάφους, καθώς και τον αριθμό και την κατανομή των κορυφών (peak), που υπερβαίνουν μία καθορισμένη τιμή επιταχύνσεως.
- Την διάρκεια του σεισμού, καθώς και την περιοχή συχνοτήτων της ταλαντώσεως (αριθμός διελεύσεων από το μηδέν).

Αλλά η μεγαλύτερη πρακτική αξία, ιδιαίτερα των επιταχυνσιογραφημάτων, έγκειται στο γεγονός ότι επιτρέπουν, όπως θα δούμε, την κατασκευή φασμάτων αποκρίσεως, με τα οποία



Σχ. 8α. Οι οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού της Καλαμάτας, από [3].



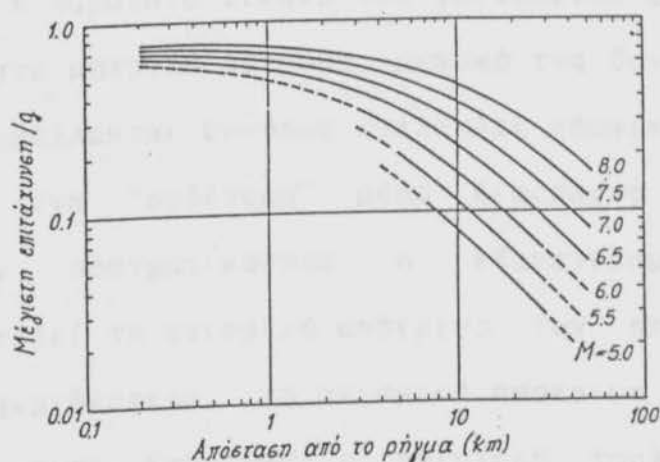
Σχ. 8β. Η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού της Καλαμάτας, από [3].

εκφράζεται ποσοτικά η σεισμική δράση σε κάθε κατασκευή ανάλογα με τις μηχανικές της ιδιότητες (ακαμψία, πλαστιμότητα, κ.λ.π.).

Από τη σκοπιά του Πολιτικού Μηχανικού είναι προφανές ότι κατά τη φάση μελέτης και κατασκευής ενός έργου ο αναμενόμενος σεισμός είναι πάντοτε άγνωστος. Τίθεται, επομένως, το πρόβλημα της εκτιμήσεως των χαρακτηριστικών του αναμενόμενου σεισμού με βάση τα προυπάρχοντα σεισμολογικά, γεωτεκτονικά και εδαφολογικά στοιχεία. Έτσι π.χ. σε πρώτη προσέγγιση η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση μπορεί να εκτιμηθεί από εμπειρικές σχέσεις συναρτήσεως της έντασης I ή συναρτήσεως του μεγέθους M βάσει των λεγόμενων νόμων εξασθενήσεως. Μια τέτοια σχέση είναι η ακόλουθη [1]:

$$\text{Log } \alpha = (I/3) - 1/2 \quad (6)$$

όπου α η επιτάχυνση και I η ένταση στην κλίμακα Mercalli. Επίσης



Σχ. 9. Ο νόμος εξασθενήσεως του Campbell, από [4].

στο σχ. φαίνεται ο νόμος εξασθενήσεως του Campbell που ισχύει για κοντινούς σεισμούς [4]. Η γενικότερη όμως και ορθολογικότερη αντιμετώπιση του υπόψη προβλήματος γίνεται με ειδικές μελέτες σεισμικότητας και σεισμικής επικινδυνότητας των διαφόρων περιοχών της χώρας που αποτελούν αντικείμενο της Τεχνικής Σεισμολογίας

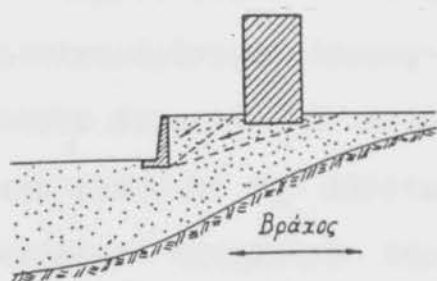
[4], [5]. Επίσης η περαιτέρω εξειδίκευση των μελετών αυτών σε πολύ στενή περιοχή (π.χ. μία πόλη) αποτελεί αντικείμενο ειδικότερων μικροζωνικών μελετών.

1.4 Η σεισμική δράση επάνω στις κατασκευές

Ανεξάρτητα από την γενική αποτίμηση, βασικό πρόβλημα για το Μηχανικό αποτελεί ο μηχανισμός δράσεως των σεισμών επάνω στις κατασκευές. Έτσι από υπολογιστική άποψη και καταναλογία προς άλλες στατικές και δυναμικές φορτίσεις, η σεισμική δράση θα μπορούσε καταρχήν να θεωρηθεί σαν μία απότομη με εναλλασσόμενη φορά κίνηση της θεμελίωσης. Πρόκειται δηλαδή για δυναμικά επιβαλλόμενη μετακίνηση, λόγω της οποίας η κατασκευή εκτελεί εξαναγκασμένη ταλάντωση.

Εντούτοις η παραπάνω εικόνα του φαινομένου δεν είναι πλήρης, διότι ανάμεσα στο μητρικό πέτρωμα -απαρχή της δονήσεως- και την θεμελίωση παρεμβάλλονται συνήθως επάλληλες εδαφικές στρώσεις, που δεν αποτελούν ένα "ουδέτερο" μέσο διαδόσεως της σεισμικής δράσεως. Στην πραγματικότητα η εξαναγκασμένη κίνηση της θεμελίωσης αποτελεί τη σεισμική απόκριση των παραπάνω εδαφικών στρώσεων ή, ακριβέστερα, τη σεισμική απόκριση του συμπλέγματος "έδαφος + κατασκευή". Επομένως, η ποιοτική τουλάχιστον θεώρηση του συμπλέγματος αυτού είναι υποχρεωτική, έστω και αν ο υπολογισμός περιορίζεται συνήθως μόνο στην κατασκευή. Από την άποψη αυτή ιδιαίτερη σπουδαιότητα έχουν ορισμένες μεγάλες παραμορφώσεις του εδάφους με αθροιστικό χαρακτήρα, στις οποίες θα αναφερθούμε περιληπτικά πριν προχωρήσουμε στην ανάλυση των μηχανισμών διεγέρσεως των κατασκευών.

α. Κατολισθήσεις. Προκαλούνται από έντονες διατμητικές



Σχ. 10. Κατασκευή σε επικλινές έδαφος.

παραμορφώσεις του εδάφους. Στο σχ. φαίνεται η περίπτωση κτιρίου θεμελιωμένου επάνω σε χαλαρή εδαφική απόθεση που διατρέχει άμεσο κίνδυνο κατολισθήσεως κατά το σεισμό. Στην περίπτωση αυτή, αν δεν είναι δυνατή

η πλήρης αποφυγή της, επιβάλλεται οπωσδήποτε η θεώρηση του συμπλέγματος εδάφους-ανωδομής κατά τον υπολογισμό.

β. Επιφανειακό ρήγμα. Είναι μάλλον συνήθης η περίπτωση "ανόδου" του σεισμικού ρήγματος μέχρι την επιφάνεια του εδάφους σε επιφανειακούς σεισμούς. Αν το ρήγμα διασχίζει τη θεμελίωση μιας κατασκευής, η ανεπανόρθωτη βλάβη της τελευταίας -και της κατασκευής συνακόλουθα- είναι αναπότρεπτη.

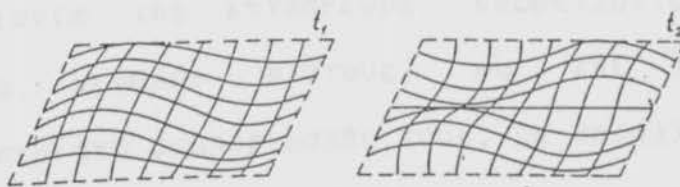
γ. Ρευστοποίηση εδάφους. Εμφανίζεται σε κορεσμένα αμώδη εδάφη με ορισμένη κοκκομετρική σύνθεση, λόγω προοδευτικής αυξήσεως της πιέσεως πόρων. Το έδαφος χάνει πλήρως την διατμητική του αντοχή με αποτέλεσμα την καθίζηση, ανατροπή, κλπ, των υπερκείμενων κατασκευών. Στη φωτογραφία της πρώτης σελίδας του κεφαλαίου αυτού φαίνονται οι συνέπειες της ρευστοποίησης του εδάφους σε ένα συγκρότημα κτιρίων κατά τον σεισμό της Niigata (1964). Επίσης, εάν το ρευστοποιημένο έδαφος βρίσκεται πάνω σε κεκλιμένο υπόστρωμα, προκαλείται "ροή" μεγάλων εδαφικών όγκων και πλήρης αλλοίωση της τοπογραφίας της περιοχής.

δ. Συμπύκνωση εδάφους. Οι σεισμικές ταλαντώσεις προκαλούν συμπύκνωση των μη συνεκτικών εδαφών και συνακόλουθες καθιζήσεις. Ανάλογα με τη συνοχή του εδάφους οι παραπάνω καθιζήσεις μπορούν να φθάσουν το 1% ή και περισσότερο, με αποτέλεσμα την άμεση

πρόκληση βλαβών στις κατασκευές.

Σημειώνουμε, τέλος, το γενικότερο φαινόμενο της αλληλεπιδράσεως εδάφους-κατασκευής, το οποίο όμως μπορεί να είναι άλλοτε δυσμενές και άλλοτε ευμενές για τις κατασκευές. Με τον όρο αυτό εννοούμε την αλλοίωση που υφίσταται η σεισμική κίνηση στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους, δηλαδή η λεγόμενη κίνηση του ελεύθερου πεδίου (free field motion), λόγω της παρουσίας εκεί μιας κατασκευής. Η υπόψη αλλοίωση είναι μεγάλη στην περίπτωση μαλακού εδάφους και βαρείας δύσκαμπτης κατασκευής και αμελητέα στην περίπτωση σκληρού εδάφους και εύκαμπτης κατασκευής.

Επειτα από την προηγούμενη υπόμνηση των ειδικών περιπτώσεων "παθολογίας" του εδάφους, που συνήθως οδηγούν σε πρώιμη αστοχία των κατασκευών, θεωρούμε τη γενική περίπτωση ομαλής μεταδόσεως της σεισμικής δράσεως από το έδαφος στις υπερκείμενες κατασκευές. Στο σχ. φαίνονται ενδεικτικά δύο μορφές της παραμορφωμένης επιφάνειας του εδάφους κατά το σεισμό. Το τυχόν σημείο της επιφάνειας θα εμφανίζει γενικά μία μετατόπιση στο χώρο, τα δε σημεία μιας αρχικής ευθείας θα βρίσκονται, μετά την παραμόρφωση, επάνω σε μία στρεβλή καμπύλη του χώρου λόγω των άνισων



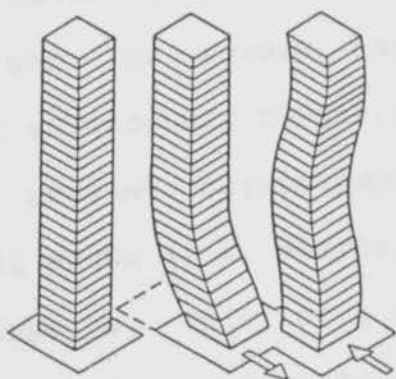
Σχ. 11. Η παραμόρφωση της επιφάνειας του εδάφους.

μετατοπίσεων μεταξύ τους. Έτσι, η στρεβλή επιφάνεια του εδάφους θα εμφανίζει καμπυλότητες, τόσο σε οριζόντιο επίπεδο όσο και σε τυχόν κατακόρυφο.

Η κίνηση του εδάφους θεμελιώσεως μιας συνήθους κατασκευής (π.χ. κτίριο) είναι δυνατό να θεωρηθεί ότι αποτελείται:

- από μία μεταφορική κίνηση στερεού σώματος με αμετάβλητες αποστάσεις των διαφόρων σημείων και με συνιστώσες u , v και w ως προς ένα τρισσορογώνιο σύστημα αναφοράς $Oxyz$,
- από διαφορικές μετατοπίσεις των διαφόρων σημείων λόγω παραμορφώσεως του εδάφους, μεταβλητές στην έκταση της θεμελιώσεως.

Η παραπάνω μεταφορική κίνηση του εδάφους εξομειώνεται με την κίνηση που μας δίνουν τα επιταχυνσιογραφήματα, όπως αναπτύχθηκε στην προηγούμενη παράγραφο. Η κίνηση αυτή εισάγεται αυτούσια στη θεμελίωση και αποτελεί το πρωταρχικό αίτιο προκλήσεως ταλαντώσεων στο σύνολο της κατασκευής (σχ.12). Κατά την υπόψη ταλάντωση τα



Σχ. 12. Η μεταφορική διέγερση της θεμελιώσεως.

διάφορα στοιχεία της κατασκευής υποβάλλονται σε κυκλικές παραμορφώσεις μεγάλου πλάτους, ως επί το πλείστον στην μετελαστική περιοχή συμπεριφοράς τους, με παράλληλη αλλοίωση της ακαμψίας και της αντοχής (ιδιαίτερα σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα). Ο μη γραμμικός χαρακτήρας της αποκρίσεως συνεπάγεται την ταυτόχρονη θεώρηση των τριών συνιστωσών της μεταφορικής διεγέρσεως εντούτοις, εκτός από ελάχιστες εξαιρέσεις, κατά κανόνα περιοριζόμαστε στην ανεξάρτητη θεώρηση κάθε συνιστώσας,

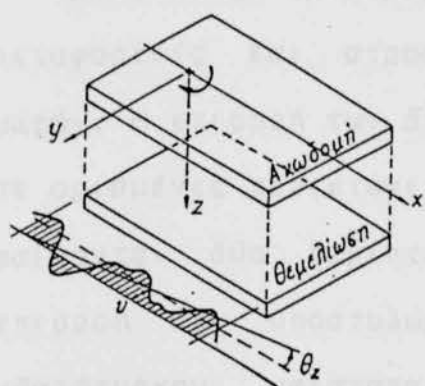
υποθέτοντας ελαστική συμπεριφορά της κατασκευής.

Το είδος, τώρα, της ταλαντώσεως εξαρτάται από τη δομή της κατασκευής. Γενικά, κάθε συνιστώσα της μεταφορικής κινήσεως της θεμελιώσεως μπορεί να προκαλέσει ταλάντωση των στοιχειωδών μαζών με έξι συνιστώσες: τρεις μεταφορικές και τρεις περιστροφικές. Στην πραγματικότητα όμως ένας πολύ μικρός αριθμός από τις συνιστώσες αυτές είναι σημαντικός για τη συνολική απόκριση της κατασκευής. Έτσι π.χ. σε ένα συμμετρικό πολυόροφο κτίριο η μεταφορική συνιστώσα της διεγέρσεως, που βρίσκεται σε ένα επίπεδο συμμετρίας, προκαλεί οριζόντιες, κατακόρυφες και στροφικές (με οριζόντιο άξονα) ταλαντώσεις των μαζών από αυτές όμως μόνο οι οριζόντιες συνδέονται από ανάπτυξη σημαντικών δυνάμεων αδράνειας, ενώ οι κατακόρυφες δυνάμεις αδράνειας και οι αδρανειακές ροπές με οριζόντιο άξονα κατά κανόνα είναι αμελητέες. Μια ενδιαφέρουσα εξαίρεση από τον κανόνα αποτελούν οι πρόβολοι που εμφανίζουν σημαντικές κατακόρυφες δυνάμεις αδράνειας, καθώς επίσης και η περίπτωση μεγάλων συγκεντρωμένων μαζών που εμφανίζουν μεγάλες αδρανειακές ροπές (π.χ. υδατόπυργοι). Αν τώρα το πολυόροφο κτίριο είναι ασύμμετρο, τότε στις οριζόντιες ταλαντώσεις προστίθενται και οι στρεπτικές των πατωμάτων, οι οποίες συνδέονται από μεγάλες αδρανειακές ροπές στρέψεως.

Η κατακόρυφη μεταφορική κίνηση της θεμελιώσεως προκαλεί στα ασύμμετρα κτίρια τόσο κατακόρυφες όσο και οριζόντιες ταλαντώσεις. Οι πρώτες συνδέονται από σημαντικές δυνάμεις αδράνειας, λόγω γειτνιασσεως των υψηλών ιδιοσυχνοτήτων των κτιρίων κατά την κατακόρυφη διεύθυνση με τις επίσης υψηλές συχνότητες της διεγέρσεως, ενώ το αντίθετο συμβαίνει για τις οριζόντιες ταλαντώσεις. Αλλά και οι κατακόρυφες δυνάμεις αδράνειας, γενικά,

αντισταθμίζονται από τα διατιθέμενα περιθώρια αξονικής αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων, εκτός από ορισμένες περιπτώσεις κάμψεως. Μεταξύ αυτών πρωτεύουσα θέση κατέχουν οι οριζόντιοι πρόβολοι, τόσο οι ίδιοι όσο και οι κατασκευές που τους υποστηρίζουν. Επίσης, η αυξομείωση των αξονικών δυνάμεων κατά την κατακόρυφη ταλάντωση μπορεί να επιρεάσει δυσμενώς ορισμένες μηχανικές ιδιότητες των κατακόρυφων στοιχείων, όπως π.χ. μείωση της πλαστιμότητας και της διατμητικής αντοχής. Σημειώνουμε, τέλος, την σπάνια περίπτωση κατακόρυφης επιταχύνσεως που υπερβαίνει την επιτάχυνση της βαρύτητας g και συνεπάγεται άμεσες μετατοπίσεις ορισμένων στοιχείων (π.χ. τοίχων).

Ερχόμαστε τώρα στην ανάλυση του μηχανισμού δράσεως των διαφορικών μετατοπίσεων του εδάφους. Η συνολική επήρεια των



Σχ. 13. Στρεπτική διέγερση περιορισμένης και δύσκαμπτης θεμελιώσεως.

μετατοπίσεων αυτών στην έκταση μιας περιορισμένης και δύσκαμπτης θεμελιώσεως μπορεί να εκφραστεί με τη βοήθεια μιας γωνίας στρέψεως θ_z περί κατακόρυφο άξονα και των δυο γωνιών περιστροφής θ_x και θ_y περί οριζόντιους άξονες. Στο σχ.

φάνεται η περίπτωση της στρεπτικής διεγέρσεως θ_z της θεμελιώσεως από τη

διάδοση επιφανειακών διατμητικών κυμάτων. Δυστυχώς μέχρι σήμερα δεν υπάρχουν δεδομένα από απευθείας μέτρηση των παραπάνω γωνιακών συνιστωσών της σεισμικής διεγέρσεως. Για το λόγο αυτό ο υπολογισμός τους γίνεται έμμεσα συναρτήσεσι των γραμμικών συνιστωσών u , v και w βάσει των τύπων:

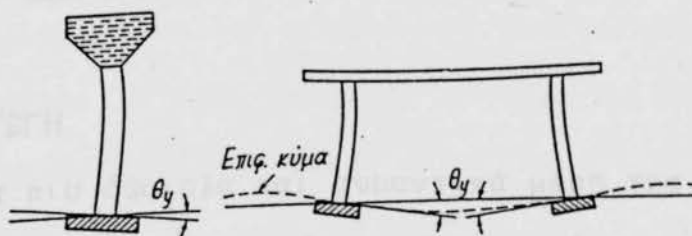
$$\theta_z = (1/2) * [(du/dy) - (dv/dx)], \quad \theta_x = dw/dy, \quad \theta_y = dw/dx$$

που προκύπτουν από τις γενικές εξισώσεις της θεωρίας

ελαστικότητας.

Είναι προφανές ότι η στρέψη θ_z της θεμελιώσεως προκαλεί στρεπτικές ταλαντώσεις όχι μόνο στα ασύμμετρα, αλλά και στα συμμετρικά κτίρια. Σε κάθε περίπτωση, από τη σύνθεση των αδρανειακών ροπών στρέψεως και των δυνάμεων αδρανείας λόγω μεταφορικής διεγέρσεως προκύπτει η λεγόμενη τυχηματική εκκεντρότητα των σεισμικών φορτίων. Το μέγεθος αυτό καθορίζεται προσεγγιστικά από τους κανονισμούς, λαμβάνοντας υπόψη και ορισμένες άλλες επιρροές, όπως π.χ. ανομοιομορφία ακαμψιών, μαζών, κλπ. Επίσης οι παραπάνω τυχηματική εκκεντρότητα προσθαφαιρείται από την δυναμική εκκεντρότητα, η οποία οφείλεται αποκλειστικά και μόνο σε μεταφορική διεγέρση της θεμελιώσεως και εμφανίζεται στα ασύμμετρα κτίρια.

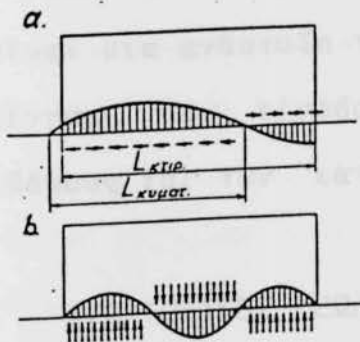
Οι γωνίες περιστροφής θ_x και θ_y της θεμελιώσεως προκαλούν μεταφορικές και στροφικές (με οριζόντιο άξονα) ταλαντώσεις των μαζών. Η επιρροή των διεγέρσεων αυτών συνήθως παραλείπεται, αλλά σε ορισμένες περιπτώσεις είναι δυνατό να είναι σημαντική. Στο σχ. φαίνονται δύο περιπτώσεις στροφικών διεγέρσεων με σημαντική επιρροή στα υποστυλώματα. Η μεγάλη μάζα στην κορυφή του υδατόπυργου υφίσταται τόσο στροφικές, όσο και μεταφορικές ταλαντώσεις κατά την υπόψη διεγέρση.



Σχ. 14. Στροφικές διεγέρσεις θεμελιώσεων.

Όλα τα προηγούμενα αναφέρονται στις συνήθεις περιπτώσεις θεμελιώσεων μικρής έκτασης. Αν η θεμελίωση είναι εκτεταμένη (γέφυρες, φράγματα, κλπ.), τότε η διάκριση των μετατοπίσεων του εδάφους σε μεταφορικές στερεού σώματος και σε διαφορικές δεν έχει έννοια. Στην περίπτωση αυτή απαιτείται η θεώρηση πολλαπλής

διεγέρσεως της θεμελιώσεως στα διάφορα σημεία της (multiple - support excitation), γιατί οι κινήσεις των σημείων αυτών είναι ανεξάρτητες. Μια τέτοια απευθείας αντιμετώπιση του προβλήματος προς το παρόν θέτει δυσεπίλυτα προβλήματα.



Σχ. 15. Αυτεντατικές καταστάσεις σε επιμήκη κτίρια.

Σημειώνουμε, τέλος, ότι στις επιμήκεις και δύσκαμπτες θεμελιώσεις προκαλείται κάποια απάμβλυνση των επιταχύνσεων ελευθέρου πεδίου (αλληλεπίδραση), λόγω τοπικών αλληλοαναιρέσεων κατά μήκος και καθύψος (σχ.15). Αυτό όμως συνεπάγεται τη δημιουργία αυτεντατικών καταστάσεων στη θεμελίωση, τόσο οριζόντια όσο και κατακόρυφα, που το μέγεθός τους μπορεί να είναι σημαντικό.

2. ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ - ΚΤΗΡΙΩΝ

2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Ενα από τα πιο δύσκολα και σημαντικά μέρη της μελέτης είναι η εκτίμηση της απόκρισης της εδαφικής περιοχής στους σεισμούς. Για να γίνει αυτό, πρέπει πρώτα να προσδιορίσουμε το σεισμό (ή τους σεισμούς) υπολογισμού και μετά να κρίνουμε πως μπορεί να

αποκριθεί η περιοχή σε έναν τέτοιο σεισμό. Στο κεφάλαιο αυτό θα γίνει μια θεώρηση των επιπτώσεων των τοπικών γεωλογικών και εδαφικών συνθηκών. Η θεώρηση αυτή δεν περιλαμβάνει μόνο τον προσδιορισμό των ιδιαίτερων δυναμικών ιδιοτήτων των διαφόρων εδαφικών τύπων, αλλά και τα μέσα προσδιορισμού της συνολικής σεισμικής απόκρισης των περιοχών εκτέλεσης των έργων. Τέλος, θα γίνει μια ανάπτυξη των διαφόρων τρόπων επιλογής μιας εδαφικής κίνησης σαν είσοδο στην ανάλυση της δυναμικής απόκρισης του εδάφους και των κατασκευών.

2.2 ΤΟΠΙΚΕΣ ΓΕΩΛΟΓΙΚΕΣ ΚΑΙ ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ

Σε πολλούς σεισμούς οι τοπικές γεωλογικές και εδαφικές συνθήκες είχαν μεγάλη επίδραση στην απόκριση της περιοχής. Ο όρος "τοπικές" που είναι κάπως ασαφής, έχει γενικά το νόημα του τοπικού σε αντιδιαστολή με το συνολικό πεδίο μεταξύ της εστίας του σεισμού και της περιοχής μελέτης. Με την παραδοχή ότι οι χονδρικοί κραδασμοί του υπόβαθρου θα είναι παρόμοιοι σε δύο παρακείμενες περιοχές οι τοπικές διαφορές ως προς τη γεωλογία και το έδαφος προκαλούν στην επιφάνεια διαφορετικές εδαφικές κινήσεις στις δύο περιοχές. Παράγοντες που επηρεάζουν τις τοπικές τροποποιήσεις στην κίνηση του υπόβαθρου είναι η τοπογραφία και η φύση του υπόβαθρου καθώς και η φύση και η γεωμετρία των εδαφικών αποθέσεων. Επομένως, ο όρος "τοπικός" μπορεί να αναφέρεται σε ένα βάθος ενός χιλιομέτρου ή περισσότερο και σε μία έκταση με ακτίνα μερικά χιλιόμετρα από την περιοχή μελέτης.

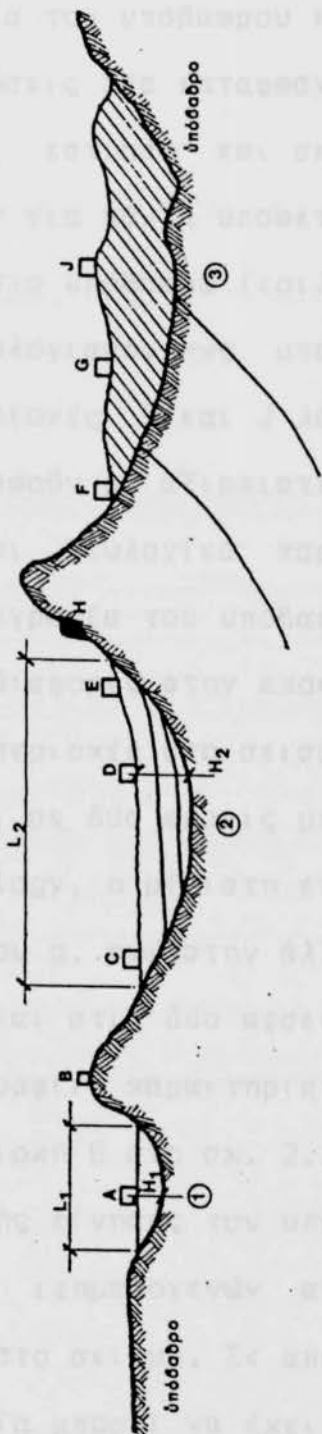
Η εδαφικές συνθήκες και τα τοπικά γεωλογικά χαρακτηριστικά που επιδρούν στην απόκριση της περιοχής είναι πολυάριθμα, και

μερικά από τα σπουδαιότερα θα περιγραφούν αμέσως παρακάτω με αναφορά στο σχ. 2.1 .

i) Όσο μεγαλύτερη είναι η οριζόντια έκταση (L_1 ή L_2) των χαλαρότερων εδαφών, τόσο μικρότερη είναι η συνοριακή επίδραση του υπόβαθρου στην απόκριση της περιοχής. Το μαθηματικό μοντέλο επηρεάζεται από αυτό.

ii) Το βάθος (H_1 ή H_2) του εδάφους που επικαλύπτει το υπόβαθρο επιδρά στη δυναμική απόκριση, με τη φυσική περίοδο ταλάντωσης του εδάφους να μεγαλώνει όταν αυξάνεται το βάθος. Αυτό βοηθά να προσδιορίσουμε τη συχνότητα των κυμάτων που φιλτράρονται από το έδαφος, και σχετίζεται επίσης και με το μέγεθος της αλληλεπίδρασης εδάφους-κτιρίου που θα συμβεί κατά τη διάρκεια του σεισμού. Ο σεισμός του Mexico City το 1957 προκάλεσε εκτεταμένες ζημιές σε κατασκευές με μακρές ιδιοπεριόδους στην περιοχή της πόλης που ήταν κτισμένη σε βαθιές ($> 1000m$) και συμπιεστές αλλουβιακές αποθέσεις. Η φυσιολογική τάση να ενισχύονται οι εδαφικές κινήσεις μακράς περιόδου στην απόκριση των κατασκευών μεγεθύνθηκε κατά τη διάρκεια αυτού του σεισμού επειδή η επικεντρική απόσταση ήταν πολύ μεγάλη, στα 230Km. Ένα άλλο αξιοσημείωτο παράδειγμα σεισμού, όπου η θεμελιώδης περίοδος των κατασκευών που βλάφτηκαν φάνηκε ότι ήταν στενά συσχετισμένη με το βάθος του αλλουβίου, ήταν αυτός του 1967 στο Caracas. Πάλι, η κατασκευές μακράς περιόδου έπαθαν βλάβες στις περιοχές με το μεγαλύτερο βάθος του αλλουβίου.

iii) Η κλίση των στρώσεων (κοιλάδες 2,3 του σχ. 2.1) των εδαφών που επικαλύπτουν το υπόβαθρο είναι προφανές ότι επιδρά στην δυναμική απόκριση αλλά είναι λιγότερο προφανής ο τρόπος που αντιμετωπίζονται οι μη οριζόντιες στρώσεις.



Σχ. 16 Σχηματικό διάγραμμα για την επεξήγηση των τοπικών γεωλογικών και εδαφικών χαρακτηριστικών (2.1)

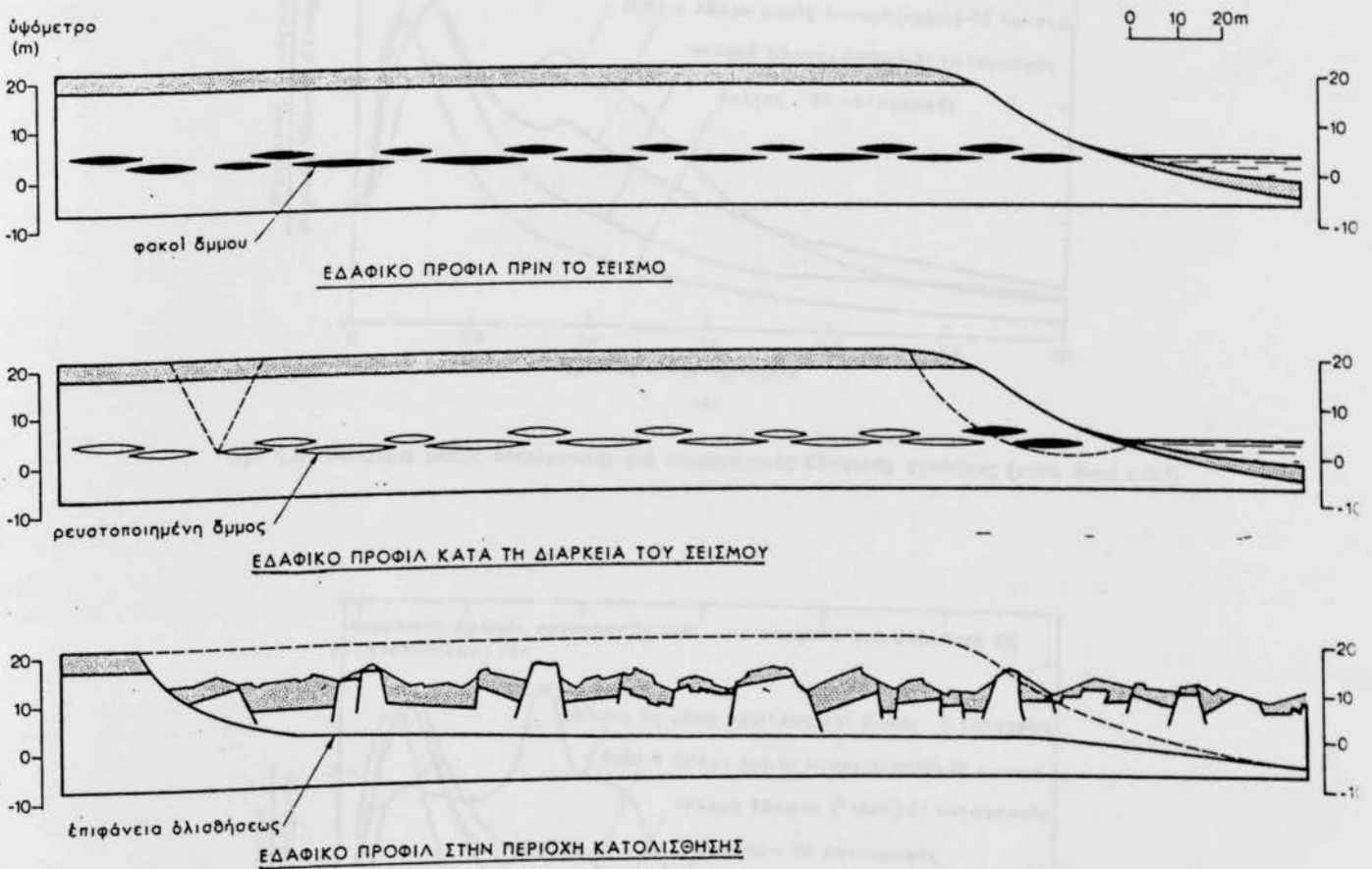
iv) Οι οριζόντιες μεταβολές του εδαφικού τύπου, κατά μήκος μιας περιοχής (περιοχές F και G στο σχ. 2.1) επηρεάζουν την απόκριση τοπικά, μέσα στην περιοχή, και μπορούν να επηρεάσουν έντονα την ασφάλεια ενός κτιρίου που εκτείνεται στους εδαφικούς τύπους.

v) Η τοπογραφία του υπόβαθρου και των εναποτεθημένων εδαφών έχει ποικίλες επιπτώσεις στα καταφθάνοντα σεισμικά κύματα, όπως ανάκλαση, διάθλαση, εστίαση και σκέδαση. Δυστυχώς πολλά από τα φαινόμενα θα μείνουν για πάντα υποθετικά. Για παράδειγμα, ενώ τα φαινόμενα εστίασης στο υπόβαθρο (κοιλάδες 1,2 του σχ. 2.1) μπορεί να υπόκεινται σε υπολογισμό, πως μπορούν οι τροποποιήσεις της απόκρισης στις περιοχές G και J λόγω αυτών των φαινομένων στην κοιλάδα 3 να προβλεφθούν με αξιοπιστία ;

Μπορεί να είναι γεωλογικά χαρακτηριστικά όπως κρυμμένες ανωμαλίες στην τοπογραφία του υπόβαθρου, που να εξηγούν τις κατά τα άλλα ανεξήγητες διαφορές στην απόκριση που παρατηρήθηκαν σε δύο παρακείμενες περιοχές στο σεισμό του San Fernando, το 1971. Στην περίπτωση αυτή, σε δύο θέσεις μέσα στην αυλή του California Institute of Technology, η μέγιστη επιτάχυνση που καταγράφηκε στη μία θέση ήταν 21% του g , ενώ στην άλλη καταγράφηκε μόνο 11%. Το προφίλ του εδάφους και στις δύο θέσεις θεωρείται ταυτόσημο.

vi) Άλλο τοπογραφικό χαρακτηριστικό που επιδρά στην απόκριση είναι οι ράχες (περιοχή B στο σχ. 2.1), όπου πιθανόν να συμβεί μεγέθυνση της βασικής κίνησης του υπόβαθρου.

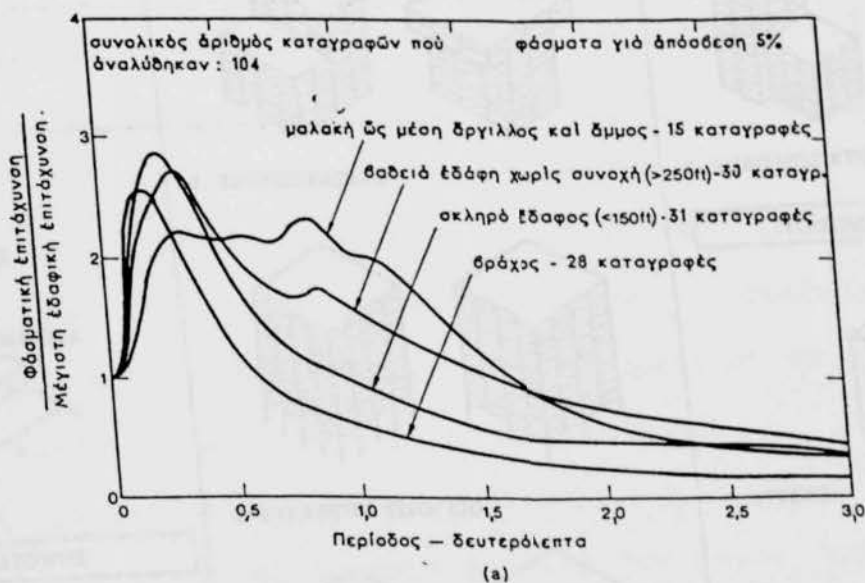
vii) Οι κλιτείες ιζηματογενών αποθέσεων μπορούν βέβαια να αστοχήσουν τελείως στο σεισμό. Σε απόκρυμνο έδαφος (περιοχή H στο σχ. 2.1), η αστοχία μπορεί να έχει τη μορφή χιονοστιβάδας. Αυτό συνέβη στους σεισμούς του βόρειου Περού, στις 31 Μαΐου 1970, όπου



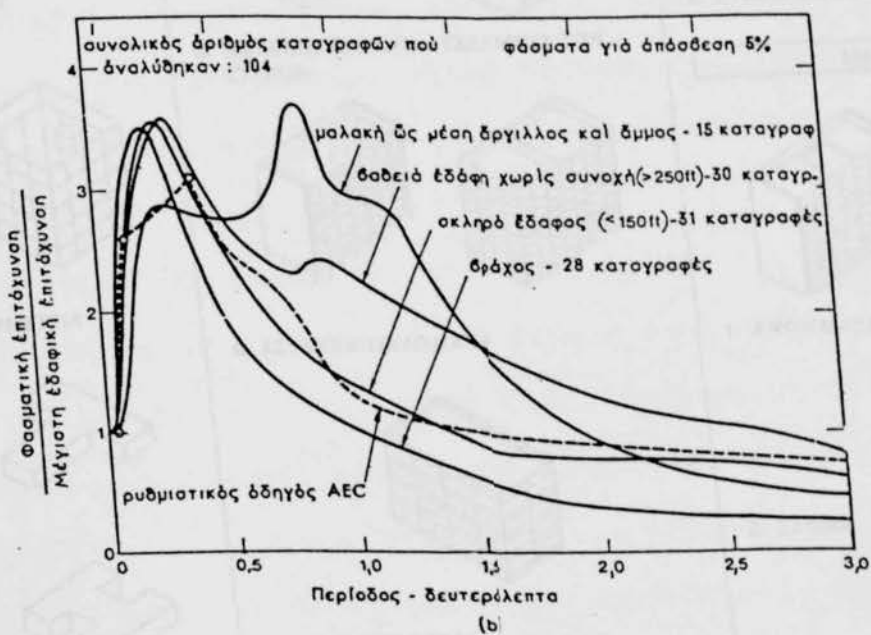
Σχ. 17 Παραστατική εξέλιξη της κατολίσθησης στα Turnagain Heights, Anchorage, Alaska, λόγω ρευστοποίησης φακών άμμου (κατά τον Seed¹)

ντισεισμική συμπεριφορά φέρουσας τοιχοποιίας
αι ο ρόλος του πάχους αυτής.

ολόκληρες κωμοπόλεις θάφτηκαν και περίπου 20000 άνθρωποι
σκοτώθηκαν από μία χιονοστιβάδα που διάνυσε 18Km με ταχύτητα
200-400Km/h .



Σχ. 18 Φάσματα μέσης επιτάχυνσης για διαφορετικές εδαφικές συνθήκες (κατά Seed κ.ά.*)

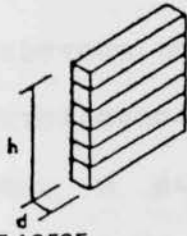


Σχ. 19 Φάσματα του 84% της επιτάχυνσης για διαφορετικές εδαφικές συνθήκες (κατά Seed κ.ά.*)

ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΑ ΜΟΡΦΩΣΗΣ ΤΟΥ ΣΚΕΛΕΤΟΥ ΣΕ ΚΤΙΡΙΑ ΜΕ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΚΤΙΡΙΑ ΜΕ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΑ ΔΙΑΣΤΑΣΕΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΟΨΗΣ

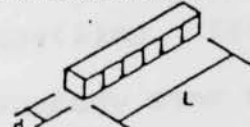
ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΑ ΔΙΑΣΤΑΣΕΩΝ



1. ΜΕΓΑΛΟΣ ΛΟΓΟΣ ΥΨΟΥΣ/ΒΑΘΟΥΣ

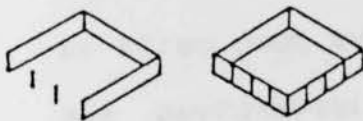


2. ΜΕΓΑΛΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ

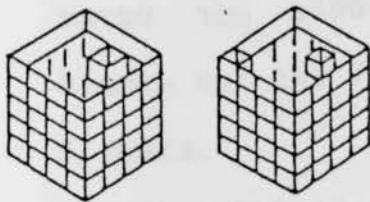


3. ΜΕΓΑΛΟΣ ΛΟΓΟΣ ΜΗΚΟΥΣ/ΒΑΘΟΥΣ

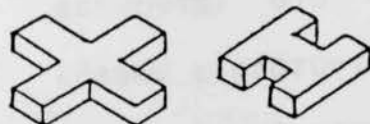
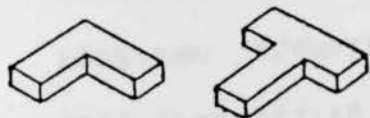
ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΑ ΚΑΤΟΨΗΣ



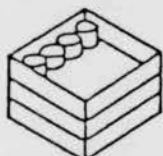
1. ΜΕΤΑΒΟΛΗ ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ - ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ



ΠΑΡΑΠΛΑΝΗΤΙΚΗ ΣΥΜΜΕΤΡΙΑ



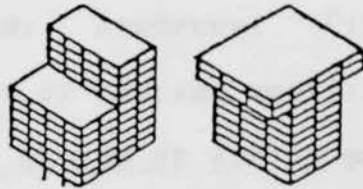
2. ΕΣΟΧΕΣ



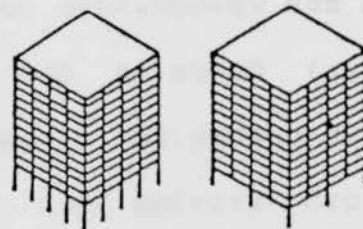
3. ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΕΣ ΜΑΖΩΝ

ΚΤΙΡΙΑ ΜΕ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΑ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ

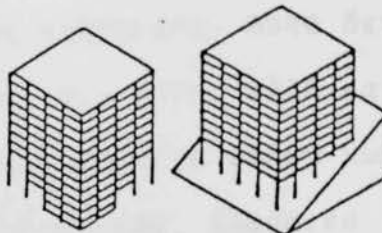
ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΑ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΔΙΑΤΑΞΗΣ



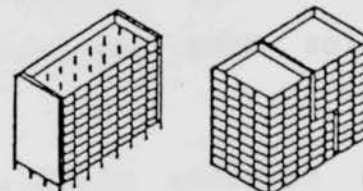
1. ΕΣΟΧΕΣ/ΕΞΟΧΕΣ



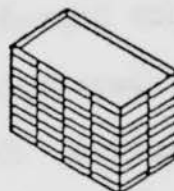
2. ΕΥΚΑΜΠΤΟ ΕΙΣΟΓΕΙΟ



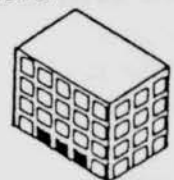
3. ΜΕΤΑΒΟΛΕΣ ΣΤΗΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΤΩΝ ΣΤΥΛΩΝ



4. ΑΣΥΝΕΧΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ



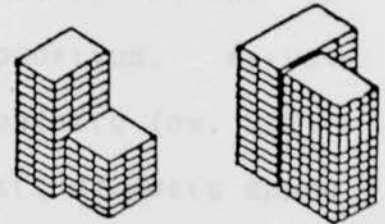
5. ΑΔΥΝΑΤΟΙ ΣΤΥΛΟΙ ΙΣΧΥΡΕΣ ΔΟΚΟΙ



6. ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΣΕΙΣ ΤΗΣ ΑΡΧΙΚΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

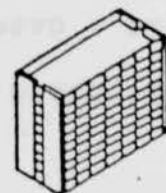
ΚΤΙΡΙΑ ΜΕ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΑ ΓΕΙΤΝΙΑΣΗΣ, Τ ΧΩΜΑΤΩΝ, ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΩΝ

ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΑ ΓΕΙΤΝΙΑΣΗΣ

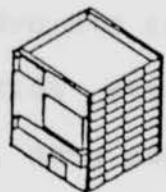


1. ΧΩΡΙΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΩΝ

ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

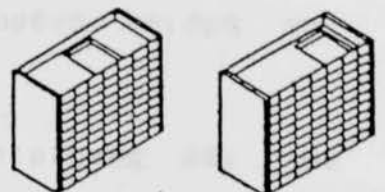


1. ΣΥΖΕΥΞΗ

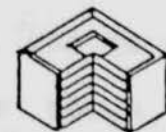


2. ΤΥΧΑΙΑ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

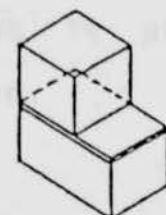
ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ



1. ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ



2. ΣΧΗΜΑ



3. ΔΙΑΚΟΠΗ - ΠΥΡΓΟΙ

ΠΙΝΑΚΑΣ ΜΕ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΑ ΜΟΡΦΩΣΗΣ ΤΟΥ ΣΚΕΛΕΤΟΥ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΥΣ ARNOLD ΚΑΙ REITELMAN, 1982

viii) Θεαματικές αστοχίες του εδάφους μπορούν επίσης να συμβούν σε ομαλές κλιτείς, όπως στο σεισμό της Alaska του 1964 και στο σεισμό του Tokachi-Oki το 1968. Οι θραύσεις των πρανών κατά το σεισμό της Alaska ήταν ως επί το πλείστον συσχετισμένες με τη ρευστοποίηση εδαφικών στρώσεων. Για παράδειγμα, έγιναν κατολισθήσεις ακόμα και σε βασικώς αργιλικές αποθέσεις (σχ. 2.2), όπου η ρευστοποίηση συνέβη σε λεπτές φακοειδείς στρώσεις άμμου που περιέχονταν στην άργιλλο. Στο σεισμό του Tokachi-Oki μερικές από τις θραύσεις πρανών προκλήθηκαν από ανώτερα εδαφικά στρώματα που γλίστρησαν πάνω στο ολισθηρό (υγρό) υποκείμενο στρώμα αργίλλου. Τέτοιες συνθήκες "ολισθηρού υπόβαθρου" θα μπορούσαν να συμβούν στην περιοχή E, όπως φαίνεται στο σχ.2.1.

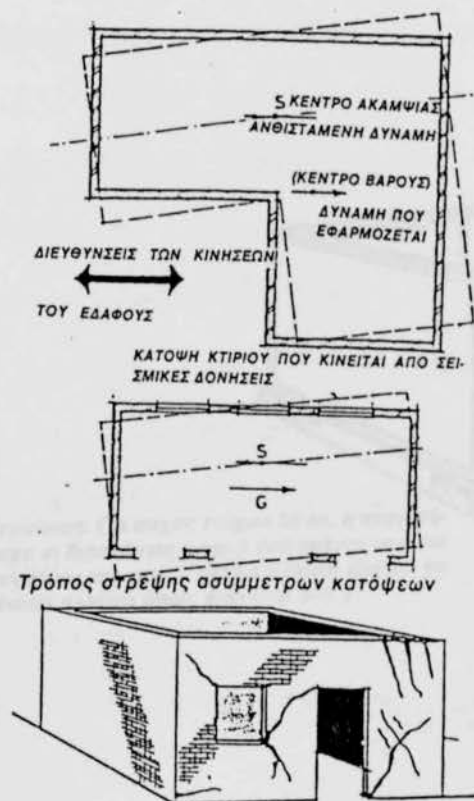
ix) Η υδατοπεριεκτικότητα του εδάφους είναι σημαντικός παράγοντας της εδαφικής απόκρισης. Αυτό δεν ισχύει μόνο στα εδάφη με κλίση όπως αναφέρθηκε πιο πάνω, αλλά και στα επίπεδα γύπεδα, που συνίστανται από κεκορεσμένα εδάφη χωρίς συνοχή, όπου μπορεί επίσης να συμβεί ρευστοποίηση. Κλασσικά παραδείγματα αστοχιών αυτού του είδους συνέβησαν στους προαναφερθέντες σεισμούς της Alaska και του Tokachi-Oki και στον πολυμελετημένο σεισμό της Niigata.

x) Τελικά, η σεισμική απόκριση μιας περιοχής και των κατασκευών που περιλαμβάνει, είναι βέβαια συνάρτηση των τοπικών εδαφικών τύπων και της κατάστασής τους. Αυτό φαίνεται από τα κατά πολύ διαφορετικά φάσματα αποκρίσεως για τα διάφορα εδάφη που φαίνονται στο σχ. 2.3. Οι δυναμικές ιδιότητες των ξεχωριστών εδαφών εκφράζονται με όρους μηχανικών ιδιοτήτων, όπως το μέτρο διάτμησης, η απόσβεση, η πυκνότητα και η συμπιεστότητα.

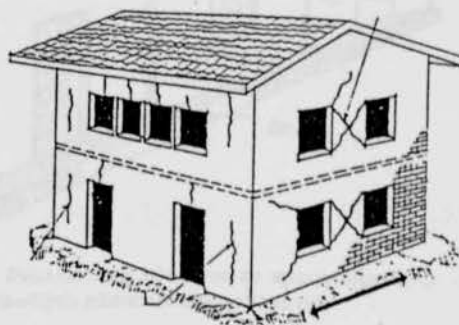
2.3 Προβλήματα μόρφωσης του σκελετού από οπλισμένο σκυρόδεμα

Η ορθή αντιμετώπιση του αντισεισμικού προβλήματος αρχίζει από τη σωστή μόρφωση του φέροντα οργανισμού (Φ.Ο.) του κτιρίου. Οι δυνατότητες που έχει ο μηχανικός ως προς τη μόρφωση του Φ.Ο. περιορίζονται από το σχήμα του οικοπέδου, τις συνθήκες εκμετάλευσής του και από τον ισχύοντα Γενικό Οικοδομικό Κανονισμό (Γ.Ο.Κ.). Στην Ελλάδα οι παράγοντες αυτοί είναι τέτοιας μορφής ώστε να δημιουργούνται προβλήματα στη διαμόρφωση σωστών φερόντων οργανισμών στα κτίρια.

Για παράδειγμα θα αναφερθούμε στη μορφή των οικοπέδων που δεν είναι πάντα κανονική και κατάλληλη για μια σωστή αντισεισμική κατασκευή. Ιδιαίτερα η μικρή σχετικά επιφάνεια των οικοπέδων σε σχέση προς το επιτρεπόμενο ύψος του κτιρίου και το μεγάλο κόστος της γής, αποτελούν στοιχεία που δημιουργούν πιεστικές καταστάσεις ως προς την εκμετάλευση του χώρου.



ΡΩΓΜΕΣ ΠΟΥ ΟΦΕΙΛΟΝΤΑΙ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ



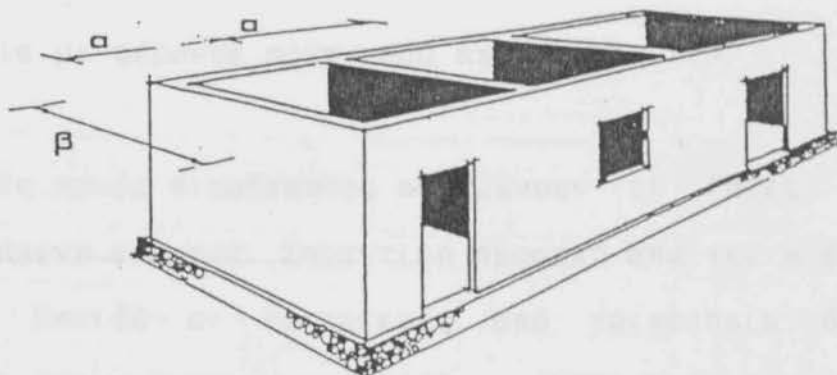
ΡΩΓΜΕΣ ΠΟΥ ΟΦΕΙΛΟΝΤΑΙ ΣΕ ΚΑΜΠΤΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ

ΔΙΕΥΘΥΝΣΕΙΣ ΤΗΣ ΚΙΝΗΣΗΣ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

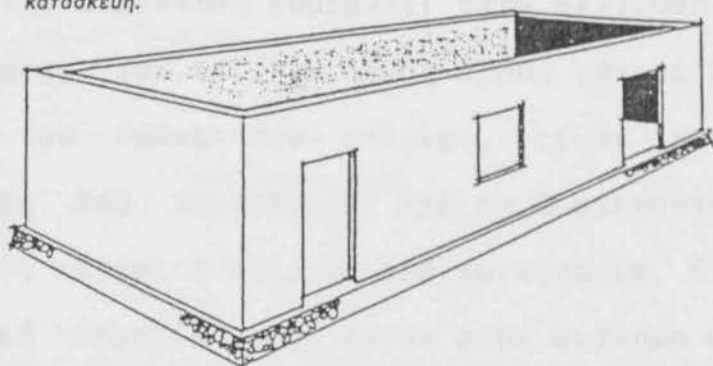
5 Θέσεις που εμφανίζονται οι ρωγμές σε κατασκευές από τοιχοποιία με ασύμμετρη κάτοψη

6 Διαφορετικά είδη ρωγμών (καμπτικές-διατμητικές) σε φέρουσα τοιχοποιία

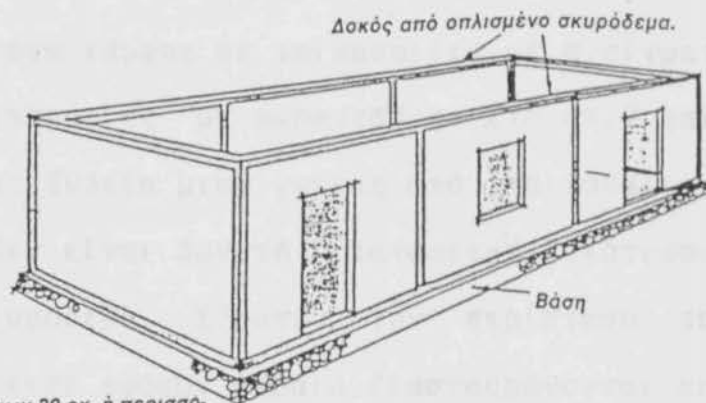
Η σημασία των διασταυρούμενων τοιχοποιιών
στη σεισμική αντοχή.



α. Αρκετοί διασταυρούμενοι τοίχοι, δημιουρ-
γία κλειστών χώρων, σεισμικά ικανοποιητική
κατασκευή.



β. Κανένας διασταυρούμενος τοίχος, σεισμικά
μη ικανοποιητική κατασκευή.



Σημείωση: Για πάχος τοίχων 20 εκ. ή περισσο-
τερο οι διαστάσεις α και β δεν πρέπει να είναι
μεγαλύτερες από 7 μέτρα αλλιώς πρέπει να
γίνουν πλαίσια όπως φαίνεται στο γ.

γ. Εναλλακτική λύση για το προηγούμενο, ή
προσθήκη πλαισίων σκυροδέματος

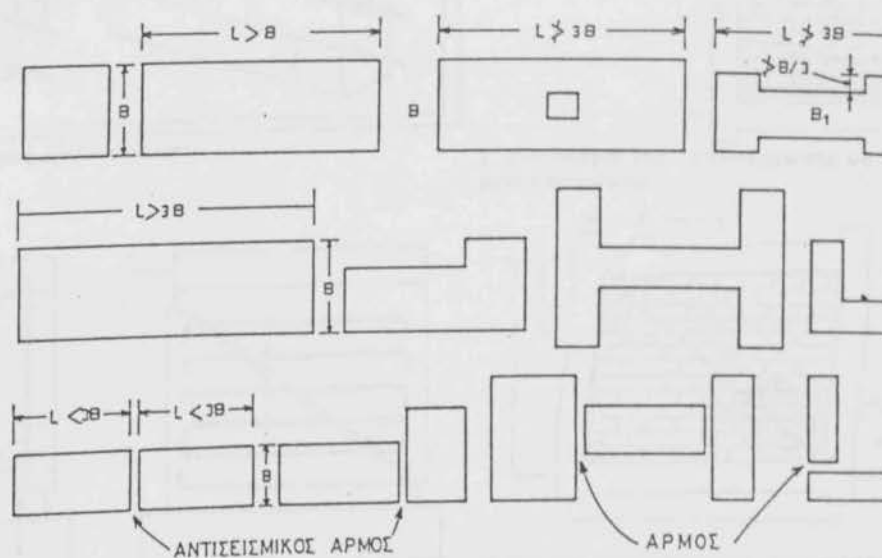
Προφανώς η αποφυγή όλων αυτών των προβλημάτων δεν είναι πάντοτε εύκολη ή δυνατή.

2.4 Κτίρια με φέροντα οργανισμό από τοιχοποιία

Οι βασικές αρχές διαμόρφωσης παραμένουν οι ίδιες όπως και στην προηγούμενη ενότητα. Σημαντική προσοχή απαιτεί η διαμόρφωση της κάτοψης. Επειδή οι κατασκευές από τοιχοποιία δεν έχουν παραπάνω από δύο ορόφους στην Ελλάδα η χρήση αντισεισμικών αρμών σ'αυτήν την περίπτωση συμβάλλει στην βελτίωση της αντισεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου. Ένας αρμός πάχους 3-5 εκ., αντίστοιχος του 1% του ύψους του κτιρίου, είναι συνήθως επαρκής για κατασκευές από τοιχοποιία. Στο σχ.3 φαίνονται επιθυμητές και μη επιθυμητές κατόψεις κτιρίων από τοιχοποιία. Στο σχ.4 φαίνεται η εξαιρετική σημασία που έχουν στην ανάληψη σεισμικών φορτίων οι πυκνές διασταυρούμενες τοιχοποιίες. Στο σχ.5 φαίνεται η στροφή που υφίστανται οι κατόψεις αν η κατανομή των μαζών δεν είναι συμμετρική και οι βλάβες που θα εμφανιστούν αν δεν εξασφαλιστούν μέτρα ενίσχυσης κοντά στα ανοίγματα. Στο σχ.6 φαίνονται οι βλάβες που προκαλούνται λόγω κάμψης σε τοιχοποιίες με ανοίγματα και λόγω διάτμησης σε τοιχοποιίες με παραστάδες. Στο σχ.7 φαίνεται ένας τρόπος ενίσχυσης με Ξυλεία μιας γωνίας από τοιχοποιία όταν για διαφόρους λόγους δεν είναι δυνατή η κατασκευή Ξυλότυπου και σενάζ από οπλισμένο σκυρόδεμα. Σ'αυτήν την περίπτωση τα καδρόνια αντικαθίστουν το σενάζ εφόσον βέβαια διασταυρόνονται κατάλληλα.

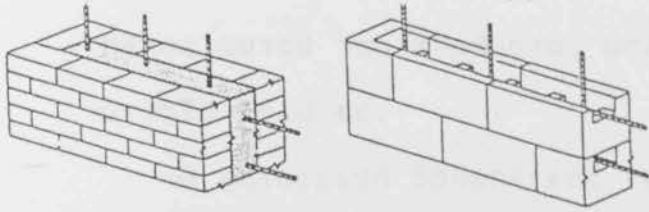
Ακόμη, η κατανομή των φορτίων σ'ένα κτίριο από τοιχοποιία, η ύπαρξη παραστάδων δημιουργεί τοπική ένταση για την παραλαβή της οποίας χρειάζεται ενίσχυση με οπλισμένο σκυρόδεμα ή με καδρόνια

σε απομακρυσμένες περιοχές.

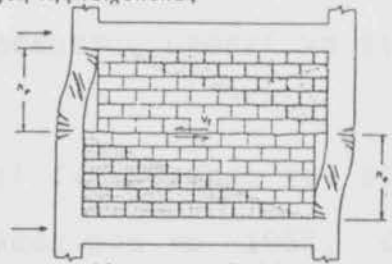


Τέλος, ένας άλλος βασικός κανόνας που ισχύει είναι ότι όλο το κτίριο πρέπει να κατασκευάζεται με τα ίδια υλικά και τον ίδιο τρόπο δόμησης. Έτσι αποφεύγονται ανομοιογένειες και ανομοιομορφίες. Σύμφωνα με την αρχή αυτή, όταν οι εξωτερικοί τοίχοι γίνονται από λιθοδομές ή από πλινθοδομές, τότε πρέπει να γίνονται και οι εσωτερικοί φέροντες τοίχοι από όμοιες λιθοδομές (με μικρότερο (σως πάχος). Σ'αυτήν τη περίπτωση θα πρέπει υποχρεωτικά να διαμορφώνονται και στην περίμετρο κάποια πλαίσιακά φέροντα συστήματα.

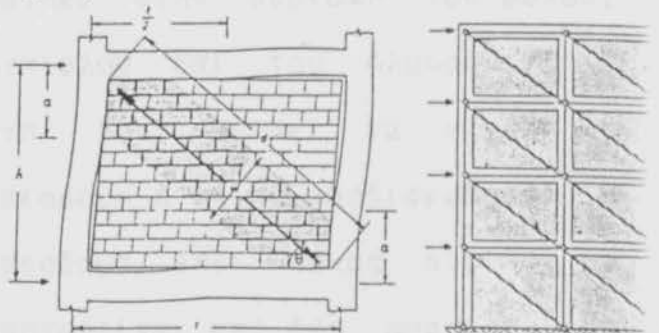
Γενική διάταξη της ενίσχυσης κτιρίων από τοιχοποιία με πλινθοδομή



β. Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων από διατμητική ολίσθηση της τοιχοποιίας

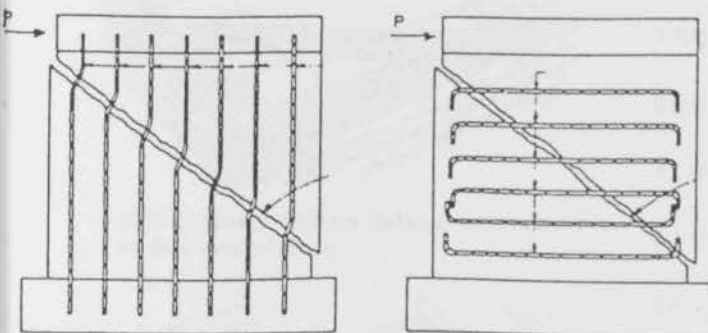


γ. Λειτουργία της τοιχοπλήρωσης ως θλιβόμενης διαγωνίου



δ. Τρόποι παραμόρφωσης τοιχοπλήρωσης σε σκελετό οπλισμένου σκυροδέματος και ενίσχυση τοιχοποιιών μετά από ολική αστοχία

α. Επίδραση κατακόρυφου ή οριζοντίου οπλισμού



2.5 Ενίσχυση της αντίστασης σε σεισμό σε μικρές κατοικίες

Επειδή η δόμηση με απλή τοιχοποιία (τούβλα, λίθους, τσιμεντόλιθους, λασπότουβλα κλπ.) δεν δίνει ικανοποιητική αντίσταση σε σεισμικά φορτία, είναι πολλές φορές σκόπιμο, να ενισχύεται η τοιχοποιία στα αδύνατα σημεία της με δοκαράκια οπλισμένου σκυροδέματος (σενάζ).

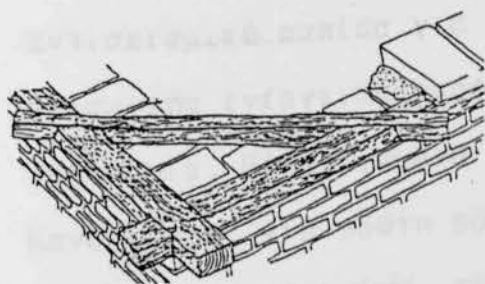
Τα σενάζ μπορεί να είναι κατακόρυφα και οριζόντια και τοποθετούνται στις άκρες θυρών και παραθύρων, στις γωνίες, στις θέσεις των υπεθύρων και κάτω από την επικάλυψη.

Ενας άλλος τρόπος ενίσχυσης της αντίστασης σε σεισμό με μια τοιχοποιία είναι με την κατασκευή βοηθητικής "ψίχας" δηλαδή με

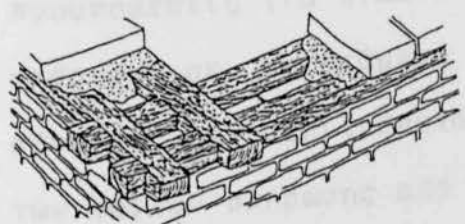
ένα στρώμα οπλισμένου σκυροδέματος μεταξύ δυο δρομικών οπτοπλινθοδομών όπως φαίνεται στο σχ.8 ή μεταξύ δύο λιθοδομών. Το πάχος αυτού του στρώματος οπλισμένου σκυροδέματος μπορεί να είναι μεταξύ 5-10 εκ.

Η κατασκευή βοηθητικής "ψίχας" αποτελεί ένα σύστημα που είναι γνωστό στην Ελλάδα από το 1955, όταν εφαρμόστηκε στην περιοχή του Βόλου, της Αγκιάλου και του Αλμυρού. Η εφαρμογή του μπορεί να γίνει ως λιθοδισκοδομή ή ως πλινθοδισκοδομή. Η λιθοδισκοδομή έχει πάχος περίπου 50 εκ. αποτελείται από δύο παρειές από λιθοδομή πάχους 20 εκ. κάθε μία και το μεταξύ τμήμα γεμίζεται με σκυρόδεμα που οπλίζεται στον άξονά του με σχάρα $\Phi 8/40$.

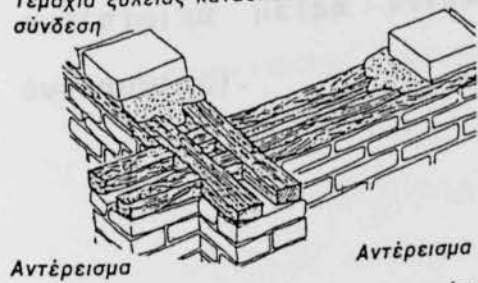
Η λιθοδισκοδομή χρησιμοποιείται για μονόροφα ή διόροφα κτίρια, ενώ η πλινθοδισκοδομή χρησιμοποιείται μέχρι και σε τριόροφες κατοικίες. Ο τελευταίος τύπος αποτελείται από ένα δίσκιο



Ξύλινα Σενάζ. Τεμάχια ξυλείας κατασκευών σε διαγώνια σύνδεση



Τεμάχια ξυλείας κατασκευών σε παράλληλη σύνδεση



Αντέρρισμα
Αντέρρισμα
Εναλλακτικές λύσεις για σενάζ με τη χρήση ξύλινων καδρονιών

σκυροδέματος πάχους 10 εκ. και δύο δρομικούς τοίχους πάχους περίπου 10 εκ. (συνολικά 30 εκ.). Ο οπλισμός είναι σχάρα με $\Phi 8/40$ με κάποια ενίσχυση στις διασταυρώσεις και στις γωνίες.

2.6 Ποια είναι η συμβολή της τοιχοποιίας στην ανάληψη σεισμικών φορτίων και στην απορρόφηση σημαντικού ποσού ενέργειας σε κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος

Η τοιχοποιία σαν οργανισμός πλήρωσης σ'ένα πλαίσιο οπλισμένου σκυροδέματος όταν τοποθετείται σωστά λειτουργεί ως μία πρώτη αντισεισμική ασπίδα για το σεισμό. Απορροφά σημαντικό ποσό της σεισμικής ενέργειας παρέχοντας παράλληλα στην κατασκευή σημαντική δυσκαμψία. Είναι γνωστό ότι οι νέες διατάξεις του Αντισεισμικού Κανονισμού για πρώτη φορά περιλαμβάνουν συστάσεις για τον τρόπο υπολογισμού πλαισίων σκυροδέματος με τοιχοπλήρωση και θέτουν προϋποθέσεις για πιθανή καθαίρεση κάποιων από τις τοιχοποιίες που υπάρχουν σε υφιστάμενα κτίρια. Ακόμη κατά την αρχιτεκτονική σύνθεση δεν επιτρέπεται η απότομη μείωση της συνολικής διατομής των τοίχων πλήρωσης από όροφο σε όροφο χωρίς να λαμβάνονται αντιστοίχα μέτρα ενίσχυσης της κατασκευής (πρόβλεψη πρόσθετης δυσκαμψίας).

Ενώ όμως η συνεισφορά των τοικοπληρώσεων στην αύξηση της αντίστασης σε σεισμό μιας κατασκευής είναι αναμφισβήτητη, η τυχόν έκκεντρη τοποθέτησή τους (σως αυξάνει τις μετατοπίσεις και επιβαρύνει υπερβολικά ορισμένα δομικά στοιχεία. Επίσης όταν ένας τοίχος πλήρωσης διακόπτεται καθ' ύψος για να σχηματιστεί πλατύ άνοιγμα επιβαρύνει διατμητικά τα γειτονικά υποστυλώματα. Για τους λόγους αυτούς χρειάζεται ιδιαίτερη προσοχή ακόμη από το στάδιο της αρχιτεκτονικής σύνθεσης έτσι ώστε η τοιχοποιία να παίζει θετικό ρόλο στην απόκριση ενός κτιρίου σε σεισμό. Στο σχ.9 φαίνονται οι τρόποι παραμόρφωσης μιας τοικοπλήρωσης σε ένα πλαίσιο οπλισμένου σκυροδέματος καθώς και ένας τρόπος πρόσθετης ενίσχυσης με οπλισμό της τοιχοποιίας σε περιπτώσεις επισκευής μετά από ένα σεισμό.

3. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ [Επιπτώσεις των σεισμών]

3.1 Επιπτώσεις των σεισμικών καταστροφών

Υπάρχουν δύο βασικές επιπτώσεις από τους σεισμούς:

- (i) Απώλειες ανθρώπινων ζωών και αναπηρίες.
- (ii) Καταστροφές και ζημιές του δομημένου και φυσικού περιβάλλοντος.

Από οικονομική και τεχνική άποψη, αυτό που είναι πραγματοποιήσιμο είναι ο περιορισμός των παραπάνω κινδύνων στους μεγάλους σεισμούς. Έτσι, η βασικοί στόχοι του σχεδιασμού αποβλέπουν στη μείωση του κινδύνου απώλειας ζωής από σεισμούς, είτε από κατάρρευση κατασκευής είτε από δευτερεύουσα αιτία όπως μετέπειτα πτώση στοιχείων ή πυρκαϊά, και στην περιστολή των

καταστροφών και της αποστέρησης χρήσης του δομημένου περιβάλλοντος.

Προφανώς, ορισμένες κατασκευές απαιτούν μεγαλύτερη αντισεισμικότητα από άλλες, λόγω της μεγαλύτερης κοινωνικής και οικονομικής τους σημασίας. Έτσι, είναι σημαντικό να καθορίζεται στους στόχους της μελέτης όχι μόνο η ουσιαστική σημασία της κατασκευής, αλλά και οι απαιτήσεις επιβίωσης που επιθυμεί ο πελάτης.

Σε ορισμένες χώρες, η μεγαλύτερη κοινωνική σημασία ορισμένων τύπων κατασκευών αναγνωρίζεται με ειδικές νομοθετικές διατάξεις, όπως στη Νέα Ζηλανδία όπου τα δημόσια κτίρια σχεδιάζονται για μεγαλύτερες σεισμικές δυνάμεις από άλλα. Μερικές από τις πιο σημαντικές κατασκευές που πρέπει να παραμείνουν σε λειτουργία και μετά από καταστρεπτικούς σεισμούς είναι τα φράγματα, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κυβερνητικά κτίρια, γέφυρες, ραδιοφωνικές και τηλεπικοινωνιακές εγκαταστάσεις, σχολεία κ.α., δηλαδή οτιδήποτε ζωτικής σημασίας σε ότι αφορά την πρόληψη απώλειας ανθρώπινων ζωών κατά την άμεση δράση του σεισμού, και την λειτουργία των υπηρεσιών άμεσου επεμβάσεως μετά το σεισμό.

Σε ορισμένες περιπτώσεις ο πελάτης πρέπει να είναι πλήρως ενήμερος για τις καταστρεπτικές επιπτώσεις των σεισμών στην κατασκευή του. Είναι δε αξιοσημείωτο ότι ακόμη και στην ευαίσθητη στους σεισμούς Καλιφόρνια, είναι μόλις το 1971 που επιβλήθηκαν νομοθετικά οι απαιτήσεις για την ιδιαίτερη προστασία των διαφόρων κατασκευών ζωτικής σημασίας στις Ηνωμένες Πολιτείες, μετά από την καταστροφή τριών νοσοκομείων και μερικών σημαντικών γεφυρών κατά το σεισμό του San Fernando. Η εκλογή ενός αποδεκτού επιπέδου σεισμικής επικινδυνότητας αποτελεί ένα σύνθετο πρόβλημα, που

απαιτεί την εξέταση και των κοινωνικών και των οικονομικών επιπτώσεων των σεισμικών καταστροφών, καθώς και του πιθανού βαθμού του φυσικού κινδύνου, δηλαδή της επικινδυνότητας της περιοχής.

3.2 Το κόστος της αντισεισμικότητας

Κατά τη φάση της επιμέρους ανάλυσης και προυπολογισμού μιας μελέτης, θα πρέπει τουλάχιστο να συνοπολογίζεται και ορισμένες φορές να αναλύεται ξεχωριστά το απαιτούμενο κόστος επίτευξης αντισεισμικότητας. Το κόστος αυτό εξαρτάται από παράγοντες όπως ο τύπος του έργου, η συνθήκες της περιοχής, η μορφή της κατασκευής, η σεισμική δραστηριότητα της περιοχής και οι νομοθετημένες διατάξεις σχεδιασμού. Τέλος, το διατεθειμένο κεφάλαιο μπορεί να καθοριστεί από την οικονομική κατάσταση του πελάτη και τη στάση του απέναντι στις συνέπειες των σεισμών, καθώς και των ασφάλιστρων για την κάλυψη των πιθανών απωλειών.

Δυστυχώς δεν είναι δυνατό να δοθούν απλές κατευθύνσεις για τις δαπάνες αυτές, αν και δεν θα ήταν αποπροσανατολιστικό να ειπωθεί ότι οι περισσότερες μελέτες που έγιναν σύμφωνα με τους σχετικά αυστηρούς κανονισμούς που ισχύουν στη Νέα Ζηλανδία, ξόδευσαν κατά ανώτερο όριο 10% του συνολικού κόστους για αντισεισμικές ενισχύσεις, ενώ ένα 5% μπορεί να ληφθεί σαν ένα μέσο ποσοστό.

Στις περιπτώσεις που ο πελάτης απλώς επιθυμεί το ελάχιστο συνολικό κόστος ικανοποιώντας τους τοπικούς κανονισμούς, τότε μπορούν να εφαρμόζονται οι συνήθεις μελέτες κόστους-αποδοτικότητας συγκρίνοντας διάφορες μορφές και υλικά.

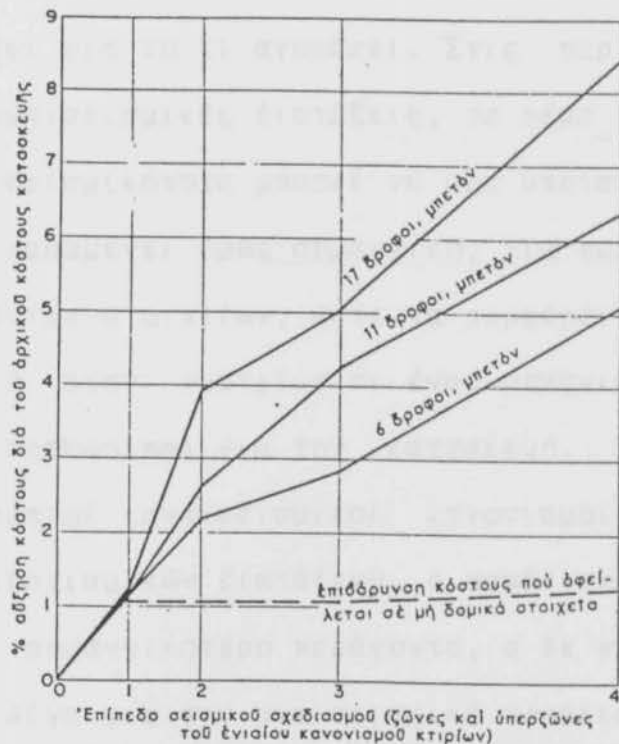
Για κάτι τέτοιο, η γνώση των ορθών αντισεισμικών μορφών βοηθά στον άμεσο καθορισμό ενός οικονομικού σχεδιασμού, όποιο και να είναι το επιλεγόμενο υλικό κατασκευής.

Σε πολλές περιπτώσεις όμως, μία ευρύτερη οικονομική μελέτη του κόστους που απαιτείται για την αποφυγή και την αποκατάσταση των ζημιών των σεισμών μπορεί να αποδειχθεί συμφέρουσα. Με καθαρά οικονομικούς όρους, το κόστος ενός σεισμού μπορεί να εξεταστεί από τρεις πλευρές.

- (i) κόστος ζωής,
- (ii) κόστος υλικών ζημιών,
- (iii) ζημιές λόγω της μη δυνατότητας λειτουργίας παροχών.

Το κόστος αυτό μπορεί να εκτιμηθεί πάνω σε μια πιθανολογική βάση, κάνοντας τεχνικά μια ανάλυση κόστους-αποδοτικότητας για να βρεθεί η σχέση μεταξύ της δαπάνης κεφαλαίου για την επίτευξη αντισεισμικότητας από τη μια, με το κόστος των επισκευών και την απώλεια εισοδημάτων συν τα ασφάλιστρα από την άλλη. Ο Hollings έχει μελετήσει τα οικονομικά των αντισεισμικών διαφόρων έργων. Στην περίπτωση μιας 16όροφης πολυκατοικίας με εύκαμπτο σκελετό από οπλισμένο σκυρόδεμα, εκτιμήθηκε ότι το κόστος επίτευξης αντισεισμικότητας για αποφυγή της κατάρρευσης και της συνακόλουθης απώλειας ζωών ήταν 1.4% της δαπάνης κεφαλαίου για την κατασκευή του κτιρίου, ενώ το κόστος πρόληψης άλλων ζημιών υπολογίστηκε επιπλέον 5% δηλαδή συνολικά 6.4%. Τα ασφάλιστρα για το ίδιο κτίριο εκτιμήθηκαν σε 4.5% για την ασφάλεια ζωής και 0.7% για ζημιές, δηλαδή συνολικά 5.2%. Στη βάση αυτή ένας ευαίσθητος στις δαπάνες πελάτης θα ενδιαφερόταν να ξοδέψει λίγα ακόμη χρήματα για να εξασφαλίσει την ιδιοκτησία του απέναντι στον κίνδυνο κατάρρευσης, μειώνοντας έτσι τα ασφάλιστρα ζωής και

προτιμώντας να αντιμετωπίσει τον κίνδυνο πρόκλησης ζημιών κύρια με ασφάλιση.



Σχ. Έπιδραση στο κόστος κατασκευής τυπικών αντισεισμικών πολυκατοικιών από σκυρόδεμα, στη Βοστώνη (κατά τον Whitman κ.ά.)

Στο προηγούμενο παράδειγμα δεν υπολογίστηκε η απώλεια εσόδων λόγω της μη δυνατότητας λειτουργίας του κτηρίου. Σε μία υποθετική μελέτη μιας σιδηροδρομικής γέφυρας, ο Hollings έδειξε ότι μπορούν να ξοδευτούν μέχρι και 18% της συνολικής δαπάνης κεφαλαίου κατασκευής της γέφυρας για την αντισεισμική πρόληψη του ενδεχομένου να τεθεί η γέφυρα εκτός λειτουργίας, μέχρι να ισοσκελιστούν τα έξοδα της πλήρους ασφαλιστικής κάλυψης.

Σε μια μελέτη του Whitman έχει γίνει εκτίμηση του κόστους παροχής διαφόρων επιπέδων αντισεισμικότητας για τυπικές πολυκατοικίες διαφορετικού ύψους όπως παρουσιάζεται στο σχ. . Μέχρι να γίνουν και άλλες μελέτες αυτού του τύπου, αποτελέσματα σαν αυτά που παρουσιάζονται στο σχήμα θα πρέπει να χρησιμοποιούνται ποιοτικά και όχι ποσοτικά.

Είναι ιδιαίτερα σημαντικό ότι ο πελάτης θα πρέπει να ενημερώνεται κατά την αρχική φάση της μελέτης για τη σχέση ανάμεσα στην αντοχή και την επικινδυνότητα, έτσι ώστε να μπορεί να αποφασίσει για το τι αγοράζει. Στις περιπτώσεις που ισχύουν αυστηρές αντισεισμικές διατάξεις, το θέμα της ασφάλισης σε σχέση με την αντισεισμικότητα μπορεί να μην υπεισέρχεται στο σχεδιασμό: μπορεί να παραμένει όμως σημαντικό, για παράδειγμα στο σχεδιασμό των μη φερόντων στοιχείων, ώστε να συμφέρει αυτά να θεωρούνται αναλώσιμα ή όταν προτείνεται ένας μηχανισμός ασφαλούς αστοχίας (fail-safe mechanism) για την κατασκευή. Στις περιπτώσεις που ισχύουν χαλαροί αντισεισμικοί κανονισμοί ή υπάρχει παντελής έλλειψη αντισεισμικών διατάξεων, η ασφάλιση μπορεί να αποτελεί έναν πολύ σημαντικότερο παράγοντα, ο δε πελάτης μπορεί να θέλει να ξοδέψει λίγο για την αντισεισμική θωράκιση και περισσότερα για την ασφάλιση της κατασκευής του.

Κ Ε Ρ Α Τ Ο

1. ΓΕΝΙΚΑ ΠΕΡΙ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ

Το παρόν κεφάλαιο αφορά στην ανάλυση της συμπεριφοράς των φέρουσας τοιχοποιίας υπό την επίδραση σεισμικών δυνάμεων. Η ανάλυση αυτή γίνεται με τη βοήθεια των μεθόδων της δυναμικής ανάλυσης.

ΜΕΡΟΣ Β

Ακολουθεί η ανάλυση της συμπεριφοράς της φέρουσας τοιχοποιίας υπό την επίδραση σεισμικών δυνάμεων. Η ανάλυση αυτή γίνεται με τη βοήθεια των μεθόδων της δυναμικής ανάλυσης.

Η ανάλυση αυτή γίνεται με τη βοήθεια των μεθόδων της δυναμικής ανάλυσης. Η ανάλυση αυτή γίνεται με τη βοήθεια των μεθόδων της δυναμικής ανάλυσης.

Η ανάλυση αυτή γίνεται με τη βοήθεια των μεθόδων της δυναμικής ανάλυσης. Η ανάλυση αυτή γίνεται με τη βοήθεια των μεθόδων της δυναμικής ανάλυσης.

Η ανάλυση αυτή γίνεται με τη βοήθεια των μεθόδων της δυναμικής ανάλυσης. Η ανάλυση αυτή γίνεται με τη βοήθεια των μεθόδων της δυναμικής ανάλυσης.

Η ανάλυση αυτή γίνεται με τη βοήθεια των μεθόδων της δυναμικής ανάλυσης. Η ανάλυση αυτή γίνεται με τη βοήθεια των μεθόδων της δυναμικής ανάλυσης.

Η ανάλυση αυτή γίνεται με τη βοήθεια των μεθόδων της δυναμικής ανάλυσης. Η ανάλυση αυτή γίνεται με τη βοήθεια των μεθόδων της δυναμικής ανάλυσης.

Η ανάλυση αυτή γίνεται με τη βοήθεια των μεθόδων της δυναμικής ανάλυσης. Η ανάλυση αυτή γίνεται με τη βοήθεια των μεθόδων της δυναμικής ανάλυσης.

Η ανάλυση αυτή γίνεται με τη βοήθεια των μεθόδων της δυναμικής ανάλυσης. Η ανάλυση αυτή γίνεται με τη βοήθεια των μεθόδων της δυναμικής ανάλυσης.

Η ανάλυση αυτή γίνεται με τη βοήθεια των μεθόδων της δυναμικής ανάλυσης. Η ανάλυση αυτή γίνεται με τη βοήθεια των μεθόδων της δυναμικής ανάλυσης.

Η ανάλυση αυτή γίνεται με τη βοήθεια των μεθόδων της δυναμικής ανάλυσης. Η ανάλυση αυτή γίνεται με τη βοήθεια των μεθόδων της δυναμικής ανάλυσης.

Η ανάλυση αυτή γίνεται με τη βοήθεια των μεθόδων της δυναμικής ανάλυσης. Η ανάλυση αυτή γίνεται με τη βοήθεια των μεθόδων της δυναμικής ανάλυσης.

Κ Ε Φ Α Λ Α Ι Ο Ι

1. ΓΕΝΙΚΑ ΠΕΡΙ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΩΝ

Τοιχοποιία καλείται κυρίως οι οικοδομικές κατασκευές που προκύπτουν από την έντεχνη τοποθέτηση φυσικών ή τεχνητών λίθων μετά ή άνευ συνδετικού κονιάματος, στον όρο αυτό περιλαμβάνονται και κατασκευές τοίχων για τη διάστρωση εντός τύπων (καλουπιών) κονιαμάτων, τα οποία λιθαίνονται αργότερα.

Οι τοίχοι διακρίνονται, αναλόγως με το σκοπό τους σε:

- α) Φέροντες φορτία
- β) Διαχωριστικούς
- γ) Συνδετικούς
- δ) Σε τοίχους προστασίας (περιφράξεως) και
- ε) Σε τοίχους ειδικών έργων (αντιστηρίξεως ή επενδύσεως).

Εμείς θα ασχοληθούμε σ'αυτή την εργασία με τις πρώτες τρεις κατηγορίες, με την φέρουσα τοιχοποιία επί το πλείστον και το πως επηρεάζεται αυτή με τις δύο επόμενες κατηγορίες.

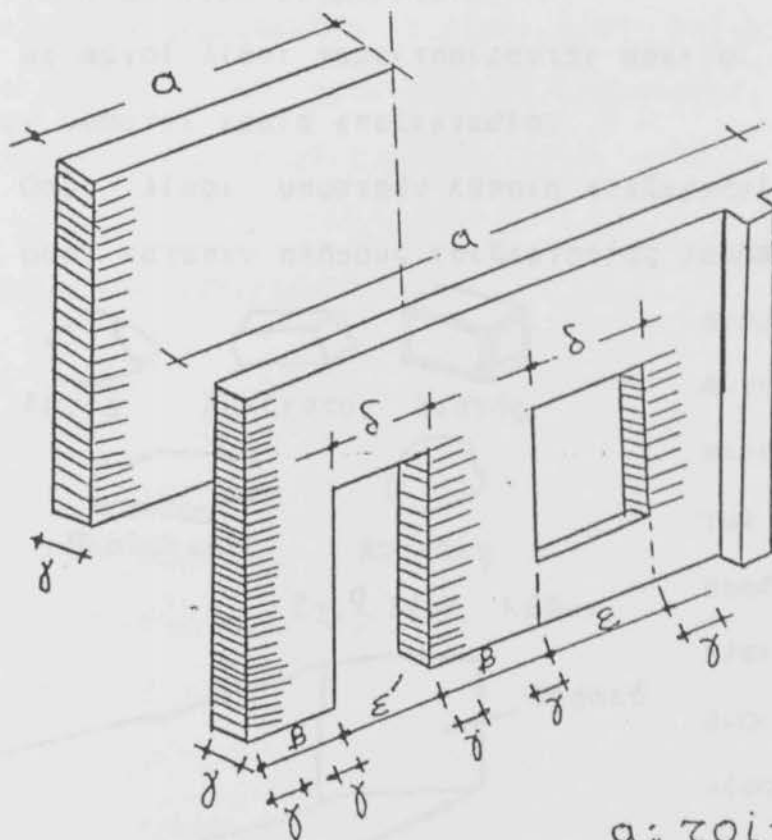
Οι τοιχοποιίες ανάλογα με τα υλικά από τα οποία κατασκευάζονται τις χωρίζουμε σε:

- α) Λιθοδομές με φυσικούς λίθους
- β) Λιθοδομές με τεχνητούς λίθους
- γ) Χυτές τοιχοποιίες και
- δ) Ειδικές τοιχοποιίες.

Καταρχήν ο πηλός χρησιμοποιήθηκε για την σύνδεση μεταξύ των λίθων (φυσικών ή τεχνητών), αλλά και για να κατασκευάζονται τεχνητοί λίθοι και χυτές τοιχοποιίες.

Αργότερα χρησιμοποιήθηκαν οπτοί πλίνθοι και κονιάματα που

περιείχαν ασβέστη, ενώ κατά τη νεότερη εποχή με τη χρήση των τσιμέντων επιτεύχθησαν ισχυρότερα συνδετικά κονιάματα λιθοδομών και κατασκευάστηκαν απ'αυτά άλλοι τεχνητοί λίθοι.



- α: τοίχος
- β: περσός
- γ: παρασάδα (κ. λαμπίας)
- δ: ανώφλιο (κ. πρέκι)
- ε: καζώφλιο (κ. ποδια)
- ε': » (κ. ποδια θύρας)

Σχ. 1.

Τοίχοι και οροφές των διαφόρων μερών του.

2. ΛΙΘΟΔΟΜΕΣ ΑΠΟ ΦΥΣΙΚΟΥΣ ΛΙΘΟΥΣ

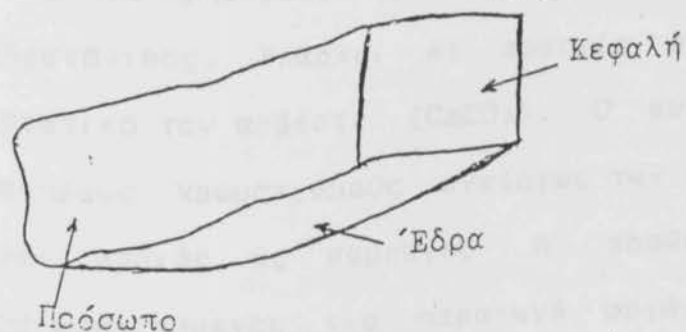
Οι λιθοδομές από φυσικούς λίθους, οι ονομαζόμενοι ορυκτοί, προέρχονται συνήθως από εξόρυξη και τεχνητό τεμαχισμό πετρωμάτων. Σπανιότερα γίνεται χρήση συλλεκτών λίθων, δηλαδή προέρχονται από φυσικό τεμαχισμό πετρωμάτων.

Ως αργοί λίθοι χαρακτηρίζονται ορυκτοί λίθοι, οι οποίοι δεν έχουν υποστεί καμία επεξεργασία.

Όσοι λίθοι υποστούν κάποια επεξεργασία καλούνται ημίξεστοι, ενώ όσοι κατόπιν πλήρους επεξεργασίας λαμβάνουν κανονικά σχήματα



Σχ. 2 Είδη λίθων



Σχ. 3 Ονομασία επιφανειών λίθου

Η μεγαλύτερη επιφάνεια, με την οποία ο λίθος εδράζεται καλείται έδρα αυτού. Πρόσωπο λέμε την επιφάνεια, με την οποία δημιουργείται η όψη της τοιχοδομής. Σαν κεφαλή χαρακτηρίζουμε την σχετικά κανονικότερη από τις στενές πλευρές του ενώ τη μικρότερη την ονομάζουμε ουρά.

Οι λίθοι προέρχονται από επιφανειακά πετρώματα, είναι ακατάλληλοι για την δόμηση, διότι συχνά δεν είναι ομοιογενούς

ονομάζονται ξεστοί λίθοι. Αυτοί που έχουν μορφή πλάκας με φυσική διάταξη των πετρωμάτων απ' όπου προέρχονται καλούνται πλακοειδείς. Κροκάλες ονομάζονται συλλεκτοί λίθοι απεστρογγυλεμένοι λόγω τριβής από φυσική σύρση τους κάτω από το νερό.

ιστού και οι λίθοι που προέρχονται από μαλακά πετρώματα, οι οποίοι και με ελαυριά κρούση θραύονται, είναι ακατάλληλοι.

Αντιθέτως λίθοι από συνεκτικά πετρώματα, οι οποίοι όταν θραύονται, δίνουν τραχείας επιπέδου επιφάνειες, είναι κατάλληλοι διότι οι επιφάνειες αυτές παρέχουν καλή σύνδεση και έδραση. Λίθοι με οπές, ρωγμές, κενά σπογγώδη, πρέπει να αποκλείονται προπάντως για εξωτερικούς τοίχους κτιρίων, διότι εκτός αυτού είναι συνήθως υδροπερατοί, όταν βρεχτούν και ακολουθήσει παγετός, ο πάγος που δημιουργείται μέσα στις ρωγμές είναι δυνατόν να τους σπάσει.

2α. ΕΙΔΗ ΦΥΣΙΚΩΝ ΛΙΘΩΝ

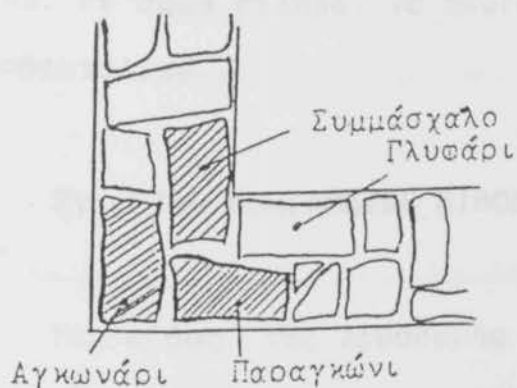
Επειδή η ποικιλία των χρησιμοποιημένων φυσικών λίθων για δομικές, κατασκευές και ειδικότερα για λιθοδομές είναι μεγάλη, θα εξετάσουμε εδώ τους σπουδαιότερους.

Ο πιο χρησιμοποιούμενος φυσικός λίθος για λιθοδομές είναι ο ασβεστόλιθος. Υπάρχει σε αφθονία στη χώρα μας, έχει κύριο συστατικό τον ασβέστη (CaCO_3). Ο ασβεστόλιθος εμφανίζεται με διάφορους χρωματισμούς αναλόγως των προσμίξεών του. Ο ιστός του είναι αραιός ως συμπαγής ή πορώδης. Ο ασβεστόλιθος ο χρησιμοποιούμενος για παραγωγή αργών λίθων ή αργών υλικών για κονιάματα πρέπει να είναι συμπαγούς ιστού.

Οι πορώδεις ιστοί οι οποίοι είναι ευκατέργαστοι χρησιμοποιούνται για την κατασκευή ημιξεστών (αγκωνάρι) ή ξεστών λίθων.

Στην Αττική υπάρχουν πολλών αποχρώσεων συμπαγείς ασβεστόλιθοι, από τους οποίους σπουδαιότερα για την παραγωγή δομικών υλικών είναι των τέως λατομείων της περιοχής των

Τουρκοβουνίων. Οι πορώδεις (πουρία) ασβεστόλιθοι έχουν κίτρινη ή
τεφρή απόχρωση, συνήθεις δε πορώδεις ασβεστόλιθοι στην Αττική



Σχ. 4.

Γωνία λιθοδομής σε κάτοψη
με ονομασία ημιξεστών λίθων

είναι του Πειρεά, Καπανδριτίου,
Μεγάρων, Χαρβατίου και Βάρης.
Πορώδεις μαλακοί ασβεστόλιθοι είναι
και οι άλλωτε αποκλειστικά
χρησιμοποιούμενες πλάκες για
επίστρωση δωματίων οι λεγόμενες
μαλτεζόπλακες.

Άλλοι φυσικοί λίθοι για
λιθοδομές είναι οι ψαμμίτες.

Γεωλογικώς προέκυψαν από φυσική συγγόληση λεπτότατων συντριμμάτων
σκληρών πετρωμάτων. Το χρώμα τους ποικίλει και μπορεί να είναι
λευκό, κίτρινο, φαιό, ερυθρόφαιο, πρασινότεφρο. Από αυτούς κυρίως
παράγονται ημιξεστοί λίθοι. Αργοί λίθοι παράγονται και από τους
δολομίτες. Ο σχιστόλιθος χρησιμοποιείται για κατασκευή λιθοδομών
(διακοσμητικών συνήθως). Σήμερα γίνεται συχνά χρήση και για
επιστρώσεις εξωτερικών χώρων οικοδομών, πεζοδρομίων, πλατειών. Το
χρώμα του είναι δυνατό να είναι από λευκό έως κυανότεφρο.
Γνωστότεροι σχιστόλιθοι είναι από την Τηνο και από τα Πετάλια.

2B. ΚΟΝΙΑΜΑΤΑ ΤΩΝ ΛΙΘΟΔΟΜΩΝ

Ονομάζουμε κονία ή σε κατάσταση κονία υλικά τα οποία όταν
υποστούν ορισμένη επεξεργασία, παρουσιάζουν συγγολητικές
ιδιότητες. Η πήξη των κονιών οφείλεται συνήθως σε χημικές
αντιδράσεις. Η σβησμένη άσβεστος, όταν έρθει σε επαφή με το
διοξειδίο του άνθρακα του αέρα, μετατρέπεται σε ανθρακικό

ασβέστιο κατά την παρακάτω χημική αντίδραση:



δηλ. σε σώμα σκληρό, το οποίο είναι και το κύριο συστατικό των ασβεστόλιθων.

2γ. ΕΙΔΗ ΚΟΝΙΑΜΑΤΩΝ ΛΙΘΟΔΟΜΩΝ

Το είδος της λιθοδομής ρυθμίζει και το είδος του κονιάματος το οποίο θα χρησιμοποιηθεί. Πάντως τα συνθεότερα αερικά κονιάματα είναι τα ασβεστοκονιάματα. Αποτελούνται από πολύ σβησμένης άβεστου, άμμο και νερό. Για την ενίσχυση των ασβεστοκονιαμάτων και ταχύτερη πήξη γίνεται σήμερα προσθήκη σ' αυτό με τσιμέντο. Τα κονιάματα αυτά τα ονομάζουμε ασβεστοκονιάματα ή ενισχυμένα ασβεστοκονιάματα.

Γενικά, πρέπει να σημειωθεί για να λαμβάνεται υπόψη κατά την κατασκευή λιθοδομών ανεξάρτητα του είδους του κονιάματος τα εξής:

α) Τα κονιάματα έχουν αντοχή μικρότερη από τις κονίες, από τις οποίες συντίθενται, λόγω αραίωσης της κονίας.

β) Αυτά που αποτελούν το συγγολητικό μέσο σωμάτων (φυσικών ή τεχνητών λίθων) έχουν περισσότερες φορές μικρότερη αντοχή από αυτά, γι' αυτό οι αρμοί που σχηματίζονται μεταξύ τους και καταλαμβάνονται από το κονίαμα, πρέπει να είναι μικροί (πράγμα που επιτυγχάνεται ευκολότερα, όταν το κονίαμα είναι λεπτόκοκκο).

γ) Συστέλλονται σε μικρότερο βαθμό κατά την πήξη τους από τις κονίες που περιέχουν.

2δ. ΑΝΑΛΟΓΙΕΣ ΚΟΝΙΑΜΑΤΩΝ ΛΙΘΟΔΟΜΩΝ

Είναι προφανές ότι για να προκύψει ένα κανονικό μίγμα και για να συγγοληθούν απολύτως μεταξύ τους οι κόκκοι του αδρανούς υλικού θα πρέπει η ποσότητα της κονίας να είναι τέση, ώστε να περιβάλλονται από αυτή όλοι οι κόκκοι και να συμπληρώνονται τα μεταξύ τους κενά. Τότε θα έχουμε ένα απολύτως κανονικό κονίαμα.

Ειδικότερα οι αναλογίες κατ'όγκο άμμου και άσβεστου των ασβεστοκονιαμάτων καθορίζεται ανάλογα με τη σημασία του έργου και τον επιδιωκόμενο σκοπό. Οι συνήθειες αναλογίες είναι:

1:2 (0.42m³ πολτού άσβεστου, 0.84m³ άμμου ανά m³ κονιάματος)

1:2.5 (0.36m³ πολτού άσβεστου, 0.90m³ άμμου ανά m³ κονιάματος)

1:3 (0.32m³ πολτού άσβεστου, 0.96m³ άμμου ανά m³ κονιάματος)

με προσθήκη νερού περίπου 0.20m³ ανά m³ κονιάματος.

Οι αναλογίες των τσιμεντοκονιαμάτων επίσης ποικίλουν από:

1:1 (900Kg τσιμέντου, 0.74m³ άμμου ανά m³ κονιάματος)

1:4 (350Kg τσιμέντου, 1.12m³ άμμου ανά m³ κονιάματος)

1:5 (275Kg τσιμέντου, 1.10m³ άμμου ανά m³ κονιάματος)

Η ποσότητα του νερού ρυθμίζεται τέση, ώστε το μίγμα να είναι πλαστικό και ευκατέργαστο.

Τα συνήθη ασβεστοκονιάματα αποτελούνται από 1 μέρος άσβεστου, 2.5 άμμου με προσθήκη από 150 έως το πολύ 200 Kg τσιμέντου στο m³ έτοιμου κονιάματος (150 Kg τσιμέντου, 0.29m³ πολτού άσβεστου, 0.9m³ άμμου ανά m³ κονιάματος).

2ε. ΚΑΝΟΝΕΣ ΔΟΜΗΣΕΩΣ ΤΗΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ

Η δόμηση λιθοδομών από φυσικούς (ή τεχνητούς) λίθους αρχίζει

σχεδόν πάντοτε από βασικά σημεία των τοίχων, δηλ. από τα άκρα, τις γωνίες ή τις παραστάδες ανοιγμάτων και στην συνέχεια προχωρεί προς το κυρίως σώμα του.

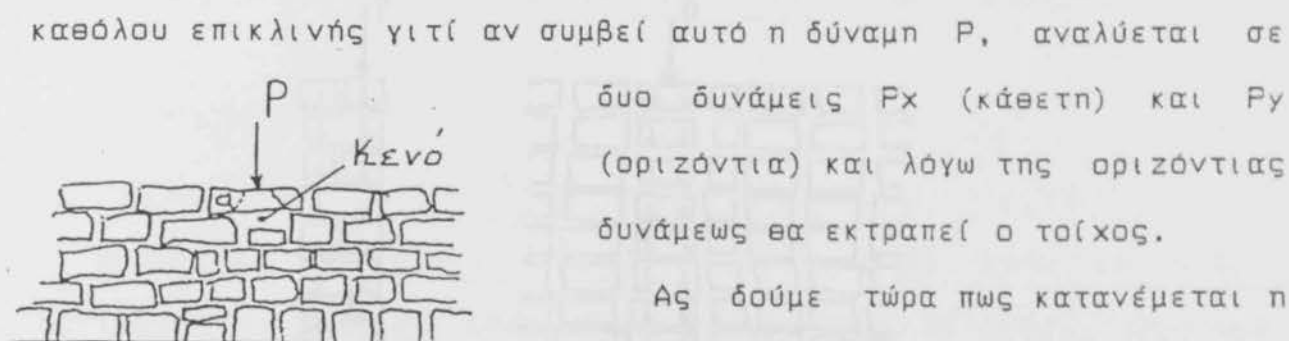
Τα λίθινα τεμάχια παρουσιάζουν τη μεγαλύτερη αντοχή σε δυνάμεις θλίψεως. Για αυτό πρέπει να τοποθετούνται όσο το δυνατό σε θέσεις που παρουσιάζουν μόνο αυτό το είδος της καταπόνησης. Έχει διαπιστωθεί ότι όσο το ύψος του λίθινου τεμαχίου αυξάνει, τόσο ευκολότερα θραύεται. Την μεγαλύτερη αντοχή παρουσιάζει, όταν έχει μορφή κύβου περίπου. Από αυτό συνεπάγεται ότι τα λίθινα τεμάχια δεν πρέπει να έχουν ύψος μεγαλύτερο του πλάτους τους.

Καλύτερη σύνδεση μεταξύ των τεμαχίων επιτυγχάνεται, όταν συμπλέκεται κάθε τεμάχιο με τα παρακείμενα σε όσο το δυνατό μεγαλύτερη έκταση κατά την έννοια του μήκους του τοίχου αλλά και του πλάτους. Σημασία δηλαδή έχει η μορφή των τεμαχίων, γιατί από αυτή εξαρτάται η προσαρμογή ενός τεμαχίου προς τα παρακείμενα.

Το κονίαμα εξ'άλλου, το οποίο είναι συγγολητική ύλη, αποτελεί βασικό στοιχείο συναρμογής στις λιθοδομές, στις οποίες οι λίθοι δεν είναι κανονικού σχήματος, ενώ ο ρόλος του περιορίζεται ή ουδεμία σημασία σχεδόν έχει στις λιθοδομές συνιστάμενες από κανονικού σχήματος λίθους.

Για να αναζητήσουμε τους κανόνες, κατά τους οποίους πρέπει να γίνεται η δόμηση, πρέπει να μελετήσουμε τις εσωτερικές δυνάμεις οι οποίες αναπτύσσονται εντός μιας λιθοδομής, όταν αυτή φορτιστεί.

Ας υποθέσουμε ότι έχουμε ένα τμήμα λιθοδομής, ως του σχ. 6. στο οποίο ενεργεί συγκεντρωμένο φορτίο P . Το λίθινο τεμάχιο α , το οποίο έχει κάτωθεν του κενό και στο οποίο εφαρμόζεται το φορτίο P , θα θραυσθεί επειδή αυτό αντέχει κυρίως σε θλίψη και όχι σε κάμψη. Επίσης πρέπει η τοιχοποιία να είναι αυστηρά κάθετη και



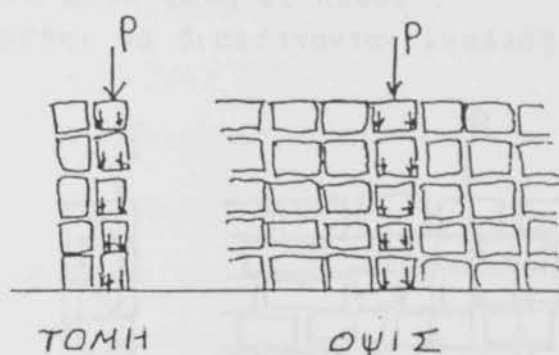
Σχ. 6 .

Το λίθινο τεμάχιο α θαύεται διότι δεν εδράζεται καθ'όλη την επιφάνεια του .

δύο δυνάμεις P_x (κάθετη) και P_y (οριζόντια) και λόγω της οριζόντιας δυνάμεως θα εκτραπεί ο τοίχος.

Ας δούμε τώρα πως κατανέμεται η δύναμη σε μία λιθοδομή κατασκευασμένη από παρακείμενους απλώς λίθους. Όπως φαίνεται στο σχ.7 όλη η δύναμη διαβιβάζεται προς το

έδαφος μόνο από το τμήμα Α, το οποίο λόγω υπερφόρτωσης μπορεί να υποχωρήσει .



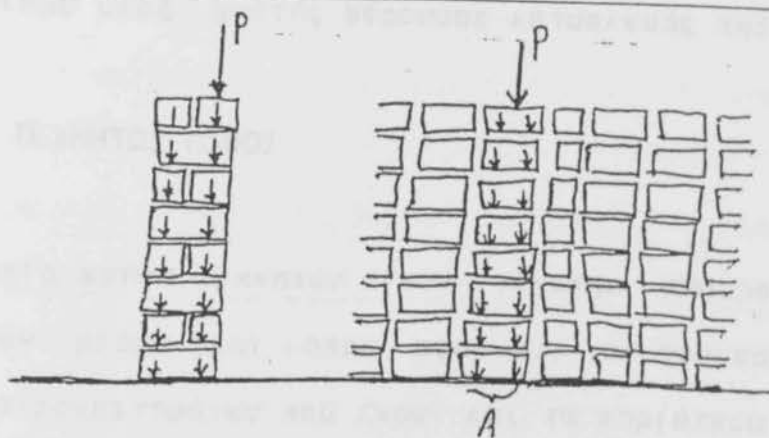
Σχ. 7 .

Σχηματική μορφή δεικνύουσα πως διαβιβάζεται η δύναμη P , όταν δεν εμπλέκονται οι λίθοι .

Εχοντας υπόψη λοιπόν τα εκτεθέντα σχήματα μπορούμε να διατυπώσουμε τους εξείς κανόνες δόμησης.

α) Οι επιφάνειες, στις οποίες εδράζονται οι λίθοι, πρέπει να είναι κάθετες στη διεύθυνση των δυνάμεων που επενεργούν στην τοιχοποιία. Ευνόητο είναι ότι για συνήθειες λιθοδομές, στις οποίες οι δυνάμεις είναι κατακόρυφες, οι επιφάνειες πρέπει να είναι οριζόντιες.

β) Οι επιφάνειες, στις οποίες εφάπτονται μεταξύ τους οι

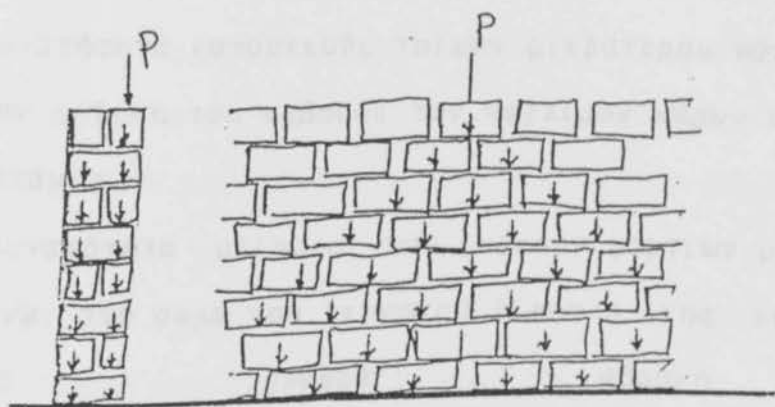


Διανομή δυνάμεως καθ' όλον το πάχος του τοίχου στην περιοχή μόνο της ζώνης Α.

Σχ. 8 .

Σχηματική μορφή της κατανομής της δυνάμεως P , όταν διακόπτονται κατακορύφως και εναλλάξ σε μία μόνο ζώνη οι λίθοι .

λίθοι, πρέπει να διακόπτονται εναλλάξ από στρώση σε στρώση.



Σχ. 9 .

Κατάνομή της δυνάμεως P , όταν οι λίθοι εμπλέκονται πλήρως .

γ) Δεν πρέπει να υπάρχουν κενά μεταξύ των λίθων, αλλά πρέπει να περιβάλλονται απ' όλες τις δομημένες πλευρές από κονίαμα.

δ) Τα λίθινα τεμάχια πρέπει να έχουν μορφή, η οποία να επιτρέπει την όσο το δυνατό καλύτερη προσαρμογή με τα παρακείμενα.

Αναλυτικότερα στα στατικά φορτία θα αναφερθούμε στο ειδικό κεφάλαιο που αφορά αυτά τα εντατικά μεγέθη και το σχεδιασμό και

υπολογισμό μιάς σωστής φέρουσας κατασκευής από λιθοδομή.

3. ΤΕΧΝΗΤΟΙ ΛΙΘΟΙ

Ευρεία χρήση τεχνητών λίθων γίνεται σήμερα στην κατασκευή λιθοδομών ακόμη και όπου αφθονούν οι φυσικοί λίθοι, λόγω των πολλών πλεονεκτημάτων που έχουν και τα κρηιότερα είναι :

- α) Ενιαίες ιδιότητες του υλικού
- β) Μεγέθη και σχήματα των τεμαχίων που εξυπηρετούν καλύτερα την κατασκευή τοίχων κατά διάφορα πάχη με πλήρη εφαρμογή των κανόνων δομήσεως.
- γ) Ευχερής χειρισμός κατά την δόμηση καθώς και ευκολία κατά την μεταφορά.
- δ) Δυνατότητα κατασκευής τοίχων μικρότερου πάχους με συνέπεια την αύξηση του εμβαδού των ωφέλιμων χώρων και μείωση της δαπάνης.
- ε) Δυνατότητα μείωσης των νεκρών φορτίων με τη δημιουργία κενών στο σώμα του τεχνητού λίθου ή της κατασκευής τους από ελαφρά αδρανή υλικά.

3α. ΕΙΔΗ ΛΙΘΟΔΟΜΩΝ ΑΠΟ ΤΕΧΝΗΤΟΥΣ ΛΙΘΟΥΣ

Υπάρχουν διαφόρων ειδών τεχνητών λίθων, με τους οποίους γίνεται λιθοδομές. Οι περισσότεροι σε χρήση τεχνητοί λίθοι είναι οι ωμόπλινθοι, οι οπτόπλινθοι και οι τσιμεντόλιθοι.

Αναλυτικά : Ωμοπλινθοδομές

Με την χρήση αυτών που ήταν πολλούς αιώνες το στοιχείο που γίνονταν οι κατασκευές σε αγροτικά και ευτελή κτίσματα και

συνήθως σε περιοχές που δεν υπήρχαν φυσικοί λίθοι.

Σχεδόν πάντοτε ήταν χειροποίητη και συνεπώς οι διαστάσεις τους δεν ήταν σταθερές. Οι ωμόπλινθοι κατασκευάζονται από πηλό, λίγη άμμο και νερό, η άμμος προστίθεται για τη μείωση της συστολής κατά τη φυσική ξύρανση, συχνότητα δε προστίθεται και άχυρο για αύξηση της αντοχής (είδος σπλισμού).

3β. ΟΠΤΟΠΛΙΝΘΟΔΟΜΕΣ

Οι οπτόπλινθοι είναι οι περισσότερο σε χρήση τεχνητοί λίθοι και διακρίνονται σε συμπαγείς και διάτρητους.

Οι συμπαγείς έχουν από τη μία ή και από τις δύο έδρες εκβάθυνση (σκάφες) ή βαθιές ραβδώσεις για την καλύτερη συγκόλληση με το κονίαμα δόμησης. Οι κοινοί διάτρητοι οπτόπλινθοι έχουν σε αποστάσεις διάκενα πρισματικής ή κυλινδρικής μορφής με σκοπό κυρίως τη μείωση του βάρους και την καλύτερη όπτηση. Οι συνήθεις διαστάσεις των διάτρητων είναι 0.06x0.09x0.19. Ενείστε κατασκευάζονται και οπτόπλινθοι διάτρητοι διπλού ύψους (ή διπλού πλάτους) προς μείωση του χρόνου δομήσεως.

Για την σωστή δόμηση των παραστάδων, γωνιών και των διασταυρώσεων των τοίχων, υπάρχουν ορισμένοι κανόνες απαράβατοι:

α) Να μην συμπέτουν κατακόρυφοι αρμοί οπτόπλινθων σε δύο διαδοχικές στρώσεις.

β) Να χρησιμοποιούνται κατά το δυνατό ολόκληροι οπτόπλινθοι και τα τυχόν χρησιμοποιούμενα τμήματα αυτών να είναι όσο το δυνατό μεγαλύτερων διαστάσεων.

γ) Κατά τις συναντήσεις τοίχων να εναλλάσσονται οι στρώσεις των πλινθων.

3γ. ΛΙΘΟΔΟΜΕΣ ΑΠΟ ΤΣΙΜΕΝΤΟΛΙΘΟ

Συχνότατα σήμερα κατασκευάζονται τοίχοι από τσιμεντόλιθους. Οι τσιμεντόλιθοι έχουν συνήθως μορφή ορθογώνιου παραλληλεπέδου. Είναι δυνατό να είναι πλήρεις, να έχουν κενά ή να είναι ειδικής μορφής. Πλήρεις χρησιμοποιούνται συνήθως και ως γωνιόλιθοι. Πλεονεκτούν οι τσιμεντόλιθοι από τις οπτοπλινθοδομές κατά τα εξής:

- α) Δυνατότητα να κατασκευασθούν και στο εργοτάξιο
- β) Γίνονται σε διαστάσεις μεγαλύτερες από του οπτόπλινθους, με συνέπεια την ταχύτερη δόμηση.

3δ. ΛΙΘΟΔΟΜΕΣ ΑΠΟ ΕΛΑΦΡΟΥΣ ΤΕΧΝΗΤΟΥΣ ΛΙΘΟΥΣ

Οι ελαφροί τεχνητοί λίθοι (συνήθως από κίσηρη, κίσηρόπλινθοι) είναι φυσικά ελαφρότεροι από τους τσιμεντόλιθους αλλά και μικρότερης αντοχής και για αυτό το λόγο δεν χρησιμοποιούνται για φέρουσα τοιχοποιία αλλά μόνο για τα φέροντα τμήματα της κατασκευής.

3ε. ΜΙΚΤΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

Μικτές ονομάζονται οι τοιχοποιίες, που αποτελούνται από δύο (ή περισσότερα) είδη τοίχων, των οποίων η δόμηση γίνεται συνήθως ταυτόχρονα.

Οι τοιχοποιίες αυτού του είδους γίνονται για λόγους οικονομίας ή εμφανίσεως.

Μικτές τοιχοποιίες υπάρχουν τριών ειδών:

α) Κατά το μήκος β) Το πάχος γ) Το ύψος των τοίχων.

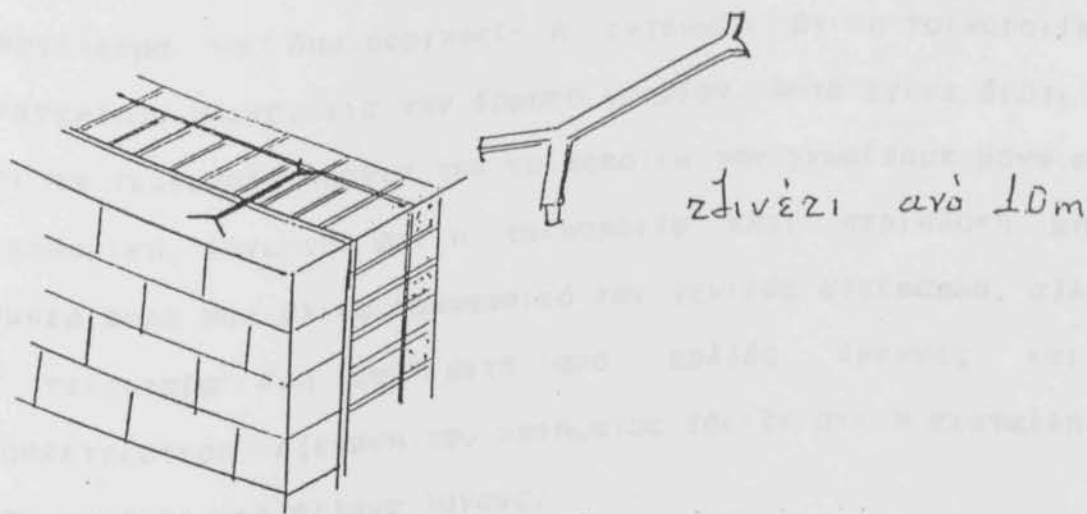
Η δόμηση των τοίχων αυτών γίνεται για κάθε είδους τοιχοποιία κατά τους ήδη περιγραφέντες τρόπους. Επειδή συνίσταται από δύο (ή περισσότερα) είδη δομής, δεν είναι φυσικό να προκύψει ενιαία αντοχή και προπάντος ενιαίες αντιδράσεις στις φορτίσεις που θα δεχτούν.

Προς αντιμετώπιση του βασικού αυτού μειονεκτήματος επιδιώκεται ή όσο το δυνατό πληρέστερη σύνδεση, εμπλοκή και ενοποίηση των διαφόρων ειδών τοίχων, από τους οποίους συνίσταται η τοιχοποιία.

Αυτό επιτυγχάνεται :

α) Από ειδικούς σιδερένιους συνδέσμους (τζινέτια) ή με την κατασκευή συνδετικών ζωνών κατ'αποστάσεις και κατά το ύψος του.

β) Με δόμηση κάθε είδους τοίχου της μικτής τοιχοποιίας σε ικανοποιητικό κατασκευαστικό πάχος και με τη χρήση



Σχ. 10 .

Τρόποι συνδέσεως μικτής τοιχοποιίας

κονιαμάτων με σύνθεση κατάλληλη, ώστε να δημιουργηθούν ομοιόμορφες στατικές ιδιότητες στα διάφορα είδη δομής, που αποτελούν τον μικτό τοίχο.

- γ) Η δημιουργία αρμών διαστολής σε τοίχους μεγάλου μήκους στους οποίους η διαφορά των ιδιοτήτων (θερμικών, στατικών κ.λ.π) των τμημάτων που τους αποτελούν, είναι μεγάλη λόγω των μεγάλων διαστάσεων.

Κ Ε Φ Α Λ Α Ι Ο Ι Ι

1. ΑΡΧΕΣ ΜΟΡΦΩΣΗΣ ΤΟΥ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

Είναι διαπιστωμένο ότι στην Ελληνική κατασκευαστική δραστηριότητα πολύ λίγα κτίρια είναι κατασκευασμένα με αυτό τον τρόπο, και έχει επικρατήσει το πολιτισμένο σκυρόδεμα σε κάθε είδους κατασκευή. Λόγω του ότι στους τελευταίους σεισμούς τα κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία υπέστησαν σοβαρές βλάβες ή κατάρρευσαν, με αποτέλεσμα να δημιουργηθεί η εντύπωση ότι η τοιχοποιία είναι ακατάλληλο υλικό, για την δόμηση κτηρίων. Αυτό έγινε διότι μέχρι και τα τελευταία χρόνια την τοιχοποιία την γνωρίζαμε μόνο από την οικοδομική, λόγω του ότι η τοιχοποιία έχει περίπλοκη μηχανική συμπεριφορά σαν υλικό πολυφασικό και γενικώς απείθαρχο, αλλά κατά τα τελευταία έτη και μετά από πολλές έρευνες και την προσεκτικότερη εξέταση του ζητήματος έδειξε ότι η ακαταλληλότητα αυτή προήλθε από άλλους λόγους.

- Κακή ποιότητα των χρησιμοποιούμενων υλικών (χαμηλή θλιπτική και εφελκυστική αντοχή λιθοσώματος/κονιάματος)

- Κακή ποιότητα κτισίματος.
- Κακή σύλληψη/μόρφωση του φέροντα οργανισμού και παντελής έλλειψη σχεδιασμού.
- Έλλειψη συντηρήσεως των κτιρίων ή και ορισμένων στοιχείων (στέγες).
- Αυθαίρετες προσθήκες καθήψος ή κατ'επέκταση (από φέρουσα τοιχοποιία ή από σκελετό οπλισμένου σκυροδέματος) χωρίς στοιχειώδη μελέτη, με συνέπεια την μεταβολή του στατικού σχήματος και του δομητικού συστήματος της κατασκευής.

2. Αρχές μόρφωσης του φέροντα οργανισμού

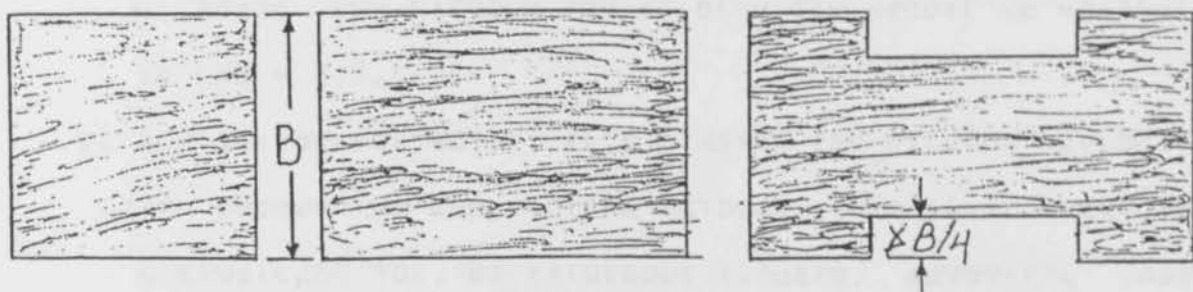
Για την εξασφάλιση ικανοποιητικής αντισεισμικής συμπεριφοράς, αποδίδεται ιδιαίτερα μεγάλη σημασία, στην ορθή μόρφωση του φέροντα οργανισμού κτιρίων από τοιχοποιία.

Η επισταμένη ανάλυση των αιτιών των βλαβών που εμφανίστηκαν κατά τους σεισμούς των τελευταίων 30-40 ετών σε τέτοια κτίρια, κατέδειξε ότι για συνήθη κτίρια, με περίπου κανονική/συμμετρική τις περισσότερες φορές κάτοψη, όταν οι φέροντες τοίχοι ήταν συνδεδεμένοι μεταξύ τους στη στάθμη των δαπέδων και της οροφής, είτε με διαζώματα είτε με διαφργματα, συμπεριφέρθηκαν ικανοποιητικά, ακόμη και στις περιπτώσεις κατά τις οποίες δεν είχαν συνταχθεί αναλυτικοί υπολογισμοί, ούτε είχε γίνει ιδιαίτερος αντισεισμικός έλεγχος.

Οι παρακάτω κανόνες και γενικές συστάσεις πρέπει να λαμβάνονται υπόψη, κατά τη μόρφωση του φέροντα οργανισμού:

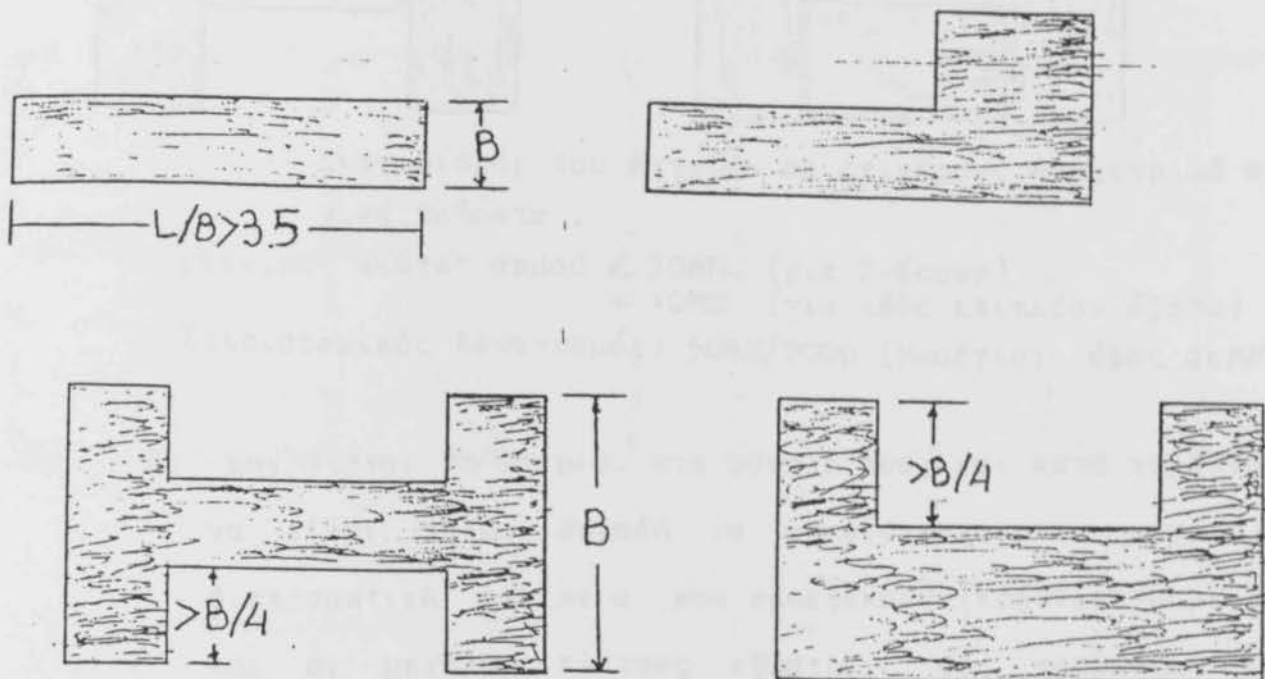
- α) Το κτίριο πρέπει σε κάτοψη, κατά το δυνατόν, να είναι συμμετρικό, ώστε να αποφεύγεται η επιρροή της στρέψεως

λόγω σεισμού και συνεπώς η συγκέντρωση βλαβών σε ορισμένες κρίσιμες περιοχές.



Συμμετρικές, απλές ορθογωνικές/επιθυμητές κατόψεις .

β) Οι απλές, τετραγωνικές ή ορθογωνικές κατόψεις είναι προτιμότερες, καθ'όσον συμπεριφέρονται καλύτερα, όταν υπόκεινται σε σεισμικές δράσεις. Είναι ανεκτές εξοχές και εσοχές στο κτίριο, εν κατόψη, όταν το βάθος της εσοχής δεν

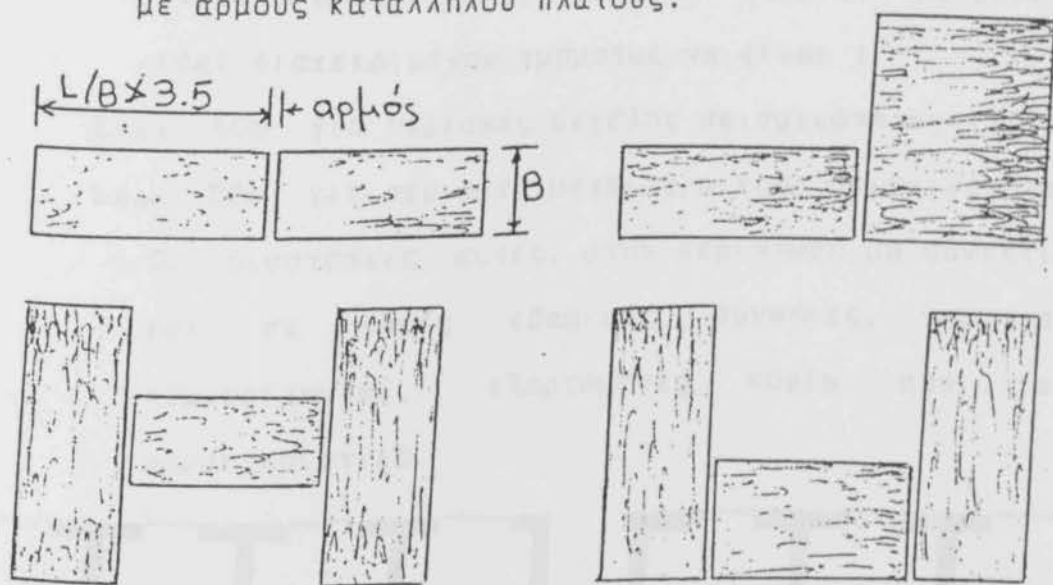


Επίμηκες μη συμμετρικές/ανεπιθύμητες κατόψεις

υπερβαίνει το 25% της αντίστοιχης διάστασης της πλευράς του κτιρίου.

Ο λόγος των πλευρών του κτιρίου δεν μπορεί να υπερβαίνει το $L/B = 3.5$.

γ) Αρχιτεκτονικοί λόγοι, είτε η χρήση του κτιρίου επιβάλλουν την μόρφωση μη συμμετρικής κάτοψης, τότε είναι αναγκαίος ο διαχωρισμός του, σε επιμέρους τμήματα, κανονικής μορφής, με αρμούς κατάλληλου πλάτους.



Διαχωρισμός του κτιρίου σε επιμέρους συμμετρικά ορθογωνικά τμήματα.

ελάχιστο πλάτος αρμού $\leq 30\text{MM}$ (για 2-όροφα)
 $+ 10\text{MM}$ (για κάθε επιπλέον όροφο)

Κτιριοδομικός κανονισμός: $50 + H/2000$ (H=μέγιστο ύψος σε MM)

δ) Συνίσταται το κτίριο, στο σύνολό του, και κατά το δυνατόν να είναι απλό, δηλαδή να αποφεύγονται τα υπερβολικά διακοσμητικά στοιχεία που προεξέχουν (κορνίζες-μαρκίζες) και οι μεγάλοι πλάτους εξώστες, σε πρόβολο. Όταν προβλέπονται τέτοια στοιχεία από την αρχιτεκτονική μελέτη, θα πρέπει να είναι οπλισμένα και να αγκυρώνονται ασφαλώς στα φέροντα στοιχεία του κτιρίου (π.χ. επενδύσεις

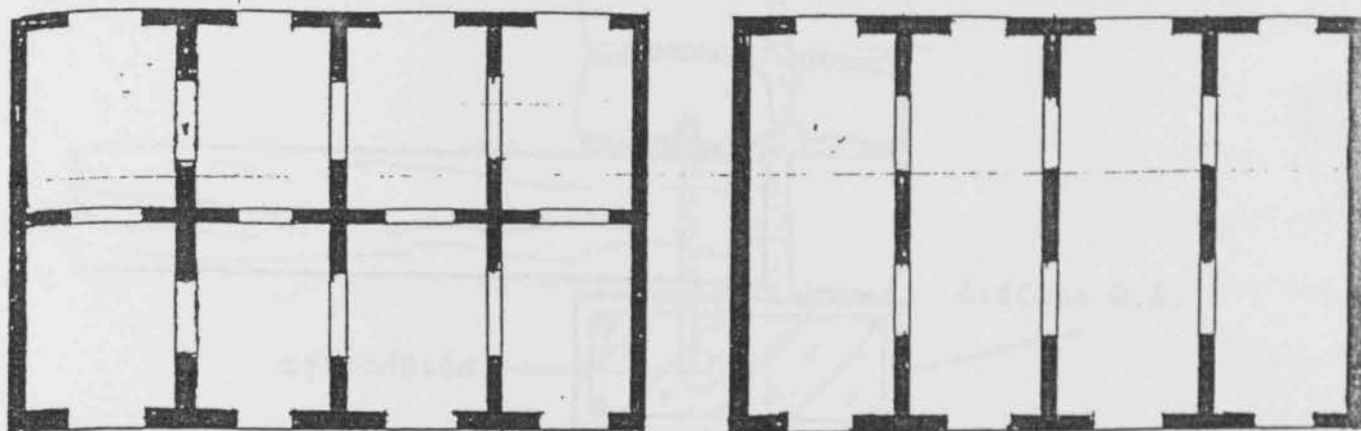
πέτρας-όρθομα-μαρμαρώσεις).

ε) Για την μείωση των επιδράσεων λόγω διαφοράς θερμοκρασίας και ερπυσμού των δαπέδων από οπλισμένο σκυρόδεμα, καθώς και της διαφορικής καθίζησης σε μεγάλοι μήκους κτίρια, αλλά και για να αποφευχθούν οι δυσμενείς αλληλεπιδράσεις (ανωδομής-θεμελίωσης), λόγω διαφορετικών εδαφικών μετακινήσεων (στην περίπτωση σεισμού), πρέπει το συνολικό μέγιστο μήκος της πλευράς του κτιρίου (L_{max}), είτε του κάθε διακεκριμένου τμήματος να είναι :

L_{max} 40m για περιοχές μεγάλης σεισμικότητας (III)

L_{max} 50m για περιοχές μέτριας/μικρής σεισμικότητας (I,II)

Οι διαστάσεις αυτές, στην περίπτωση μη συνεκτικών εδαφών και σε κακές εδαφικές συνθήκες, θα πρέπει να περιορίζονται, εξαρτώμενες κύρια από τα εδαφικά χαρακτηριστικά.



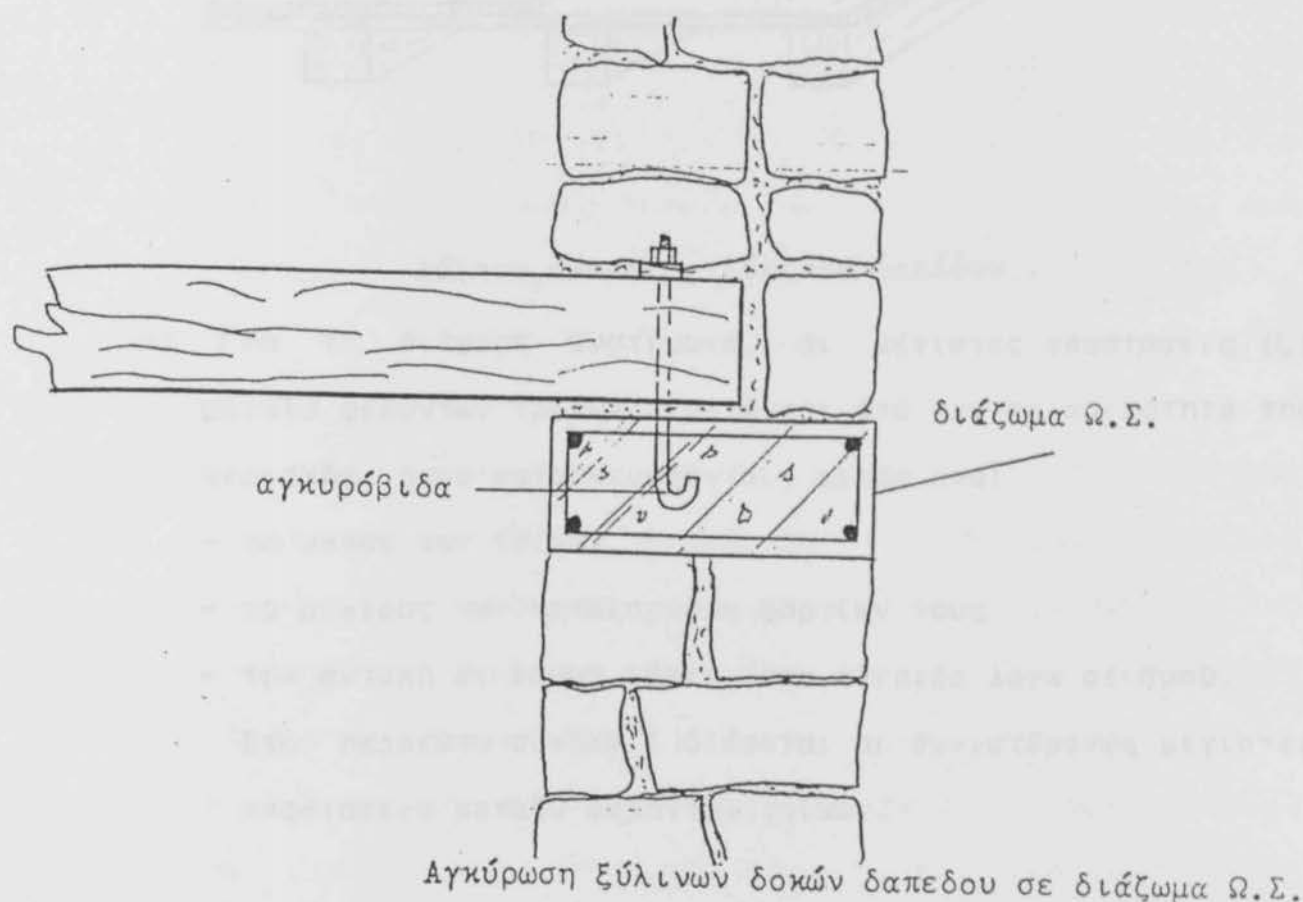
ανεπαρκής διάταξη στη μία διεύθυνση
ομοιόμορφα ισοκατανεμημένοι τοίχοι

Διάταξη φερόντων τοίχων

στ) Για να επιτύχουμε ικανοποιητική συμπεριφορά του κτιρίου, όταν υπόκειται σε σεισμική καταπόνηση, θα πρέπει οι

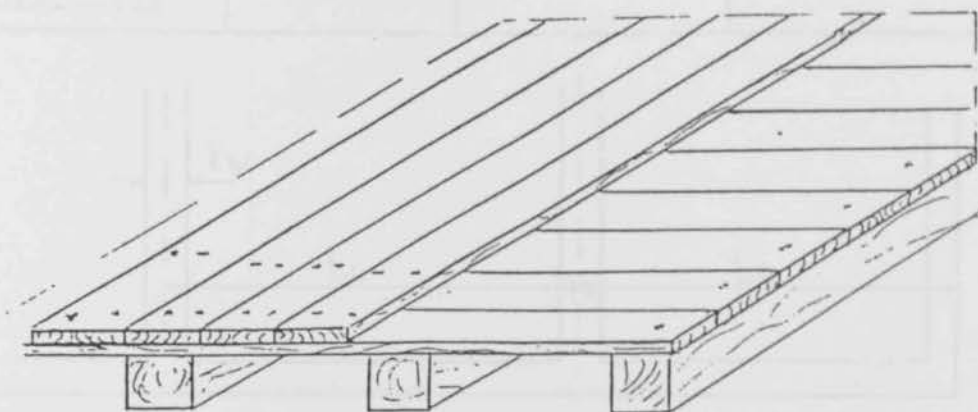
φέροντες τοίχοι να είναι ομοιόμορφα ισοκατανεμημένοι και κατά τις δύο διευθύνσεις και σε (επιφάνεια) και ως προς την φέρουσα ικανότητα/αντοχή τους, ώστε να παραλαμβάνουν τα σεισμικά φορτία και να αποφεύγονται οι εκκεντρότητες.

- z) Οι φέροντες τοίχοι πρέπει να είναι ακλόνητα συνδεδεμένοι με τις πλάκες των δαπέδων. Τα δάπεδα των οροφών πρέπει να εξασφαλίζουν τη διαφραγματική λειτουργία (επαρκώς άκαμπτα στο οριζόντιο επίπεδο), ούτως ώστε να κατανέμονται τα οριζόντια φορτία λόγω σεισμού, στα κατακόρυφα στοιχεία, ανάλογα με την ακαμψία τους. Τα δάπεδα αυτά μπορεί να είναι πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος ή ξύλινα με κατάλληλη ενίσχυση. Η εξασφάλιση επαρκούς ακαμψίας στο οριζόντιο επίπεδο και στη στάθμη οροφής κάτω από κεραμοσκεπή, χωρίς



πλάκα Ω.Σ., είναι ένα σοβαρό πρόβλημα και αντιμετωπίζεται με διάφορες τεχνικές (πύκνωση εγκάρσιων, χιαστί συνδέσμων, τοποθέτηση εντατήρων, άκαμπτα δικτυώματα, κ.α.) σχ.5 και σχ.6

- η) Τα πάχη των φέροντων τοίχων πρέπει να είναι κατ'ελάχιστο:
- MIN TW = 200mm για τεχνητά λιθοστρώματα (τούβλα, BLOCKS)
- MIN TW = 400mm για φυσικούς λίθους
- Ειδική για άοπλη τοιχοποιία MIN TW = 300mm

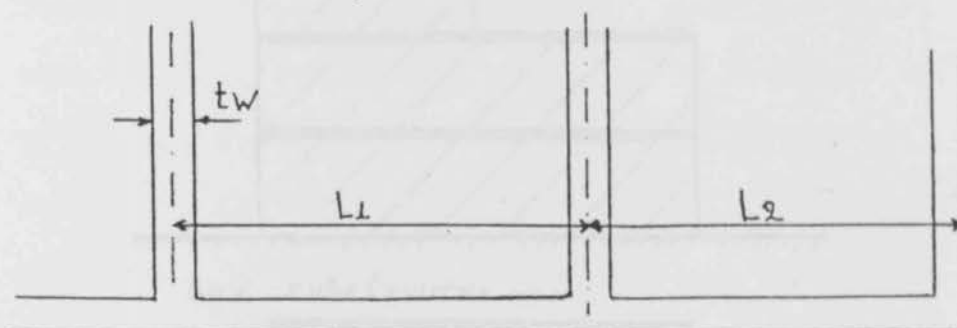


Αύξηση ακαμψίας ξύλινου δαπέδου .

- θ) Για τα διάφορα συστήματα, οι μέγιστες αποστάσεις (L) μεταξύ φερόντων τοίχων εξαρτώνται από την σεισμικότητα της περιοχής, όπου κατασκευάζονται, εκτός από:
- το πάχος των τοίχων,
 - το μέγεθος των κατακόρυφων φορτίων τους
 - την αντοχή σε κάμψη κάθετα στο επίπεδο λόγω σεισμού.
- Στον παρακάτω πίνακα 1 δίδονται οι συνιστώμενες μέγιστες αποστάσεις μεταξύ φερόντων τοίχων.

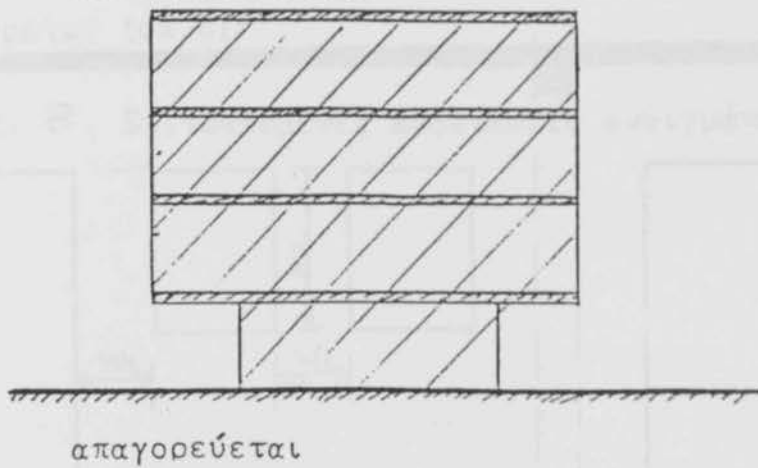
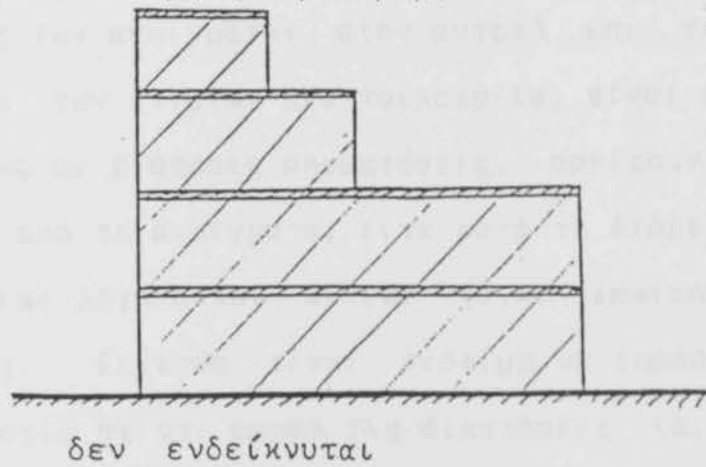
Πιν.1. Συνιστωμένες μέγιστες αποστάσεις μεταξύ φερόντων τοίχων
(L σε μέτρα)

ΔΟΜΗΤΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	ΖΩΝΗ ΣΕΙΣΜΙΚΟΤΗΤΑΣ		
	ΧΑΜΗΛΗ(I)	ΜΕΤΡΙΑ(II)	ΥΨΗΛΗ(III)
ΠΛΙΝΘΟΔΟΜΗ/ ΛΙΘΟΔΟΜΗ	4.50	4.50	4.50
ΑΟΠΛΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	10.00	8.00	6.00
ΔΙΑΖΩΜΑΤΙΚΗ/ ΩΠΛ.ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	15.00	12.00	8.00



Πέραν από την χρησιμοποίηση των παραπάνω άνω τιμών του Πίνακα η προκύπτουσα διάταξη των τοίχων δεν απαλλάσσει από τους απαιτούμενους υπολογισμούς. Καθοριστικοί παράγοντες είναι η φέρουσα αντοχή σε θλίψη λόγω κατακόρυφων φορτίων και η κάμψη εκτός των τοίχων.

- ι) Η κατανομή της ακαμψίας και σε κίτοψη, αλλά και καθήψος, θα πρέπει να είναι κατά το δυνατόν ομοιόμορφη. Εντονες αλλαγές της ακαμψίας των ορόφων, λόγω μεταβολής της κάτοψης είτε του περιγράμματος (εσοχές-ERKER), οδηγούν σε συγκέντρωση των βλαβών στις κρίσιμες αυτές περιοχές.
- κ) Το μέγιστο ύψος (H) και ο αριθμός ορόφων (n) των κτιρίων από τοιχοποιία, εξαρτάται αποκλειστικά από το δομητικό σύστημα και τη ζώνη σεισμικότητας της περιοχής. Το μέγιστο

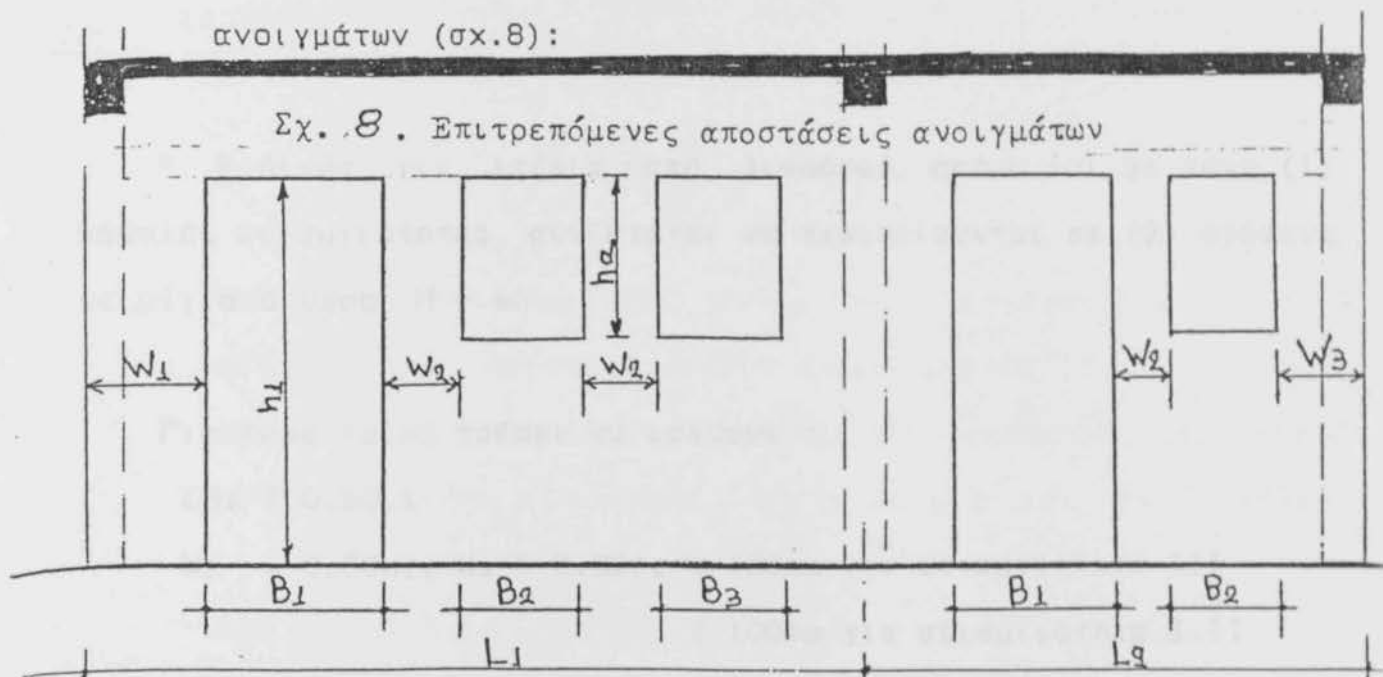


Κατανομή ακαμψιών καθ' ύψος του κτιρίου
ύψος μετριέται από το περιβάλλον έδαφος ή από το δάπεδο
του ισογείου. Εάν το δάπεδο του ισογείου είναι υπερυψωμένο
πέραν του 1.5m από το περιβάλλον έδαφος, τότε πρέπει να
ληφθεί υπόψη και το υπερυψωμένο υπόγειο στον προσδιορισμό
του μέγιστου ύψους και του αριθμού των ορόφων.

Στον Πίνακα 2 δίδονται τα μέγιστ συνιστώμενα ύψη (H σε m) και ο αριθμός των επιτρεπόμενων ορόφων (n) ανάλογα με τη ζώνη σεισμικότητας.

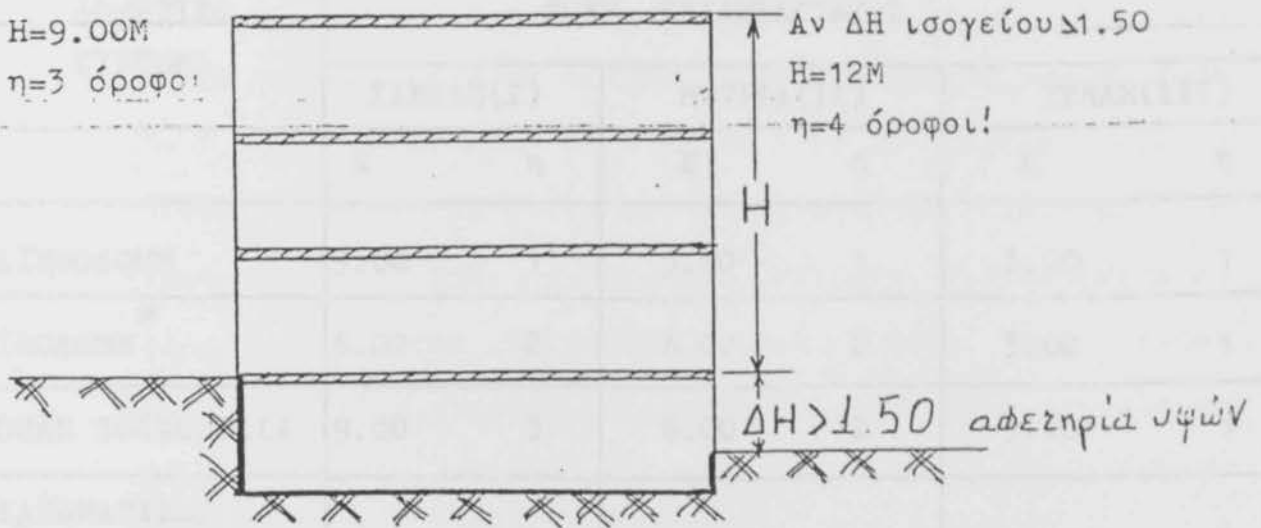
Ειδικώς για τα κτίρια από λιθοδομή, ακόμα και σε ζώνη χαμηλής σεισμικότητας (I) συνίσταται να περιορίζονται σε (2) ορόφους με μέγιστο ύψος $H = 6m$.

κι) Η εμπειρία έχει αποδείξει, ότι ο ρόλος του μεγέθους και της θέσεως των ανοιγμάτων, στην αντοχή και την ακαμψία των πεσσών των κτιρίων από τοιχοποιία, είναι πολύ σημαντικός. Συνήθως οι διάφορες ρηγματώσεις, αρχίζουν στις περιοχές γύρω από τα ανοίγματα, είτε κατά τη διάρκεια του σεισμού, είτε και λόγω άλλων αιτιών (π.χ. καειζήσεις, φαινόμενο θόλου). Συνεπώς είναι σκόπιμο να τηρούνται οι παρακάτω συστάσεις σε ότι αφορά τις διαστάσεις και την θέση των ανοιγμάτων (σχ.8):



- Πρέπει να διατάσσονται συμμετρικά στην κάτοψη και να μην μετακινούνται από όροφο σε όροφο, εξασφαλίζοντας ομοιόμορφη κατανομή της ακαμψίας και της αντοχής και στις δύο διευθύνσεις του κτιρίου.

- Θα πρέπει να προβλέπονται ανοίγματα σε εκείνους τους φέροντες τοίχους, οι οποίοι υποκεινται σε χαμηλή σχετικά ένταση από τα κατακόρυφα φορτία (π.χ. λιγότερα ανοίγματα σε κεντρικούς τοίχους ή κάτω από προβόλους).



* Ειδικώς για κτίρια από λιθοδομή, ακόμα και σε ζώνη (I) χαμηλής σεισμικότητας, συνίσταται να περιορίζονται σε (2) ορόφους με μέγιστο ύψος $H = 6\text{m}$.

Για κάθε τοίχο πρέπει να ισχύουν :

$$\Sigma B_i < 0.50L_i$$

$$W_1 > 0.50n_1, W_3 > 0.50n_2 < 150\text{mm για σεισμικότητα III}$$

$$< 100\text{mm για σεισμικότητα I, II}$$

$$W_2 > 0.50\text{MIN}(n_1, n_2) < 100\text{mm για σεισμικότητα I, II, III}$$

$$\Sigma AW > 0.04A \text{ σε κάθε διεύθυνση (A = εμβαδό κατόψεως)}$$

Στην περίπτωση κατά την οποία, οι διαστάσεις των ανοιγμάτων υπερβαίνουν τις διαστάσεις οι οποίες αναφέρονται παραπάνω σε

ποσοστό $> 30\%$, τότε απαιτείται να κατασκευάζονται διαζώματα Ω.Σ. ή να τοποθετείται οπλισμός γύρω από αυτά τα ανοίγματα.

Πιν. 2. Συνιστώμενα μέγιστα ύψη (ή σε Μ) και αριθμός ορόφων (η)

ΔΟΜΗΤΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	ΖΩΝΗ ΣΕΙΣΜΙΚΟΤΗΤΑΣ					
	ΧΑΜΗΛΗ(I)		ΜΕΤΡΙΑ(II)		ΥΨΗΛΗ(III)	
	Η	η	Η	η	Η	η
ΠΛΙΝΘΟΔΟΜΗ	3.00	1	3.00	1	3.00	1
ΛΙΘΟΔΟΜΗ *	6.00	2	6.00	2	3.00	1
ΑΣΠΛΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	9.00	3	6.00	2	3.00	1
ΔΙΑΖΩΜΑΤΙΚΗ/ ΩΠΛ. ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	18.00	5	14.00	4	11.00	3

- Πρέπει να τοποθετούνται εκτός των περιοχών, οι οποίες καταπονούνται άμεσα με συγκεντρωμένα φορτία (π.χ. στηρίξεις δοκών, είτε υπερκείμενα κατακόρυφα διαζώματα, τα οποία κατασκευάζονται συνήθως στις γωνίες και στις θέσεις συνδέσεως των εγκαρσίων τοίχων).
- Όλα τα πρέκια πρέπει να βρίσκονται στην ίδια στάθμη.
- Δεν πρέπει να διακόπτουν διαζώματα και διαφράγματα (δάπεδα)
- Το συνολικό μήκος των ανοιγμάτων σε κάθε τοίχο, δεν επιτρέπεται να υπερβαίνει το μισό του συνολικού μήκους του τοίχου.

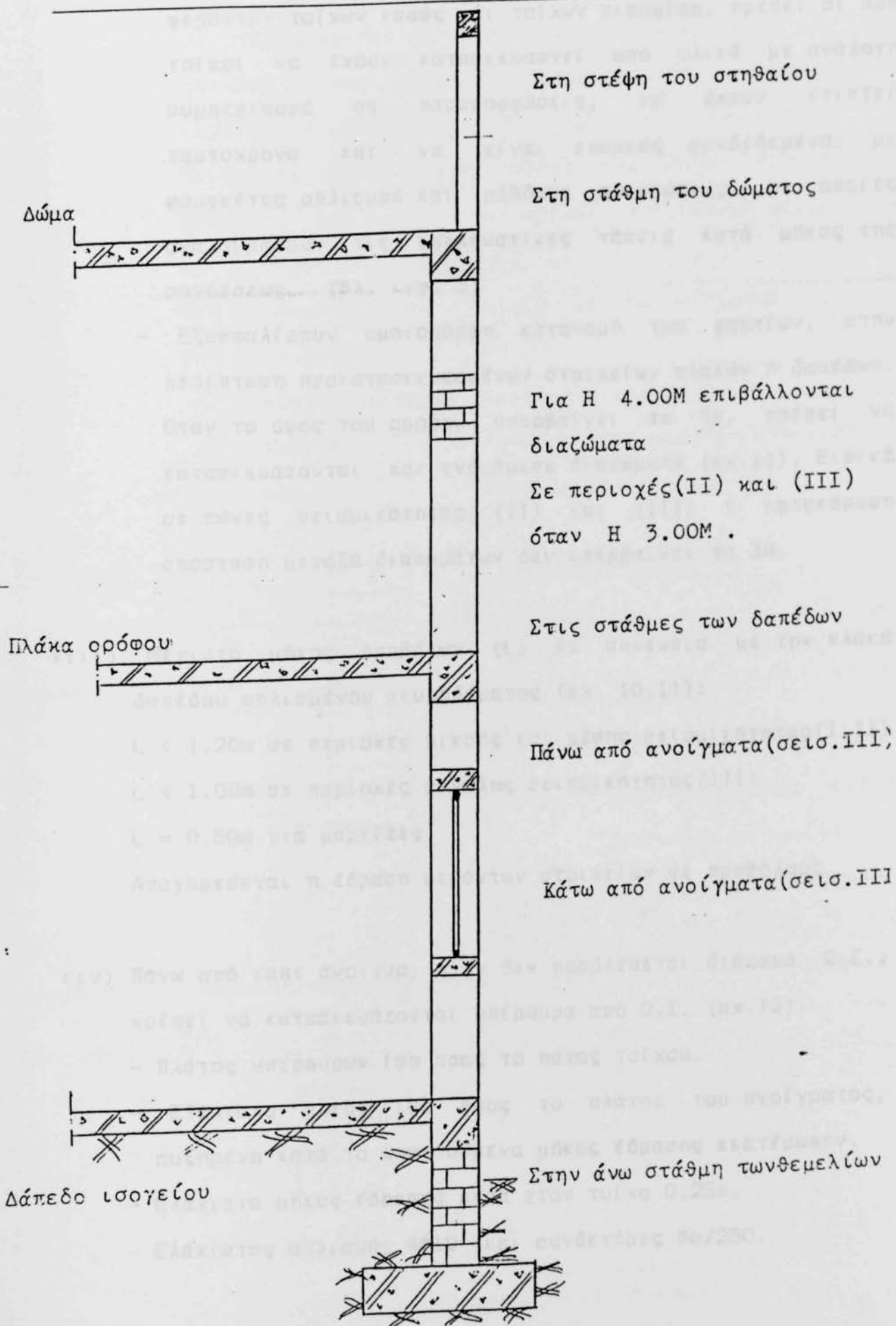
- Η ελάχιστη επιφάνεια της διατομής των φερόντων τοίχων, σε κάθε όροφο, πρέπει να υπερβαίνει το 4% του εμβαδού της κατόψεως, σε κάθε διεύθυνση.

Στο κεφάλαιο της διαστασιολόγησης θα αναφερθούμε στα ανοίγματα, στον τρόπο επίλυσης και αντιμετώπισης στα στατικά και δυναμικά φορτία.

κιι) Πρέπει τα διαζώματα να διατάσσονται στη στάθμη των δαπέδων όλων των ορόφων και στη στέψη όλων των φερόντων και μη τοίχων (κάτω από τη στέγη και στη στέψη των θεμελίων). Η παρουσία τους έχει αποδειχθεί σωτήρια ενώ αντίθετα σε πολλά παραδοσιακά ή παλιά κτίρια, όπου δεν έχουν κατασκευαστεί διαζώματα ωπλισμένου σκυροδέματος αποτέλεσαν την κύρια αιτία αποκολλήσεων ακόμη και καταρρεύσεων τοίχων ή και ολόκληρων τμημάτων.

Τα διαζώματα αντιπροσωπεύουν ένα πλαίσιακό σύστημα στο οριζόντιο επίπεδο το οποίο:

- Μεταφέρει τα οριζόντια σεισμικά φορτία από τα οριζόντια διαφράγματα (πλάκες, πατώματα) στους φέροντες τοίχους.
- Συνδέει ικανοποιητικά τους φέροντες τοίχους και εμποδίζει την αποκόλληση των εγκαρσίων τοίχων στις γωνίες των συνδέσεων.
- Σε συνδυασμό με κατακόρυφα διαζώματα στις συνδέσεις εγκαρσίων τοίχων και στις γωνίες του κτιρίου (ενδεχομένως και εκατέρωθεν μεγάλων ανοιγμάτων), συμβάλλουν σημαντικά στην αύξηση της αντοχής και της πλαστιμότητας της τοιχοποιίας.
- Για την εξασφάλιση επαρκούς σύνδεσης μεταξύ εγκαρσίων



φερόντων τοίχων καθώς και τοίχων ακαμψίας, πρέπει οι δύο τοίχοι να έχουν κατασκευαστεί από υλικά με ανάλογη συμπεριφορά σε παραμορφώσεις, να έχουν κτιστεί ταυτόχρονα και να είναι επαρκώς συνδεδεμένοι με φουρκέτες οπλισμού και ράβδους αγκυρώσεως, οι οποίες αναλαμβάνουν τις εφελκυστικές τάσεις κατά μήκος της συνδέσεως. (βλ. κεφ. 3)

- Εξασφαλίζουν ομοιόμορφη κατανομή των φορτίων, στην περίπτωση προκατασκευασμένων στοιχείων πλακών ή δαπέδων. Όταν το ύψος του ορόφου υπερβαίνει τα 4m, πρέπει να κατασκευάζονται και ενδιάμεσα διαζώματα (σχ.11). Ειδικά σε ζώνες σεισμικότητας (II) και (III) η κατακόρυφη απόσταση μεταξύ διαζωμάτων δεν υπερβαίνει τα 3m.

κιιι) Μέγιστο μήκος προβόλων (L) σε συνέχεια με την πλάκα δαπέδου οπλισμένου σκυροδέματος (σχ. 10,11):

$L < 1.20m$ σε περιοχές μικρής και μέσης σεισμικότητας(I,II)

$L < 1.00m$ σε περιοχές μεγάλης σεισμικότητας(III)

$L = 0.50m$ για μαρκίζες

Απαγορεύεται η έδραση φερόντων στοιχείων σε προβόλους.

κιν) Πάνω από κάθε άνοιγμα, όταν δεν προβλέπεται διάζωμα Ω.Σ., πρέπει να κατασκευάζονται υπέρθυρα από Ω.Σ. (σχ.12).

- Πλάτος υπέρθυρων ίσο προς το πάχος τοίχου.

- Ελάχιστο μήκος ίσο προς το πλάτος του ανοίγματος, αυξημένο κατά το απαιτούμενο μήκος έδρασης εκατέρωθεν.

- Ελάχιστο μήκος έδρασης μέσα στον τοίχο 0.25m.

- Ελάχιστος οπλισμός 4Φ10 και συνδετήρες Φ6/250.

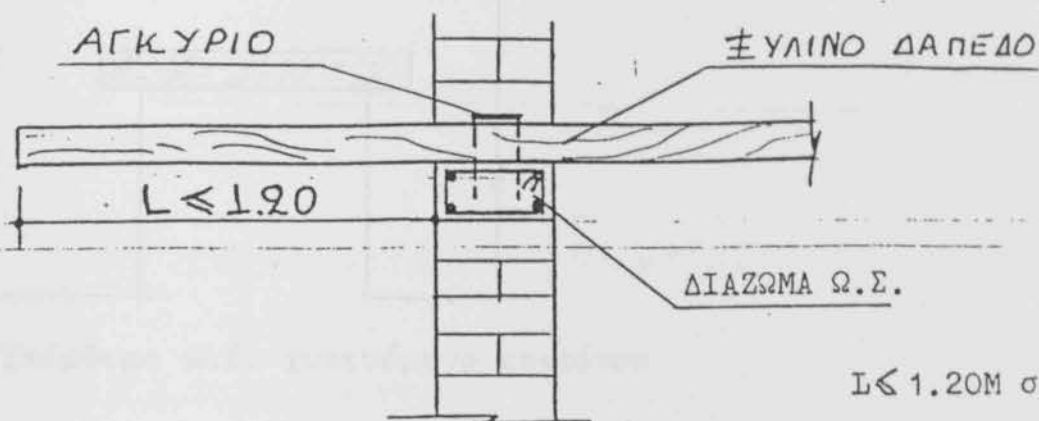
- Οι στέγες πρέπει να είναι επαρκώς συνδεδεμένες με τους τοίχους στους οποίους εδράζονται. Συνεπώς απαιτούνται κατάλληλες αγκυρώσεις στο περιμετρικό διάζωμα Ω.Σ.
- Οι αψίδες εξασφαλίζουν, καλύπτοντας κύρια λειτουργικούς σκοπούς, από αρχαιοτάτων χρόνων, την κάλυψη μικρών αλλά και μεγάλων ανοιγμάτων.

Μια ενδεικτική αντιστοιχία με τα σύγχρονα φέροντα στοιχεία είναι :

τοξωτά παράθυρα - οριζόντια πρέκια

καμάρες - δοκοί/κάλυψη μεγάλων ανοιγμάτων

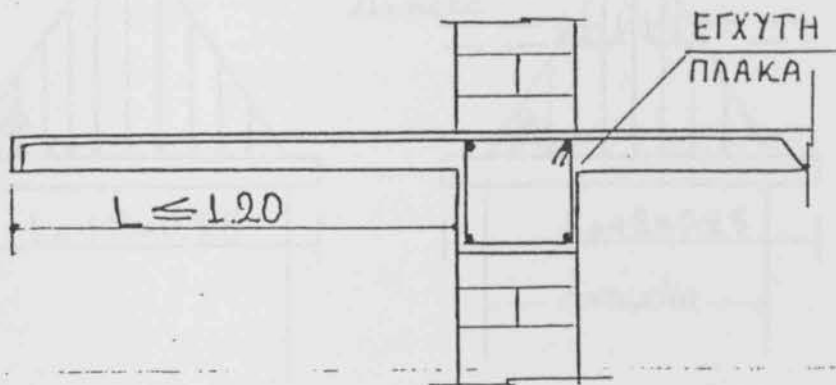
θόλοι - πλάκες/δάπεδα, τρούλοι



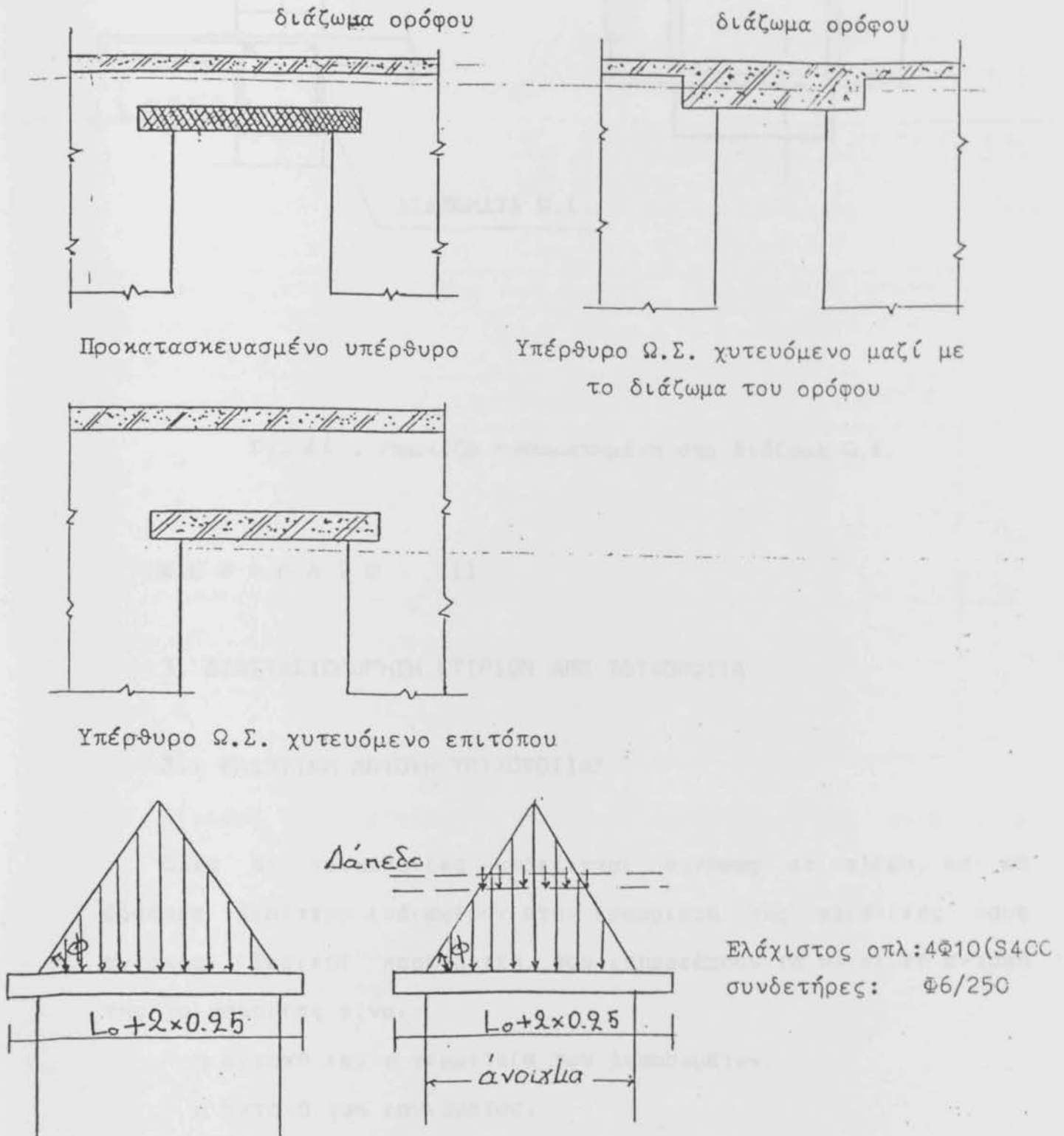
$L \leq 1.20\text{M}$ σε περ.σεισ. I, II

$L \leq 1.00\text{M}$ σε περ.σεισ. III

Απαγορεύεται η έδραση
φερόντων τοίχων σε
προβόλους .



Σχ. 10 . Πρόβολος σε συνέχεια με την πλάκα
δαπέδου Ω.Σ.



Σχ. 12. Υπέρθυρα - φορτία υπολογισμού



Σχ. 11 . Μαρκίζα ενσωματωμένη στο διάζωμα Ω.Σ.

Κ Ε Φ Α Λ Α Ι Ο Ι Ι Ι

3. ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

3.1 ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ

Όλες οι τοιχοποιίες υπόκεινται συνήθως σε θλίψη, και θα δόσουμε ιδιαίτερο ενδιαφέρον στον καθορισμό της θλιπτικής τους αντοχής. Βασικοί παράγοντες που επηρεάζουν τη θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας είναι:

- η αντοχή και η γεωμετρία των λιθοσωμάτων.
- η αντοχή του κονιάματος.
- οι παραμορφώσεις των λιθοσωμάτων και του κονιάματος.
- το πάχος του αρμού.
- η υδροαπορροφητικότητα των λιθοσωμάτων.

- το σύστημα δόμησης.

α) Αντοχές τοιχοποιίας σε θλίψη.

Δίνεται συνάρτηση της αντοχής των λιθοσωμάτων και του κονιάματος, καθώς και του λόγου "ύψος/μήκος" του τείχους.

Πίνακας 1: Χαρακτηριστική αντοχή τοιχοποιίας σε θλίψη για λόγο πλευρών $H:L = 2 - 4$

Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή λιθοσωμάτων $F_{BC,K}$ (MPA)	Τύπος κονιάματος			Μέση θλιπτική αντοχή λιθ.σ. $F_{BC,M}$ (N/MM ²)
	M_3	M_2	M_1	
2,0	1,4	1,4	1,4	2,5
5,0	3,3	3,4	3,5	6,5
7,5	4,1	4,5	4,9	10,0
10,0	4,7	5,3	6,2	13,0
15,0	5,9	6,7	8,2	20,0
20,0	6,9	8,0	9,7	26,5
30,0	8,6	10,2	12,0	40,0
40,0	10,4	12,0	14,3	53,0
55,0	-	16,0	18,8	80,0

Πίνακας 2: Χαρακτηριστική αντοχή τοιχοποιίας σε θλίψη για λόγο πλευρών $H:L = 0.60$

Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή λιθ.σ. $F_{BC,K}$ N/MM ²	Τύπος κονιάματος		
	M_3	M_2	M_1
5,0	2,5	2,5	2,5
7,0	3,2	3,2	3,4
10,0	4,1	4,2	4,4
15,0	5,0	5,3	6,0
20,0	5,8	6,0	7,4

Πίνακας 3.

Τύπος κονιά- ματος	Μέση θλιπτική αντοχή 28 ημερών (ΜΡα)	Σύνθεση κατ'όγκον Τσιμέντο Ασβέστης		Αμμος
M ₁	20	1	0 + $\frac{1}{4}$	2 1/4 + 3
M ₂	10	1	$\frac{1}{4}$ + $\frac{1}{2}$	φορές τον
M ₃	5	1	$\frac{1}{2}$ + $\frac{1}{4}$	όγκο τσιμ.+ ασβες.

Οι θλιπτικές αντοχές αναφέρονται σε κυβικά δοκίμια πλευράς 70mm δοκιμαζόμενα στο Εργαστήριο.

Οι εργαστηριακές δοκιμές πρέπει να δίνουν αντοχές κατά 20% τουλάχιστον μεγαλύτερες από τις τιμές του Πίνακα 3.

Η ελάχιστη μέση θλιπτική αντοχή κονιάματος για φέρουσα τοιχοποιία είναι 5 ΜΡα.

γ) Χάλυβες

Όπως και για τις κατασκευές από Ω.Σ.

δ) ΤΥΠΟΙ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ

Από τυποποιημένες δοκιμές της τοιχοποιίας σε θλίψη, (παρ' όλο που δεν αναπαράγουν με ακρίβεια την ένταση όλων των πραγματικών περιπτώσεων της πράξεως), παρατηρήθηκε ότι:

- i) για ομοιόμορφο θλιπτικό φορτίο μόνο, η τοιχοποιία αστοχεί μα ταυτόχρονη δημιουργία εφελκυστικών ρωγμών παραλλήλων προς τον άξονα φορτίσεως και
- ii) η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας F_{wc} , συνδέεται με τη

ελιπτική αντοχή του λιθοσώματος F_{bc} και την ελιπτική αντοχή του κονιάματος F_{mc} με τις παρακάτω εμπειρικές σχέσεις :

$$F_{wc} \begin{cases} (1-0.8 \sqrt[3]{\alpha}) * F_{bc} & F_{bc} < F_{mc} \\ (1-0.8 \sqrt[3]{\alpha}) * (F_{mc} + 0.4(F_{bc} - F_{mc})) & F_{bc} > F_{mc} \end{cases}$$

όπου $\alpha = H_w/L_w$ ο λόγος ύψους προς πλάτους του τοίχου
ή t_m/t_b (αρμός/λιθόσωμα)

$$\text{ή } F_{wc} = \sqrt{F_{bc}}$$

Οι παράγοντες που επηρεάζουν τη ελιπτική αντοχή των πρισμάτων από τοιχοποιία (πρισματική ελιπτική αντοχή τοιχοποιίας) κατατάσσονται σε δύο ομάδες :

- i) Στην πρώτη ανήκουν οι παράγοντες που επηρεάζουν τον πραγματικό μηχανισμό αστοχίας του πρίσματος, δηλαδή : το είδος του λιθοσώματος, η ποιότητα του κονιάματος, το πάχος του αρμού και η συνάφεια.
- ii) Στην δεύτερη ανήκουν οι παράγοντες που επηρεάζουν την κατανομή των τάσεων (στατικό μοντέλο) του πρίσματος, η γεωμετρία και ο τρόπος στήριξης του πρίσματος καθώς και ο τύπος δομήσεως.

Η ελιπτική αντοχή της τοιχοποιίας επηρεάζεται σημαντικά από το είδος του συνδετικού υλικού μεταξύ των λιθοσωμάτων. Συστηματική πειραματική έρευνα, έδειξε ότι η ελιπτική αντοχή της τοιχοποιίας μπορεί να υπερβεί την ελιπτική αντοχή του τούβλου για ορισμένα λεπτά "συνδετικά" υλικά, όπως χάλυβες, κόντρα πλακέ, κλπ.

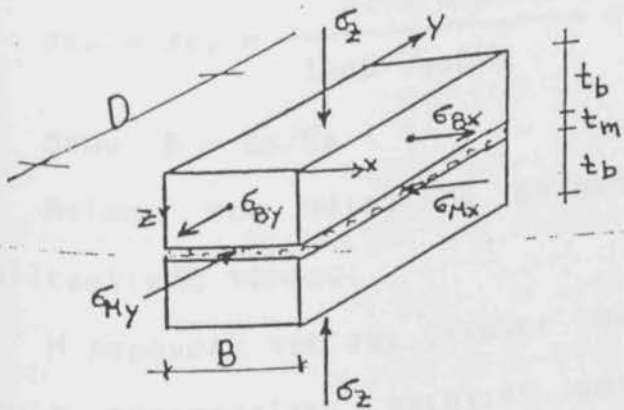
Αντισεισμική συμπεριφορά φέρουσας τοιχοποιίας και ο ρόλος του πάχους αυτής.

Αυτό συμβαίνει επειδή το συνδετικό υλικό παρεμποδίζει την πλευρική παραμόρφωση των τούβλων, δημιουργώντας έτσι μια ευνοϊκή τριαξονική εντατική καταπόνηση στα τούβλα.

δ1. Η μηχανική της θραύσεως σε θλίψη

Θεωρούμε ένα πρίσμα από τούβλα και κονίαμα, που υπόκειται σε αξονική ελιπτική τάση σ_z .

Οι προκύπτουσες πλευρικές τάσεις στο τούβλο και στο κονίαμα φαίνονται στο σχήμα 1.



Σ'αυτά που ακολουθούν, ο προσδιορισμός της ελιπτικής αντοχής του πρίσματος προϋποθέτει ελαστική συμπεριφορά των υλικών. Για την εντατική κατάσταση του πρίσματος οι εγκάρσιες παραμορφώσεις για το τούβλο

Σχ. 1. Τάσεις σε στοιχείο τοιχοποιίας λόγω εξωτερικής θλιπτικής εντάσεως.

(κατά τις διευθύνσεις x και y αντίστοιχα, είναι:

$$\epsilon_{bx} = (1/E_b) * (\sigma_{bx} + \nu_b * (\sigma_z - \sigma_{by}))$$

$$\epsilon_{by} = (1/E_b) * (\sigma_{by} + \nu_b * (\sigma_z - \sigma_{bx}))$$

Ομοίως για το κονίαμα :

$$\epsilon_{mx} = (1/E_m) * (-\sigma_{mx} - \nu_m * (\sigma_z + \sigma_{mx}))$$

$$\epsilon_{my} = (1/E_m) * (-\sigma_{my} - \nu_m * (\sigma_z + \sigma_{my}))$$

όπου : E_b και E_m είναι τα μέτρα ελαστικότητας για το τούβλο και το κονίαμα αντίστοιχα.

και ν_b και ν_m οι αντίστοιχοι λόγοι POISSON.

$$E_{bc} = 400F_{bc} \quad \text{και} \quad E_{mc} = 900F_{mc}$$

$$\text{και} \quad \nu = 0.5 - 0.1 F_c \quad \text{όπου} \quad F_c = \text{αντοχή θλίψης}$$

Οι εγκάρσιες παραμορφώσεις είναι ίσες για το τούβλο και το κονίαμα $\epsilon_{bx} = \epsilon_{mx}$, και $\epsilon_{by} = \epsilon_{my}$.

Η ισορροπία απαιτεί την ολική εφελκυστική πλευρική δύναμη για το τούβλο να είναι ίση με την ολική θλιπτική πλευρική δύναμη για το κονίαμα, και τις δύο διευθύνσεις x και y δηλαδή.

$$\sigma_{bx} \cdot D \cdot t_b = \sigma_{mx} \cdot D \cdot t_m \quad \sigma_{bx} = \alpha \cdot \sigma_{mx} \quad \text{όπου} \quad \alpha = t_m / t_b < 1$$

$$\sigma_{bx} \cdot D \cdot t_b = \sigma_{my} \cdot D \cdot t_m \quad \sigma_{by} = \alpha \cdot \sigma_{my}$$

Από τις εξισώσεις παραμορφώσεων και τάσεων προκύπτει.

$$\sigma_{bx} = \sigma_{by} = \frac{\alpha(V_m - \beta V_b)}{1 + \alpha\beta - \nu_m\alpha\beta\nu_b} \sigma_z \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{όπου} \quad \beta = E_m / E_b < 1$$

Μείωση της θλιπτικής αντοχής λιθοσώματος λόγω εγκάρσιας εφελκυστικής τάσεως.

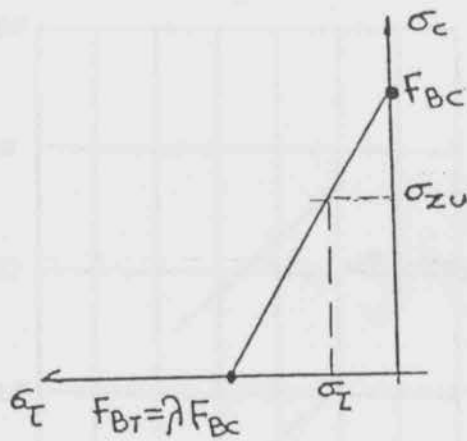
Η παρουσία της σ_{bx} μειώνει την τιμή της σ_z (σ_{zu}) για την οποία παρατηρείται θλιπτική αστοχία. Αν υποθεθεί ότι ισχύει γραμμική σχέση μεταξύ εφελκυστικών και θλιπτικών τάσεων για το λιθόσωμα (σχ.) τότε

$$\frac{\sigma_{zu}}{F_{bc}} + \frac{\sigma_{\tau}}{\lambda F_{bc}} = 1 \dots\dots\dots (2)$$

$$\lambda = F_{b\tau} / F_{bc}$$

Για $\sigma_{zu} = F_{wc}$ προκύπτει από (1) και (2).

$$\frac{F_{wc}}{F_{bc}} = 1 : 1 + \frac{\alpha(V_m - \beta V_b)}{\lambda(1 + \alpha\beta - \nu_m\alpha\beta\nu_b)} \dots\dots\dots (3)$$



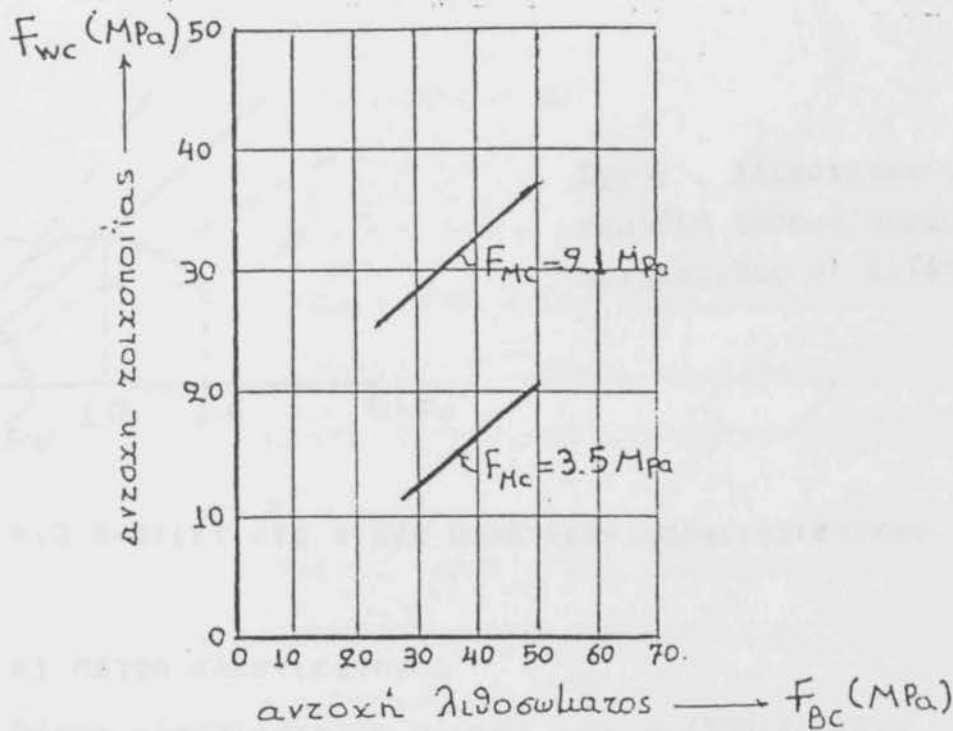
Σχ. 2 . Καμπύλη αστοχίας λιθοσώματος που υπόκειται σε διαξονική θλίψη-εφελκυσμό
 σ_τ = τάση εφελκυσμού, σ_c = τάση θλίψεως

Παρατήρηση : Η σχέση (3) ισχύει για τιμές $F_{Bc} > F_{wc}$, διότι μόνο τότε οι παραμορφώσεις των υλικών είναι τέτοιες ώστε το λιθόσωμα να βρίσκεται υπό διαξονικό εφελκυσμό.

Παρατηρήται δε ότι για δεδομένο ύψος λιθοσώματος, η ελιπτική αντοχή της τοιχοποιίας μειώνεται εντυπωσιακά με την αύξηση του πάχους του αρμού.

Από πειραματικά παραδείγματα μπορούμε να συγκρατήσουμε δύο συμπεράσματα :

- α) Η αντοχή της τοιχοποιίας αυξάνει γρήγορα με την αντοχή των λιθοσωμάτων, μόνο όταν χρησιμοποιούμε ένα πολύ ισχυρό κονίαμα. Αλλιώς, η αύξηση είναι βραδύτερη.
- β) Η αύξηση της αντοχής της τοιχοποιίας συναρτήσεται της αντοχής του κονιάματος είναι φανερό, χωρίς όμως να είναι γραμμική: Για να διπλασιάσουμε την αντοχή τοιχοποιίας πρέπει περίπου να 5-πλασιάσουμε την αντοχή του κονιάματος.



Σχ. 3 . Θεωρητική θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας συναρτήσει των αντοχών λιθοσώματος και κονιάματος .

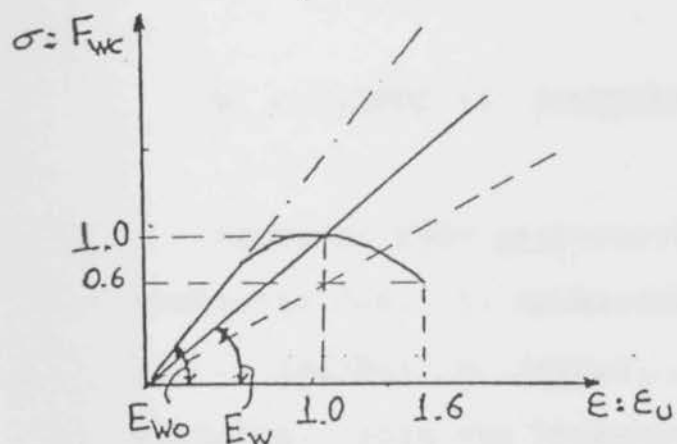
Κ Ε Φ Α Λ Α Ι Ο IV

4. ΘΛΙΠΤΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ

4.1. Διαγράμματα σ - ϵ υπό αδιάστατη μορφή μπορεί να εκφρασθούν από την παραβολή : $(\sigma/F_{wc}) = 2*(\epsilon/\epsilon_u) - (\epsilon/\epsilon_u)^2$

Η καμπύλη του σχήματος (4) έχει προκύψει από την επεξεργασία πειραματικών αποτελεσμάτων, με $\epsilon_u = 2.5 + 3.5 \text{ ‰}$

Αντοχή λιθοσώματος F_{bc} (MPa)	Αντοχή τοιχοποιίας F_{wc} (MPa)	Αντοχή τοιχοποιίας F_{wc} (MPa)	Αντοχή τοιχοποιίας F_{wc} (MPa)
25	25	25	25
30	30	30	30
35	35	35	35
40	40	40	40
45	45	45	45
50	50	50	50



Σχ. 4 . Αδιαστατοποιημένη καμπύλη τάσεων/παραμορφώσεων τοιχοποιίας σε θλίψη .

4.2 Ενδεικτικές τιμές μηχανικών χαρακτηριστικών

α) Μέτρο ελαστικότητας

Μέτρα ελαστικότητας υλικών : $E_B = (300+400)F_{Bc}$

$$E_M = 900 F_{Mc}$$

Για την τοιχοποιία :

Μέτρο ελαστικότητας : $E_w = K \cdot E_B$

β) Συντελεστής POISSON : $\nu = 0.1+0.2$

γ) Συντελεστής ερπυσμού : $\varphi = 1.0+2.0$

Παραμορφώσεις στιγμιαίες : $\epsilon_i = (\sigma/E_w)$

Παραμορφώσεις χρόνιες : $\epsilon_i = \epsilon_s + \varphi \cdot \epsilon_i$

όπου ϵ_s = συστολή ξηράνσεως

Πίνακας τιμών K , φ και ϵ_s τοιχοποιίας

Κονιάματα	K	φ	ϵ_s	K	φ	ϵ
- M_1	0.4			0.4		
- M_2, M_3	0.7	0.75	$\pm 1.10^{-4}$	0.6	1.50	-2.10^{-4}
Λιθοσώματα	οπτόπλινθοι			ασβεστοπυριτικά		

Κ Ε Φ Α Λ Α Ι Ο V

5. ΛΥΓΙΣΜΟΣ ΥΠΟ ΕΚΚΕΝΤΡΗ ΘΛΙΨΗ

Θεωρούμε έναν μεμονωμένο τοίχο από άοπλη τοιχοποιία και χωρίς ανοίγματα (σχ.). Λαμβάνεται υπόψη μόνο η εγκάρσια εκκεντρότητα $\epsilon_y = (e_y/B_w) = (e/B_w)$. Η διαμήκης εκκεντρότητα $\epsilon_x = (e/L_w)$ αμελείται, λόγω της σημαντικά μεγαλύτερης ευστάθειας του τοίχου κατά την διεύθυνση "x".

Εξετάζουμε διάφορες φάσεις της διατομής του τοίχου στη βάση του, και χρησιμοποιώντας γνωστές σχέσεις της Τεχνικής Αντοχής, καταλήγουμε σε θεωρητικές σχέσεις μηχανικής συμπεριφοράς της τοιχοποιίας.

5.1 Διαγράμματα εσωτερικών ροπών - καμπυλοτήτων

α) Μη ρηγματωμένη διατομή (σχ.)

$$\text{Καμπυλότητα } \frac{1}{r} = \frac{M}{E_w J} = \frac{M}{E_w L_w B_w^3 : 12}$$

$$\text{εφελκυστική τάση } \sigma_{w\tau} = \frac{-N}{L_w B_w} + \frac{6M}{L_w B_w^2}$$

Στην οριακή κατάσταση ρηγματώσεως της τοιχοποιίας ισχύουν :

$$\sigma_{w\tau} = 0 \quad \frac{-N}{L_w B_w} + \frac{6M}{L_w B_w^2} = 0 \quad M_{CR} = \frac{N \cdot B_w}{6}$$

β) Ρηγματωμένη διατομή (με ουδετέρα ζώνη) (σχ.)

$$\text{- Ισορροπία δυνάμεων: } N = \frac{1}{2} \sigma_{wc} 3 \left(\frac{B_w}{2} - e \right) L_w, \quad \sigma_{wc} = \frac{2M}{3L_w e (B_w/2)}$$

- παραμορφώσεις : $\epsilon_c = \frac{\sigma_{wc}}{E_w} = \frac{2}{3} * \frac{M}{E_w L_w ((B_w/2) - e)}$

- καμπυλότητα : $\frac{1}{r} = \frac{\epsilon_c}{3((B_w/2) - e)} = \frac{M}{4.5 E_w L_w e ((B_w/2) - e)^2}$

- Για την οριακή κατάσταση αστοχίας από ελίψη της ακραίας ίνας, με χρήση της στατικής I τάξεως προκύπτει η ακόλουθη σχέση:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{wc} &= \frac{2}{3} * \frac{N}{L_w ((B_w/2) - e)} \\ \sigma_{wc} &= F_{wc} \\ N &= N_u \end{aligned} \right\} \Rightarrow \left(\frac{N}{B_w L_w} \right) U = \frac{3}{2} * F_{wc} \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{B_w} \right)$$

$$\frac{\sigma_o}{F_{wc}} = \frac{2}{3} * \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{B_w} \right), \text{ με } \frac{1}{B_w} = \frac{1}{6}$$

γ) Αστοχία με στατική II τάξεως

Η εκκεντρότητα " " πρέπει να περιλαμβάνει και την αθέλητη εκκεντρότητα $e' = H_w/300$ (CIB), έτσι ώστε να προκύπτει συνολική εκκεντρότητα.

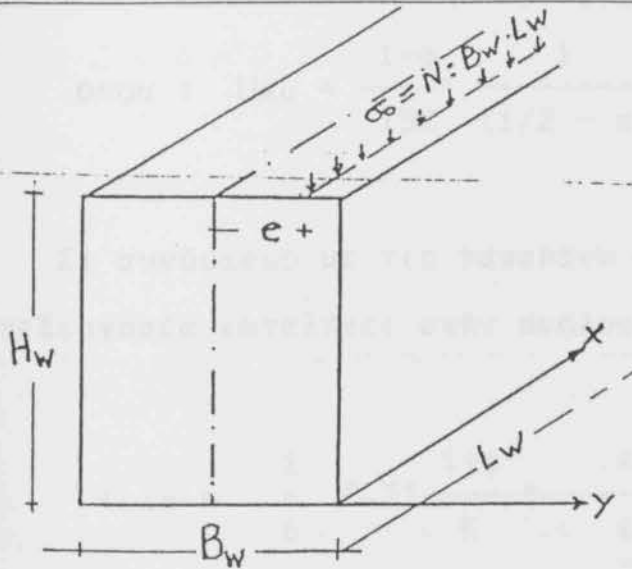
$$e = \frac{M_{στ}}{N} + e' = \frac{M_{υπολ.}}{N}$$

Η οριακή εκκεντρότητα δίνεται ως εξής :

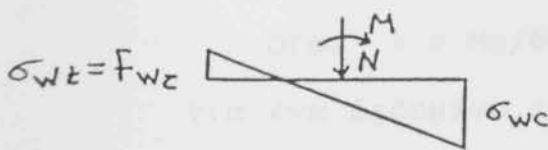
$$LIM = \frac{B_w}{6} - 1.2 * \frac{M_{CR} H_w^2}{E_w L_w B_w^3} \quad \text{ή}$$

$$\epsilon_{LIM} = \frac{1}{6} - 1.2 \frac{M_{CR} H_w^2}{E_w L_w B_w^4} \quad \text{αφού} \quad \epsilon = \frac{e}{B_w}$$

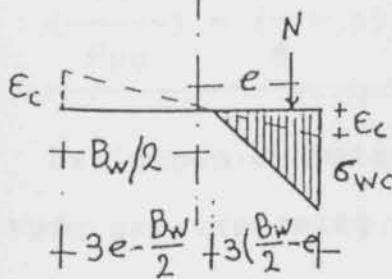
$$N = \frac{6 M_{CR}}{B_w} = \frac{M_u}{LIM + U_{Mu}} \quad M_{CR} = \frac{B_w}{6} * \frac{M_u}{LIM + U_{Mu}}$$



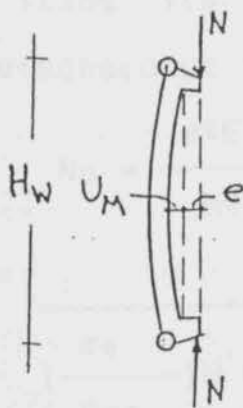
Σχ. 5. Μεμονωμένος τοίχος από άοπλη τοιχοποιία χωρίς ανοίγματα.



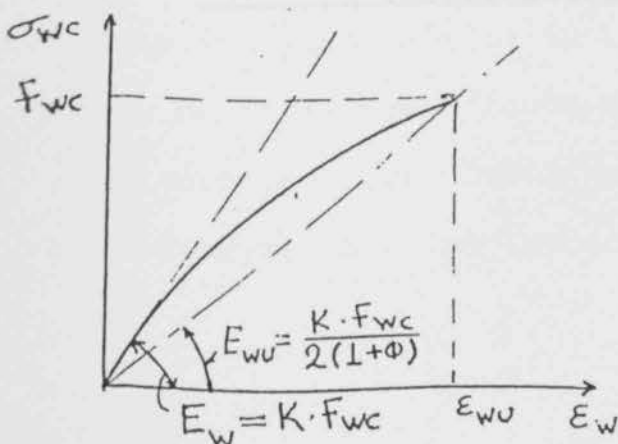
Σχ. 6. Μη-ρηγματωμένη διατομή της βάσεως του τοίχου



Σχ. 7. Ρηγματωμένη διατομή της βάσεως του τοίχου



Σχ. 8. Γραμμή κάμψης του τοίχου με στατική ΙΙ τάξεως



Σχ. 9. Διάγραμμα τάσεων - παραμορφώσεων της τοιχοποιίας

$$\text{όπου : } U_{\text{ΜΥ}} = \frac{1+\varphi}{15K} * \frac{1}{(1/2 - e/B_w)} * \frac{H_w}{B_w} H_w$$

Σε συνδυασμό με τις παραπάνω σχέσεις και μετά την αριθμητική επεξεργασία καταλήγει στην ακόλουθη έκφραση :

$$\epsilon_{\text{LIM}} = \frac{1}{6} * 0.3 * \frac{1+\varphi}{K} * \frac{\epsilon_{\text{LIM}}(0.5 - \lambda^2)}{\frac{\epsilon_{\text{LIM}} + (1+\varphi) * \lambda^2}{15K * (0.5 - \epsilon_{\text{LIM}})}}$$

$$\text{όπου } \lambda = H_w/B_w$$

για ένα δεδομένο τοίχο από άοπλη τοιχοποιία, για τιμές $\epsilon < \epsilon_{\text{LIM}}$ θα επέρχεται αστοχία της μορφής.

$$\left(\frac{\sigma_o}{F_{wc}} \right) = \left(\frac{1}{6} - \epsilon \right) : \left(\frac{0.20(1+\varphi)}{K} \lambda^2 \right) \text{ αυτό ισχύει στην}$$

περίπτωση αστοχίας της διατομής στην ελαστική φάση για πολύ μικρές εκκεντρότητες ($\epsilon < 1/6$).

Τέλος για την περίπτωση μηδενικής εκκεντρότητας ($e/B_w = 0$) χρησιμοποιούμε τη γνωστή από τη Μηχανική σχέση:

$$N_u = \frac{\pi^2 EI}{H^2}, \text{ οπότε για την περίπτωση που εξετάσαμε είναι :}$$

$$\left(\frac{\sigma_o}{F_{wc}} \right) U = \left(\frac{0.4K}{1+\varphi} * \frac{1}{\lambda^2} \right)$$

Κ Ε Φ Α Λ Α Ι Ο V I

6. ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

6.1 Γενικά

Η εφελκυστική αντοχή δεν συνιστά ένα σαφές μηχανικό χαρακτηριστικό της τοιχοποιίας. Στην πραγματικότητα, ανάλογα με τη γωνία εμφάνισης μιας εφελκυστικής ρωγμής, διαφορετική θα είναι και η αντίσταση της τοιχοποιίας σε εφελκυσμό.

Ο κατακόρυφος εφελκυσμός οδηγεί σε αποσύνθεση του κονιάματος (σχ.10) εφελκυστικής αντοχής του κονιάματος :

$$F_{w\tau} = z \cdot F_{MT} \quad (z = 2/3)$$

όπου το z εξαρτάται πάρα πολύ από την προσυμπίεση και τις συνθήκες συντηρήσεως.

Από την άλλη πλευρά, η Οριζόντια εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας προέρχεται

- είτε από την αντίσταση σε ολίσθηση μεταξύ κονιάματος και λιθοσώματος (σχ.11α)

- ή από την εφελκυστική αντοχή του λιθοσώματος (σχ.).

Εξάλλου, για λοξή εμφάνιση της κύριας εφελκυστικής τάσεως, δεν είναι γνωστό πως υπολογίζεται η εφελκυστική αντοχή συνάρτήσει της γωνίας (σχ.11β).

Τέλος, σ'όλες αυτές τις σκέψεις δεν έχει υπεισέλθει ακόμα ο δυσμενής ρόλος της εγκάρσιας θλιπτικής τάσεως.

Με αυτά τα δεδομένα, κάθε θεωρία διατμητικής συμπεριφοράς τοιχοποιίας που βασίζεται στην ψεύδο-σταθερά " $F_{w\tau}$ ", δεν αναμένεται ότι θα μπορεί να περιγράψει την πραγματικότητα με

ακρίβεια.

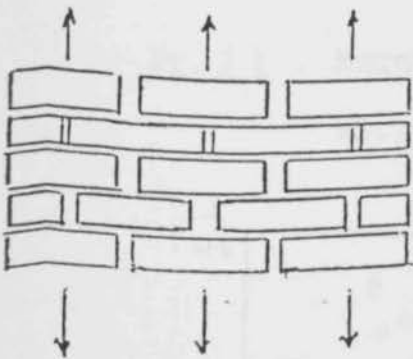
6.2 Τιμές εφελκυστικής αντοχής

Με την παραδοχή ότι επέρχεται αστοχία στην τοιχοποιία όταν η κύρια εφελκυστική τάση φθάσει την "εφελκυστική αντοχή" της τοιχοποιίας, πειράματα σε τοίχους από άσπλη τοιχοποιία έδωσαν τα παρακάτω αποτελέσματα :

α) εφελκυστική αντοχή	$F_{wt} = 1.30+1.65$	(1967)
	$F_{wt} = 1.80+2.50$	(1970)
β) εφελκυστική αντοχή	$F_{wt} = 0.90+1.90$	(1968)
	$F_{wt} = 1.80+3.70$	(1970)

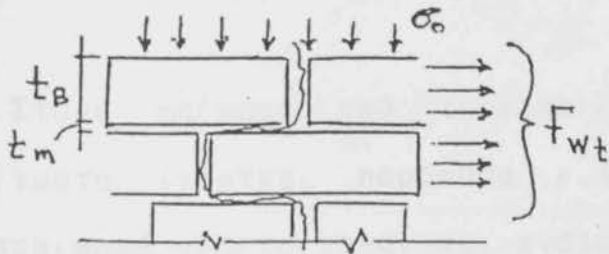
Οι παραπάνω τιμές της εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας είναι απλά ενδεικτικές, καθόσον εξαρτώνται από την ποιότητα του κονιάματος, το κατακόρυφο ελλειπτικό φορτία και το κριτήριο εραύσεως που χρησιμοποιήθηκε για την εξαγωγή τους.

Σχ.10. "Κατακόρυφη" εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας.



$$F_{wt} = \int \cdot F_{Ht}$$

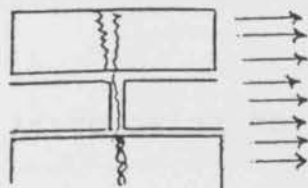
(α)



$$F_{wt} = 2(t_B + t_m) = L_B(C_{MB} + \mu\sigma_0) + 2t_B\zeta F_{wt}$$

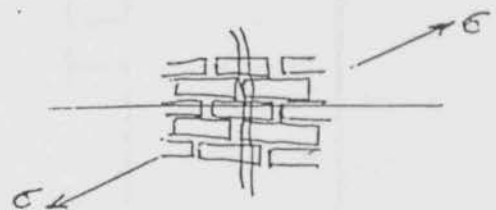
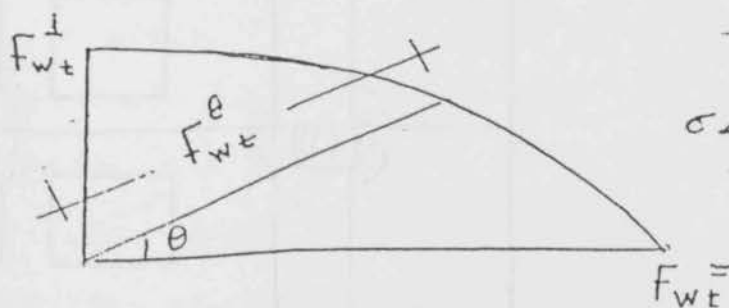
όπου C_{MB} : συνάφεια μεταξύ λιθοσώματος και κονιάματος.

(β)



$$F_{wt} = 2(t_B + t'_M) = t_B \cdot F_{B\tau} + t_B\zeta F_{M\tau}$$

Σχ. 11. Μηχανισμοί "οριζόντιας" εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας.



Σχ. 19. Εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας όταν η κύρια εφελκυστική τάση εμφανίζεται υπό γωνία θ .

Κ Ε Φ Α Λ Α Ι Ο VII

7. ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ ΜΕ ΚΟΥΦΩΜΑΤΑ (ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ)

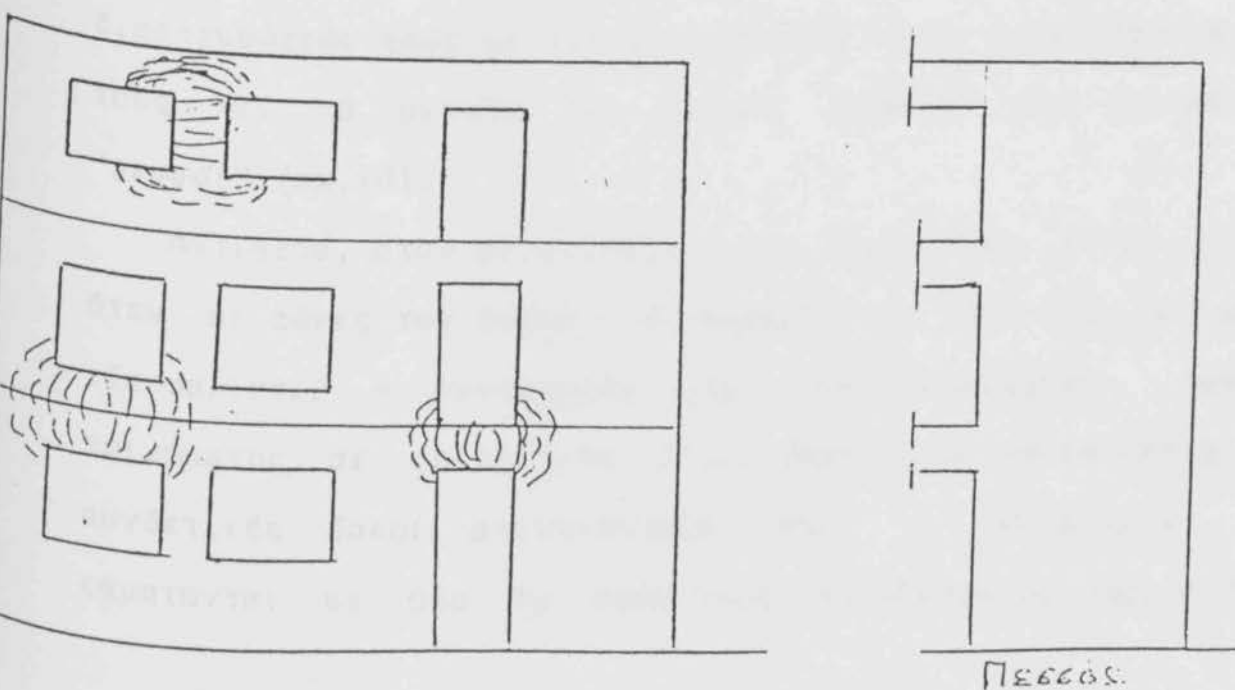
7.1 Γενικά

Στους τοίχους από τοιχοποιία συναντώνται κατά κανόνα ανοίγματα (πόρτες, παράθυρα κ.λ.π), που επηρεάζουν την όλη συμπεριφορά της τοιχοποιίας, ανάλογα με τη θέση και το μέγεθός τους.

Η έρευνα της συμπεριφοράς των τοιχοποιιών με ανοίγματα είναι περιορισμένη και τα αποτελέσματά της μη συγκρίσιμα, επειδή αφορούν διαφορετικά υλικά και εξετάζουν διαφορετικά μεγέθη.

7.2 Ζώνες λειτουργίας τοιχωμάτων από τοιχοποιία

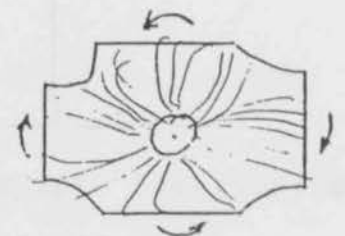
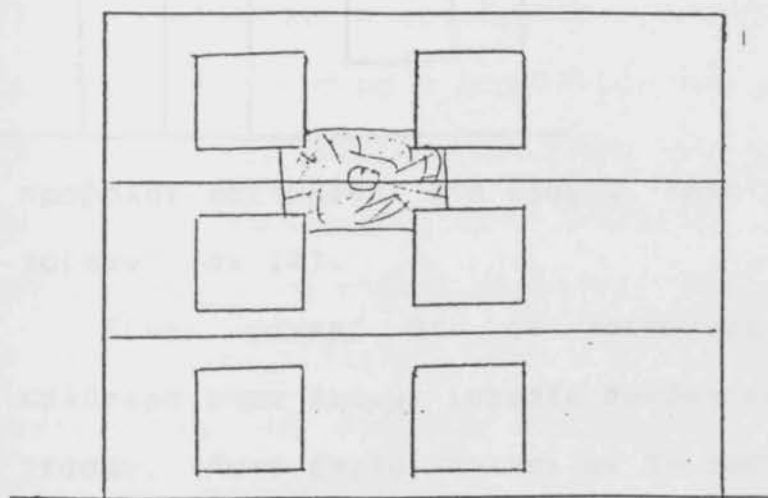
Μεταξύ των ανοιγμάτων ενός τοιχώματος δημιουργούνται



Σχήμα. 13 .

οριζόντιες και κατακόρυφες ζώνες. Οι οριζόντιες ζώνες βρίσκονται στις στάθμες των πατωμάτων και ονομάζονται "ζώνες συνδετικών δοκών". Οι κατακόρυφες ζώνες μπορεί να είναι στενότερες ή πλατύτερες και ονομάζονται "ζώνες πεσσών" ή απλά "τοίχοι", ανάλογα με τη λειτουργία τους (σχ.13).

Λειτουργία συνδετικών δοκών και πεσσών



λειτουργία κόμβου

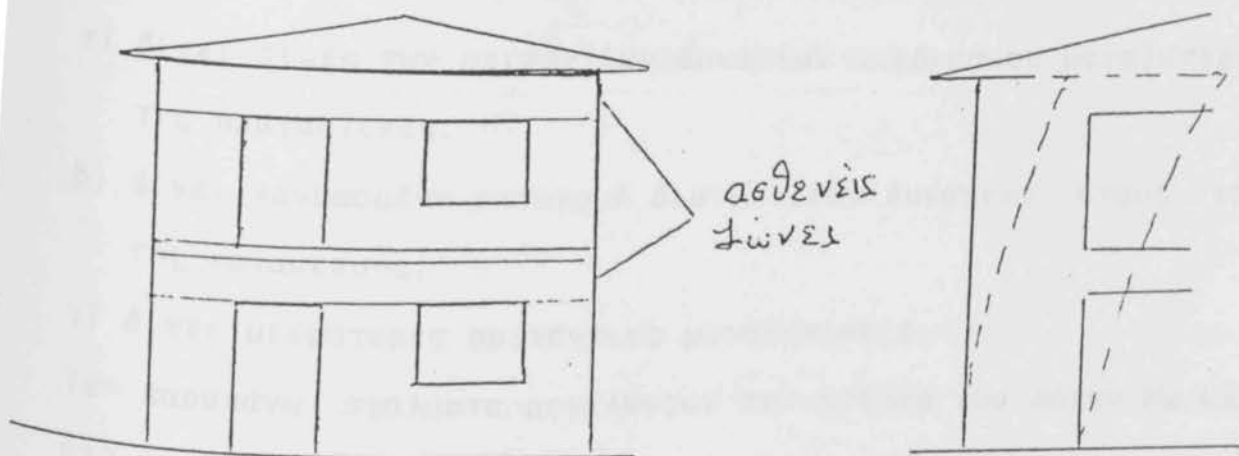
Όταν οι οριζόντιες ζώνες είναι ισχυρές (είτε με μεγάλες διαστάσεις, είτε διαμορφωμένες με ανθεκτικά υλικά), οι περιοχές διασταυρώσεώς τους με τις κατακόρυφες ζώνες συνεργάζονται μεταξύ τους και τα μεταξύ των ορόφων τμήματά τους λειτουργούν σαν "πεσσοί" (σχ.14).

Αντίθετα, όταν οι συνδέσεις των πατωμάτων είναι χαλαρές ή όταν οι ζώνες των συνδετικών δοκών είναι ασθενείς, δεν μπορεί να εξασφαλιστεί η συνεργασία όλων των κατακόρυφων ζωνών του τοιχώματος σε οριζόντιες μετακινήσεις και επιπονήσεις. Τότε οι συνδετικές δοκοί ρηγματώνονται και τα κατακόρυφα τμήματα κάμπτονται σε όλο το ύψος τους, λειτουργώντας σαν ανεξάρτητοι

Σχήμα . 14 .

Τοίχος πρόβολος

Λειτουργία τοίχων .



πρόβολοι πακτωμένοι στο έδαφος. Τότε λέμε ότι έχουμε "λειτουργία τοίχων" (σχ.14).

Είναι φανερό ότι τα τοιχώματα ενός κτιρίου συνεργάζονται καλύτερα όταν έχουμε ισχυρές συνδετικές δοκούς και σαφείς ζώνες πεσσών. Αυτό επιτυγχάνεται με τη σωστή σύνδεση των πατωμάτων και την κανονική διάταξη των ανοιγμάτων. Όταν τα ανοίγματα έχουν ακανόνιστη διάταξη διακόπτεται η συνέχεια των ζωνών του τοιχώματος και υποβιβάζεται σημαντικά η γενική αντοχή του.

7.3 Επίδραση των ανοιγμάτων στην ακαμψία των τοίχων

Η μέθοδος που χρησιμοποιείται συνήθως για τον υπολογισμό της ακαμψίας στο επίπεδο των μονόροφων διατμητικών τοίχων, είναι να θεωρείται ο τοίχος πακτωμένος στη βάση του και ελεύθερος ή πακτωμένος στην κορυφή, και να λαμβάνονται υπόψη οι μετακινήσεις από κάμψη και από διάτμηση. Η μέθοδος αυτή (συμβατική μέθοδος) δίνει ακριβή αποτελέσματα για τοίχους χωρίς ανοίγματα, ενώ δεν είναι κατάλληλη για τοίχους με ανοίγματα.

Από αναλυτικά αποτελέσματα σε μονόροφους τοίχους από Ω.Σ. και τοιχοποιία με ένα συμμετρικό άνοιγμα, εφαρμόζοντας τη συμβατική μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, προέκυψε ότι η συμβατική μέθοδος:

- α) δίνει τιμές των οριζοντίων δυνάμεων σχεδιασμού μεγαλύτερες από τις πραγματικές.
- β) δίνει λανθασμένη κατανομή διατμητικών δυνάμεων στους τοίχους της κατασκευής.
- γ) δίνει μικρότερες οριζόντιες μετατοπίσεις.

Τα παραπάνω σφάλματα μεγαλώνουν την αύξηση του λόγου H_w/L_w πάνω από τη μονάδα επειδή αυξάνουν οι πιθανότητες της καμπτικής αστοχίας, παράγοντας που αγνοείται στη συμβατική μέθοδο. Το σφάλμα μπορεί να φτάσει μέχρι και 180%.

Για την εξάλειψη των σφαλμάτων δίνονται διορθωτικοί συντελεστές που διαιρούν την ακαμψία των τοίχων που υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη τα ανοίγματα.

- διορθωτικός συντελεστής για παράθυρα : από 1.0 - 2.7
(μεγαλώνει όταν έχει $> H_w/L_w$ μικρό λόγο ανοίγματος).
- διορθωτικός συντελεστής για πόρτες : από 1.0 - 1.8
(βλ. "η μηχανική της τοιχοποιίας" Ε.Μ.Π. Θ Τάσιος).

7.4 Επίδραση των ανοιγμάτων στο πάχος και στον δείκτη αντιστάσεως των τοιχωμάτων

Από πειραματική έρευνα (Ε.Μ.Π. Κοκκινόπουλος, 1963)

Απαιτούμενο πάχος : $t_w = K \cdot (V/L_w) \cdot (1/F_{w\tau})$

Δείκτης αντιστάσεως : $D = \lambda \cdot t_w \cdot E_w$

όπου V : η διατμητική δύναμη

F_{wt} : η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος.

E_w : το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας

K, λ : αδιάστατα μεγέθη

Με βάση τα πειραματικά αποτελέσματα συντάχθηκαν διαγράμματα
(βλ. "η μηχανική της τοιχοποιίας" Ε.Μ.Π. Θ.Τάσιος)

7.5 Στοιχεία υπολογισμού

Σε περιπτώσεις που η απόσταση δύο γειτονικών ανοιγμάτων ενός τοίχου είναι πολύ μικρή (το πλάτος του τοίχου μεταξύ των ανοιγμάτων δεν υπερβαίνει το τετραπλάσιο του πάχους του), το τμήμα του τοίχου μεταξύ των ανοιγμάτων αποτελεί πεσσό. Στην περίπτωση αυτή η λυγνρότητα του πεσσού ως προς τον άξονα $x-x$ είναι μεγαλύτερη από εκείνη του τοίχου και μικρότερη από εκείνη της μεμονωμένης κολώνας.

Το ενεργό ύψος του πεσσού καθορίζεται παρακάτω :

- α) Οπου υπάρχει απλός περιορισμός στην οριζόντια μετακίνηση του τοίχου, το ενεργό ύψος του σχηματιζόμενου πεσσού είναι (σο με την απόσταση των στηρίξεων στην βάση και στην κορυφή του τοίχου.
- β) Όταν εξασφαλίζεται αυξημένη αντίσταση στην οριζόντια μετακίνηση του τοίχου, τότε το ενεργό ύψος του προσύπτοντος πεσσού μπορεί να ληφθεί (σο με 0.75 φορές την απόσταση των στηρίξεων σύν 0.25 φορές το ύψος του μεγαλύτερου ανοίγματος.

Κ Ε Φ Α Λ Α Ι Ο VIII

8. ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΠΟ ΘΛΙΨΗ

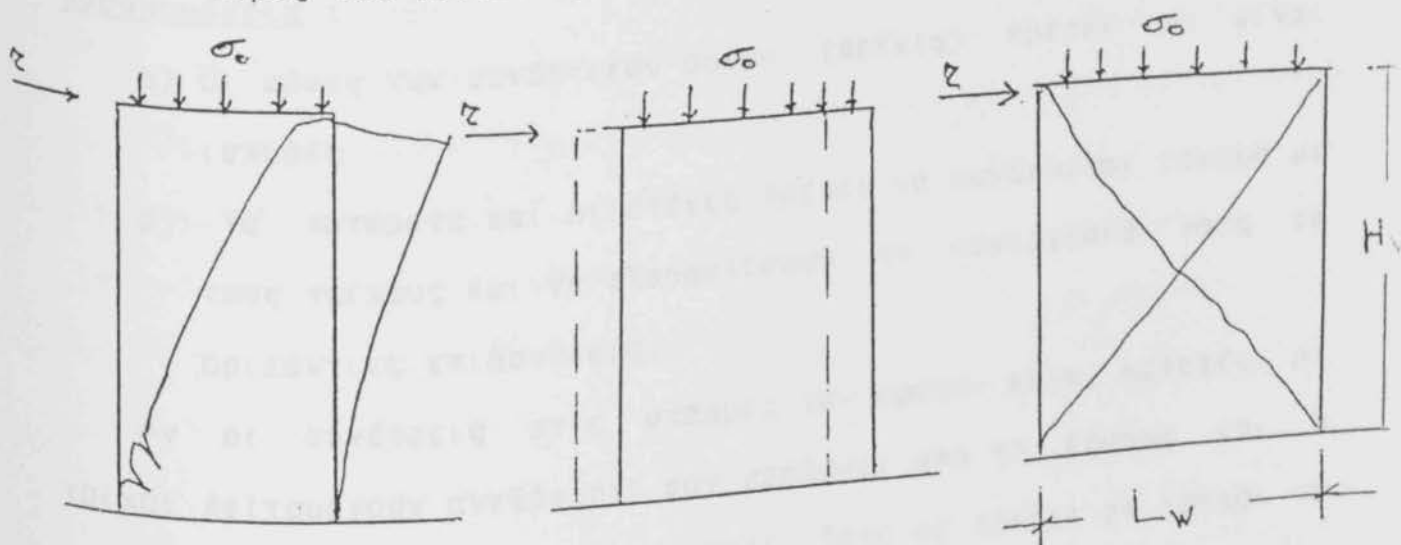
8.1 Εισαγωγή

Ανάλογα με τις διαστάσεις του τοίχου και την εξωτερική φόρτιση διακρίνονται οι παρακάτω μορφές θραύσεως (σχ.15).

α) Καμπτική θραύση : Παρατηρείται σε τοίχους με μεγάλες τιμές λόγου H_w/L_w (συνήθως $H_w/L_w > 2.0$).

β) Θραύση από ολίσθηση του τοίχου, σαν στερεό σώμα ως προς τη βάση του. Συμβαίνει για μικρές τιμές του συντελεστή τριβής "μ"

γ) Διατμητική θραύση : Παρατηρείται σε τοίχους με μικρές τιμές του λόγου H_w/L_w (συνήθως $H_w/L_w < 1.0$).



α) Καμπτική θραύση β) Αστοχία από ολίσθηση γ) Διατμητική θραύση

Σχ. 15 . Μορφές θραύσεως τοίχων .

Όλα τα προηγούμενα προκύπτουν από την δυναμική καταπόνηση που δέχεται η φέρουσα τοιχοποιία, από το φαινόμενο του σεισμού.

Γι' αυτό όταν η σεισμικότητα της περιοχής είναι μεγάλη ή όταν η εξεταζόμενη κατασκευή δεν είναι μικρή και απλή, είναι απαραίτητη η διεξαγωγή αντισεισμικού ελέγχου. Αφού υπολογιστούν τα στατικά και σεισμικά φορτία πρέπει να γίνει ο υπολογισμός των εντάσεων, ο υπολογισμός αυτός πρέπει να γίνεται με μια μέθοδο, που να εξασφαλίζει την σωστή κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στα διάφορα φέροντα τοιχώματα.

Μια τέτοια μέθοδος είναι αυτή που διατυπώθηκε από τον καθηγητή Α. Ρουσόπουλο και κατά την οποία η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων γίνεται "ανάλογα" με τις ακαμψίες και τις μετακινήσεις των φερόντων τοιχωμάτων. Στη συνέχεια υπολογίζονται οι δυνάμεις και οι εντάσεις των "πεσσών" και των "πρεκιών" (συνδετικών δοκών) και ελέγχονται οι αναπτυσσόμενες τάσεις. Η μέθοδος αυτή προτάθηκε αρχικά για μονόροφα συστήματα και γι' αυτό μπορεί να εφαρμοστεί σε κτίρια με περισσότερους ορόφους, μόνο με τις ακόλουθες βασικές προϋποθέσεις :

α) Οι ζώνες των συνδετικών δοκών (πρέκια) πρέπει να είναι ισχυρές

β) Τα πατώματα και οι στέγες πρέπει να συνδέονται ισχυρά με τους τοίχους και να εξασφαλίσουν τη συνεργασία τους σε οριζόντιες επιπονήσεις.

Αν οι συνδέσεις στις στάθμες των ορόφων είναι χαλαρές, οι τοίχοι λειτουργούν ανεξάρτητα σαν πρόβολοι από το έδαφος και η μέθοδος δεν μπορεί να εφαρμοστεί. Τότε θα πρέπει οι τοίχοι να εξεταστούν σαν πρόβολοι και να αναζητηθούν άλλες μέθοδοι υπολογισμού, που να λαμβάνουν υπόψη τη συνεργασία των ορόφων.

Παρατηρήσεις

- Όπως είναι γνωστό η μέθοδος Α.Ρουσόπουλου εξετάζει τις κινήσεις των "δίσκων" των πατωμάτων και υπολογίζει τις εντάσεις των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου με βάση τις μετακινήσεις των κεφαλών τους.

Γι' αυτό πρέπει οι φέρουσες τοιχοποιίες να έχουν απλές κατόψεις, τα τοιχώματά τους να έχουν κανονική ή και συμμετρική διάταξη. Τότε το Κ.Ε.Σ και το Κ.Β των κατόψεων πλησιάζουν ή σχεδόν συμπίπτουν και η επίδραση της στροφής στις μετακινήσεις είναι αμελητέα. Στις περιπτώσεις αυτές η κατανομή της τέμνουσας του σεισμού γίνεται ανάλογα με τις ακαμψίες των τοιχωμάτων. Σε απλούστερες ακόμη κατασκευές μπορούν να γίνουν πιο χονδροειδής παραδοχές και οι σεισμικές δονήσεις να κατανεμηθούν στα διάφορα τοιχώματα, ανάλογα με τις ροπές αδρανείας ή ανάλογα με τα εμβαδά των διατομών τους.

- Ο έλεγχος των τάσεων των πεσσών γίνεται με τους γνωστούς τύπους της αντοχής των υλικών. Ειδικότερα, κατά τον υπολογισμό των τάσεων εφελκισμού, προτείνεται να λαμβάνεται υπ' όψη η κατακόρυφη προς τα πάνω σεισμική συνιστώσα με επιτάχυνση 0.5g, οπότε τα κατακόρυφα θλιπτικά φορτία των πεσσών μειώνονται στο μισό.

Κ Ε Φ Α Λ Α Ι Ο IX

9. ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Σεισμικός συντελεστής:

$$\varepsilon = I * \alpha * (\alpha_{\max}/G) * \beta * (1/Q)$$

όπου : α_{\max}/G Αναμενόμενη μέγιστη επιτάχυνση εδάφους (σεισμολογικά στοιχεία περιοχής) ως προς ποσοστό επιταχύνσεως της βαρύτητας.

ΠΟΛΕΙΣ	α_{\max}/G
ΡΟΔΟΣ	0.38
ΛΑΡΙΣΑ	0.37
ΠΑΤΡΑ	0.37
ΜΥΤΙΛΗΝΗ	0.30
ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗ	0.26
ΚΑΛΑΜΑΤΑ	0.24
ΗΡΑΚΛΕΙΟ	0.23
ΙΩΑΝΝΙΝΑ	0.20
ΑΘΗΝΑ	0.17
ΚΑΒΑΛΑ	0.11

α : Συντελεστής δυναμικής ενισχύσεως (≈ 2.50)

β : Φασματικός συντελεστής (αλληλεπίδραση εδάφους/κατασκευής)
(=1.0)

I : Συντελεστής σπουδαιότητας ($= 1.0 + 1.5$)

Αντισεισμική συμπεριφορά φέρουσας τοιχοποιίας
και ο ρόλος του πάχους αυτής.

Q : Δείκτης συμπεριφοράς

Q = 1.5 άοπλη τοιχοποιία

2.0 διαζωματική τοιχοποιία

2.5 ωπλισμένη τοιχοποιία

Πολλοί επιστήμονες ερευνητές προτείνουν ο σεισμικός συντελεστής να προσαυξάνεται κατά 30%, και να αυξάνη το ποσοστό αυτό ανάλογα της σπουδαιότητας του κτιρίου.

Κ Ε Φ Α Λ Α Ι Ο Χ

10. ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΤΟΙΧΕΣ ΑΝΑΛΥΤΙΚΕΣ ΣΧΕΣΕΙΣ

Για έναν μεμονωμένο τοίχο από άοπλη τοιχοποιία και χωρίς ανοίγματα, μπορούν να παρατηρηθούν οι παρακάτω τρόποι αστοχίας, υπό την επίδραση δυναμικών δυνάμεων.

10.1 Διατμητική ολίσθηση περί το μέσον του τοίχου

Η κατανομή του διαγράμματος των διατμητικών τάσεων είναι παραβολική με μέγιστη τιμή $\beta \cdot \tau$ κατά μήκος του άξονα του τοίχου, όπου $\beta \approx 1.5$.

Η αστοχία επέρχεται από την ολίσθηση του κονιάματος προς το λιθόσωμα και εκφράζεται από την σχέση:

$$\tau_u = \frac{1}{\beta} \cdot C_{m\beta} + \frac{\mu}{\beta} \cdot \sigma_o$$

όπου $C_{m\beta}$ η συνάφεια του κονιάματος προς το λιθόσωμα.

$$C_{MB} = \xi * F_{bc}$$

κονίαμα	M ₁	M ₂	M ₃
ξ =	1:40	1:30	1:20

μ ο συντελεστής τριβής κατά μήκος του οριζόντιου αρμού που εκφράζεται ως συνάρτηση της κατακόρυφης ελιπτικής τάσεως από την εμπειρική σχέση:

$$\mu \approx 0.17 : (\sigma_o / F_{wc})^{2/3} > 2.0$$

10.2 Θραύση λιθοσώματος περί το μέσον του τοίχου

Οι διατμητικές τάσεις που δρουν στα λιθοσώματα παρουσιάζουν την μέγιστη τιμή τους κατά μήκος του άξονα του τοίχου, ενώ η κατακόρυφη ελιπτική τάση σ_o είναι πρακτικά σταθερή σε όλα τα σημεία, ο συνδυασμός αυτός των διατμητικών και ελιπτικών τάσεων μπορεί να προκαλέσει συγκέντρωση τάσεων που οδηγούν στη δημιουργία ελιπτοδιατμητικών ρωγμών στο λιθόσωμα. Οι ρωγμές αυτές εμφανίζονται αρχικά περί το κέντρο του τοίχου, όπου ο συνδυασμός των ελιπτοδιατμητικών τάσεων λαμβάνει την μέγιστη τιμή του.

Ενα απλοποιημένο κριτήριο θραύσεως για ένα λιθόσωμα υπό τις κύριες τάσεις είναι:

$$\frac{\tau_u}{F_{wc}} = \frac{1}{\beta} * \frac{(1 - \frac{\sigma_o}{F_{wc}}) * (1 + \frac{\sigma_o}{F_{bc}})}{\frac{F_{wc}}{F_{bc}} + \frac{F_{wc}}{F_{bc\tau}}}$$

10.3 Τοπική ελλιπτική θραύση στην κάτω γωνία

(α) Εξετάζουμε την περίπτωση που για μικρές τιμές της σ_0 επέρχεται θραύση στην περιοχή Β, μετά την ρηγμάτωση στην θέση Α:

$$\text{Ισορροπία δυνάμεων } 2 \cdot (L_w/2 - e) \cdot F_{wc} \cdot B_w = \sigma \cdot L_w \cdot B_w$$

$$\text{Εκκεντρότητα } e = \frac{M}{P} = \frac{V \cdot H_w}{P} = \frac{\tau \cdot B_w \cdot L_w \cdot H_w}{\sigma_0 \cdot B_w \cdot L_w} = \frac{\tau}{\sigma_0} \cdot H_w$$

Με επεξεργασία των δυο εξισώσεων προκύπτει

$$\tau_u = \frac{F_{wc} \cdot \sigma_0 - \sigma_0^2}{2 \cdot \alpha \cdot F_{wc}} \quad \text{όπου } \alpha = H_w/L_w$$

όπου $V = \epsilon \cdot W$, οριζόντια δύναμη = σεισμικό συν. επί το βάρος.

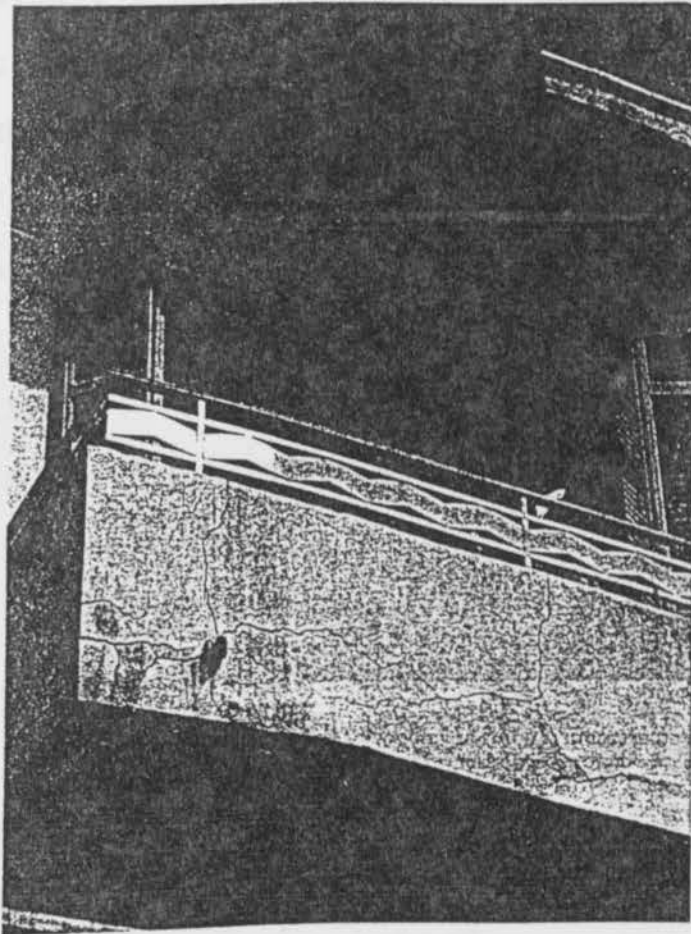
(β) θεωρούμε την περίπτωση που για μεγάλες τιμές σ_0 , δεν έχει ρηγματωθεί η περιοχή Α αλλά έχει επέλθει ελλιπτική θραύση στην θέση Β:

$$\sigma_B = \frac{P}{W} + \frac{M}{W} = \frac{P}{B_w \cdot L_w} + \frac{V \cdot H_w}{B_w \cdot L_w^2/6}$$

$$\tau_u = (F_{wc} - \sigma_0) / (6 \cdot \alpha)$$

Κ Ε Φ Α Λ Α Ι Ο Χ Ι

11. ΡΩΓΜΕΣ ΣΤΙΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΕΣ



ΕΠΙΣΚΟΠΗΣΗ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ ΤΗΣ ΔΗ-
ΜΙΟΥΡΓΙΑΣ ΡΩΓΜΩΝ ΣΤΑ ΚΥΡΙΟΤΕΡΑ ΔΟΜΙΚΑ
ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΕΝΤΟΠΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΕΡΩΝ
ΑΙΤΙΩΝ ΠΟΥ ΤΙΣ ΠΡΟΚΑΛΟΥΝ ΜΕ ΙΔΙΑΙΤΕΡΗ ΕΜ-
ΦΑΣΗ ΣΤΙΣ ΡΩΓΜΕΣ ΠΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΖΟΝΤΑΙ ΣΤΙΣ
ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΕΣ.

Τα ερωτήματα που αφορούν τα αίτια της δημιουργίας των ρωγμών στα δομικά υλικά είναι τόσο παλιά όσο και η τέχνη του χτισίματος. Ιδιαίτερα η εμφάνιση ρωγμών σε τοιχοποιίες, εκτός από το δυσμανές αισθητικό αποτέλεσμα, περιορίζει τις δυνατότητες χρήσης του κτιρίου, επηρεάζει τις θερμομονωτικές και στεγανωτικές ικανότητες

Αντισεισμική συμπεριφορά φέρουσας τοιχοποιίας και ο ρόλος του πάχους αυτής.

του και, σε ορισμένες περιπτώσεις μειώνει και τη στατική αντοχή του. Παρόλα αυτά, ακόμη και σήμερα δεν υπάρχουν τεχνικές δόμησης με περιορισμένο κόστος που να εμποδίζουν με απόλυτη αξιοπιστία τη δημιουργία ρωγμών.

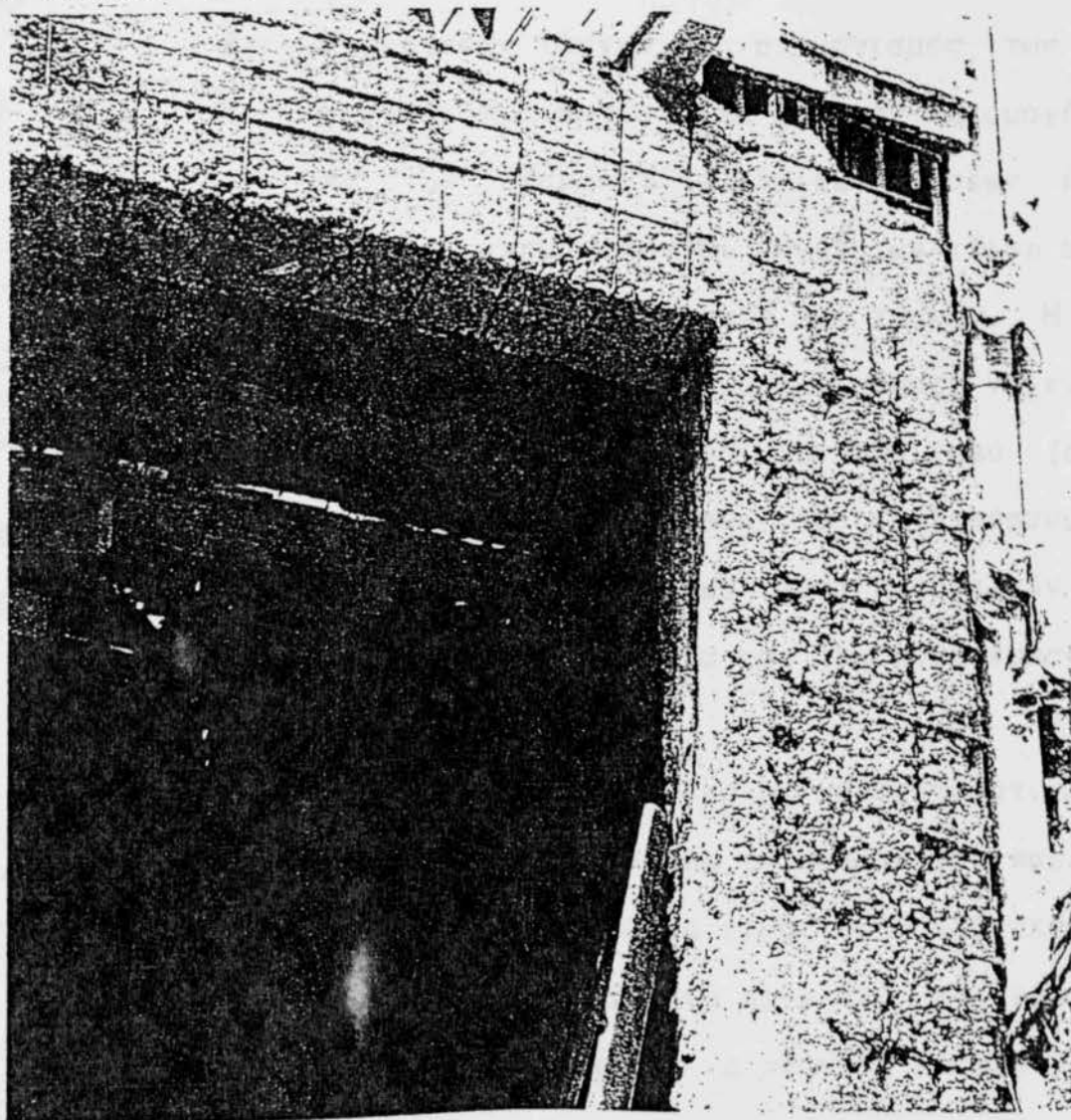
Οι ίδιες οι ρωγμές, με βάση τη μορφή τους και τη θέση στην οποία εμφανίζονται, μπορούν να δώσουν σημαντικές πληροφορίες για τις αιτίες δημιουργίας τους. Οι πληροφορίες αυτές, αν και συνήθως δεν είναι απόλυτα σαφείς, βοηθούν στην επιλογή του τρόπου αποκατάστασης της ζημιάς και δίνουν συνατότητες πρόληψης των ρωγμών στο μέλλον.

ΦΥΣΙΚΗ ΕΞΗΓΗΣΗ ΤΟΥ ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΥ ΤΩΝ ΡΩΓΜΩΝ ΣΤΙΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΕΣ

Όπως όλα τα υλικά, έτσι και τα δομικά υλικά αποτελούνται συνήθως από κόκκους που εφάπτονται ο ένας με τον άλλο. Όσο ισχυρότερη είναι η σύνδεση των κόκκων μεταξύ τους, τόσο ανθεκτικότερο είναι το υλικό. Οι ρωγμές σχηματίζονται με την επίδραση κάποιου φυσικού αιτίου που έχει ως αποτέλεσμα τον αποχωρισμό των κόκκων. Τα αίτια είναι δυνατό να σχετίζονται με μηχανική φόρτιση, με διαφοροποίηση της επιφανειακής υγρασίας στη μάζα των υλικών της τοιχοποιίας, με επιφανειακές θερμοκρασιακές διαφορές κλπ. Οι μηχανικές τάσεις που αναπτύσσονται σε κάποια τυχούσα διατομή ενός δομικού υλικού μπορεί να είναι εφελκυστικές, θλιπτικές, καμπτικές, στρεπτικές, διατμητικές ή συνδιασμός κάποιων από αυτές, ανάλογα με το είδος φόρτισης.

Οι ρωγμές που σχηματίζονται εξαιτίας θλιπτικών και καμπτικών φορτίσεων δεν είναι τόσο συννησιμένες και εξαρτιούνται κυρίως από την κατασκευή και το υλικό της τοιχοποιίας. Προκύπτουν συνήθως από δευτερογενείς επιδράσεις στην τοιχοποιία όπως από την

εισχώρηση ξένων σωμάτων (καρφιά, σφήνες κλπ.). Το πρόβλημα της διαφοροποιημένης υγρασίας των επιφανειών στις τοιχοποιίες είναι επίσης σημαντικό και μπορεί να συνδυάζεται και με μηχανικά ή άλλα αίτια πρόκλησης ρωγμών.



Κατασκευαστικές αστοχίες κατά την έγχυση σκυροδέματος, που αφήνουν ακάλυπτο τον σπλισμό, θα οδηγήσουν στην οξειδωσή του με επίδραση και στις τοιχοποιίες που εφάπτονται.

ΒΑΣΙΚΕΣ ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΤΩΝ ΥΛΙΚΩΝ ΠΟΥ ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΟΥΝΤΑΙ ΣΤΙΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΕΣ

Τα κυριότερα υλικά που χρησιμοποιούνται στις τοιχοποιίες
είναι :

Τεχνητοί λίθοι και σκυρόδεμα: Πρόκειται για ψαθυρά υλικά με χαμηλή αντοχή σε εφελκυσμό αλλά αντίθετα υψηλή αντοχή σε θλίψη.



Ρωγμές σε επίχρισμα που οφείλονται στη συρρικνώσή του κατά την ξήρανση

Με την εφαρμογή καθαρά εφελκυστικών δυνάμεων, εφελκυστικών που προκαλούνται από κάμψη ή στρεπτικών τάσεων, ο σχηματισμός των ρωγμών γίνεται στα αντίστοιχα επίπεδα εφαρμογής τους.

Με την εφαρμογή θλιπτικών τάσεων εξαιτίας κάμψης, σχηματίζονται ρωγμές με κλίση σε σχέση με το επίπεδο εφαρμογής των τάσεων. Η αντοχή στις μηχανικές επιδράσεις μπορεί να ενισχυθεί με τη χρήση χαλύβδινου οπλισμού (όπως το

σενάζ) ή μεταλλικών επικαλύψεων (όπως το κοτετσόρσυμα ή το νερβομετάλλ). Οι τοιχοποιίες από τα υλικά αυτά αποτελούν σύνολα που επηρεάζονται επίσης από την υγρασία και την θερμοκρασία.

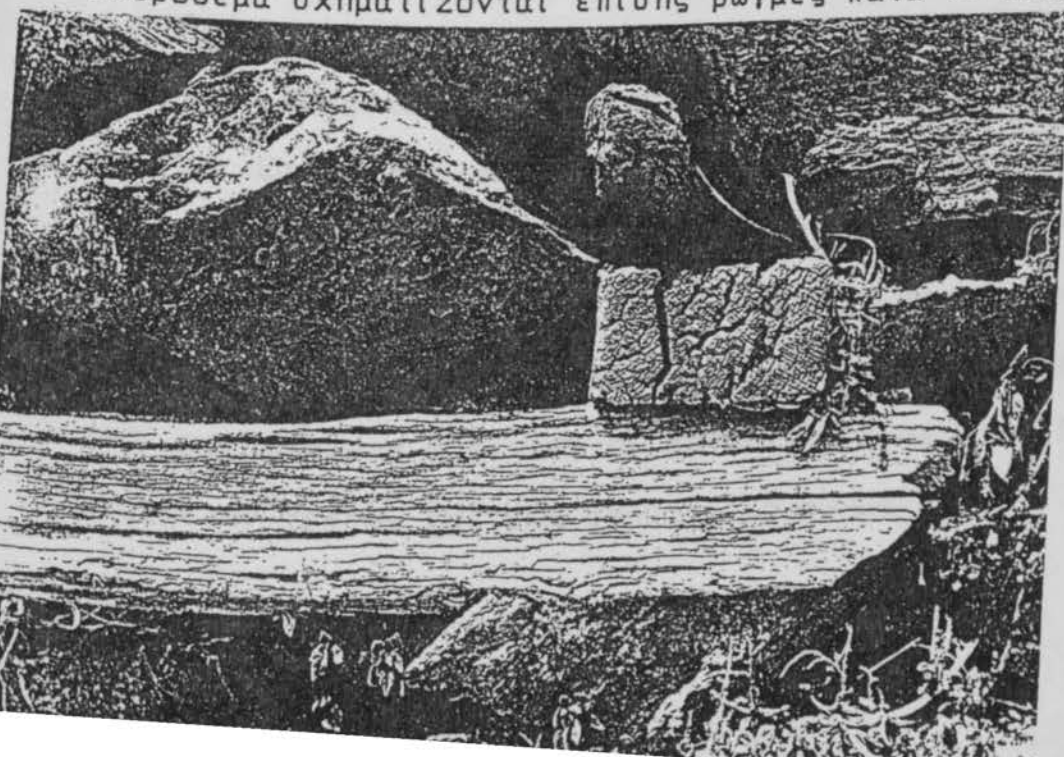
Χάλυβας: Ο χάλυβας είναι ένα υλικό με χαρακτηριστικά υψηλές ικανότητες αντοχής στη θραύση. Πριν από τη θραύση που παρουσιάζει μια γνήσια πλαστική συμπεριφορά. Αυτό είναι πολύ ευδιάκριτο κατά την εφελκυστική του φόρτιση. Στο στάδιο πριν από τη θραύση και στην περιοχή που αυτή θα συμβεί, ο χάλυβας επιμηκύνεται στη διεύθυνση της φόρτισης και συγχρόνως στην ίδια περιοχή επέρχεται στένωση της διατομής και χαρακτηρίζεται ένας χαρακτηριστικός "λαιμός". Δεν επηρεάζεται από την υγρασία παρά μόνο από οξειδωτικές δράσεις, έχει όμως μεγάλο συντελεστή διαστολής ώστε ο συνδυασμός του σε τοιχοποιίες με πιο αδρανή υλικά να προκαλεί ρωγμές στα σημεία επαφής τους.

Ξύλο: Το ξύλο είναι ανισότροπο υλικό. Αυτό σημαίνει ότι η

μηχανική του συμπεριφορά μεταβάλλεται ανάλογα με τη διεύθυνση της φόρτισης. Με θλίψη σε διεύθυνση παράλληλη με τις ίνες η θραύση επέρχεται σε επίπεδο κεκλιμένο σε σχέση με τη διεύθυνση της φόρτισης και χωρίς μεταβολή της διατομής. Με εφελκυσμό η θραύση επέρχεται με σχίσσιμο του ξύλου σε επίπεδο κάθετο στη διεύθυνση των εφελκυστικών τάσεων. Το ίδιο αποτέλεσμα εμφανίζεται και με καμπτική φόρτιση. Η θραύση γίνεται στη ζώνη του εφελκυσμού. Επηρεάζεται από την υγρασία και σε συνδυασμό με κονιάματα, λίθους κλπ.

ΡΩΓΜΕΣ ΣΕ ΑΦΟΡΤΙΣΤΑ ΚΑΙ ΑΚΑΤΕΡΓΑΣΤΑ ΥΛΙΚΑ

Πολλές από τις ρωγμές εμφανίζονται κατά την κατεργασία των υλικών. Έτσι κατά την ξήρανση του ξύλου σχηματίζονται ρωγμές εξαιτίας της συρρίκνωσής του. Οι ρωγμές αυτές είναι διαφορετικές, ανάλογα με το είδος του ξύλου. Σε ξύλα που αποτελούνται από επίπεδες στρώσεις, σχηματίζονται συχνά ρωγμές στην εξωτερική πλευρά των αρμών συγγόλλησης. Σε οπτόπλινθους μπορεί να σχηματιστούν ρωγμές κατά την διάρκεια του ψσίματος. Στο σκυρόδεμα σχηματίζονται επίσης ρωγμές κατά τη διάρκεια της πήξης.



Τοιχίο από σκυρόδεμα. Η μεγάλη ρωγμή αριστερά έχει σχηματιστεί εξαιτίας διάφορων εναλλασσόμενων φορτίων. Η μικρή ρωγμή δεξιά είναι αποτέλεσμα καμπτικής φόρτισης και έχει σχηματιστεί στη ζώνη θλίψης.

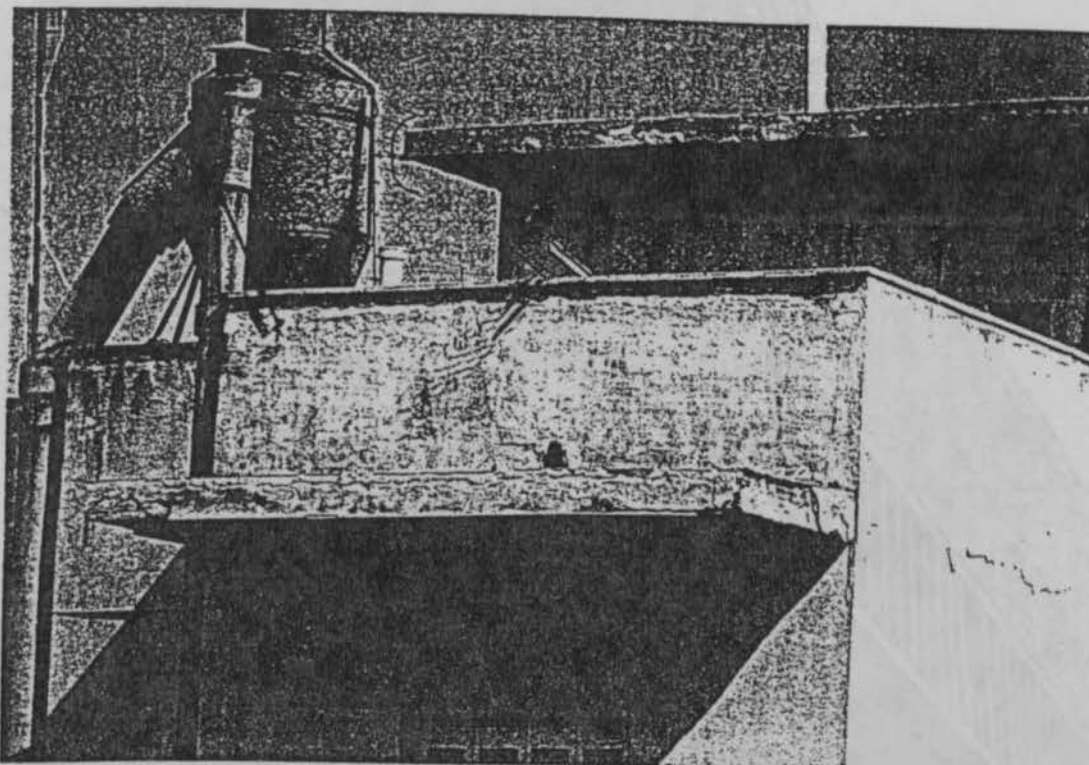


Τοιχοποιία από την οποία περνούν σωλήνες υδρορροών. Συγχρόνως δεν έχει δεθεί με την τοιχοποιία που εφάπτεται. Αποτέλεσμα η ρωγή στο σημείο συναρμογής.

ΡΩΓΜΕΣ ΕΞ ΑΙΤΙΑΣ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

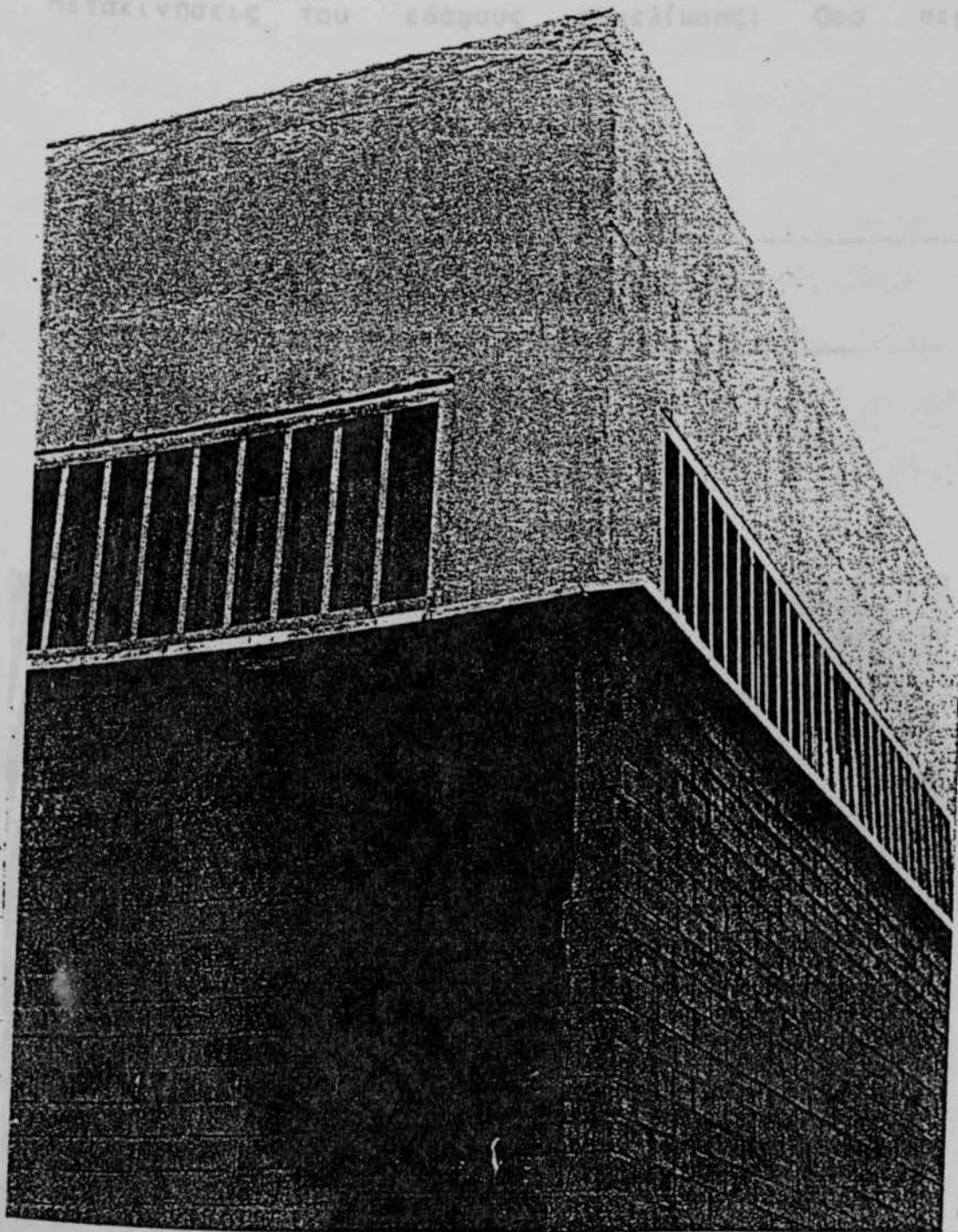
Ο σχηματισμός ρωγμών με κύρια αιτία τη φόρτιση είναι σπάνιος στην περίπτωση που έχουν τηρηθεί σωστά οι προδιαγραφές στους υπολογισμούς και στην κατασκευή. Παρατηρούνται παρόλα αυτά συχνότερα σε τοίχους που δέχονται κατανεμημένα φορτία ή και κατακόρυφα μεμονωμένα φορτία.

Ακόμη υπάρχουν περιπτώσεις που ένα φορτιζόμενο δομικό στοιχείο όπως τόξο, δοκός κλπ. είναι κατασκευασμένο από μαλακό υλικό. Εάν πάνω από το στοιχείο αυτό κατασκευαστεί ένα τμήμα τοίχου από σκληρότερα υλικά, τότε η παραμόρφωση των δύο τμημάτων διαφέρει με αποτέλεσμα να δέχονται διαφορετικές φορτίσεις και μετακινήσεις με αποτέλεσμα να μην μπορούν να παραληφθούν σωστά από τα φέροντα στοιχεία οι δυνάμεις. Αυτό οδηγεί στη δημιουργία πρόσθετων τέσεων και στο σχηματισμό ρωγμών. Έτσι δημιουργούνται



Εμφανείς ρωγμές σε κατακόρυφη πλευρά πολυκατοικίας στα σημεία σύνδεσης των πλακών με την τοιχοποιία.

δύο ξεχωριστές φέρουσες κατασκευές. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί η κατασκευή ενός τόξου πάνω από ένα παράθυρο με υλικό μαλακότερο από αυτό της τοιχοποιίας που βρίσκεται από πάνω του. Συνέπεια των παραμορφώσεων του τόξου είναι να δημιουργείται ρωγμή στη σύνδεσή του με την τοιχοποιία. Έτσι το τόξο χρησιμεύει για τη στήριξη ενός μέρους μόνο της τοιχοποιίας με τριγωνικό σχήμα.

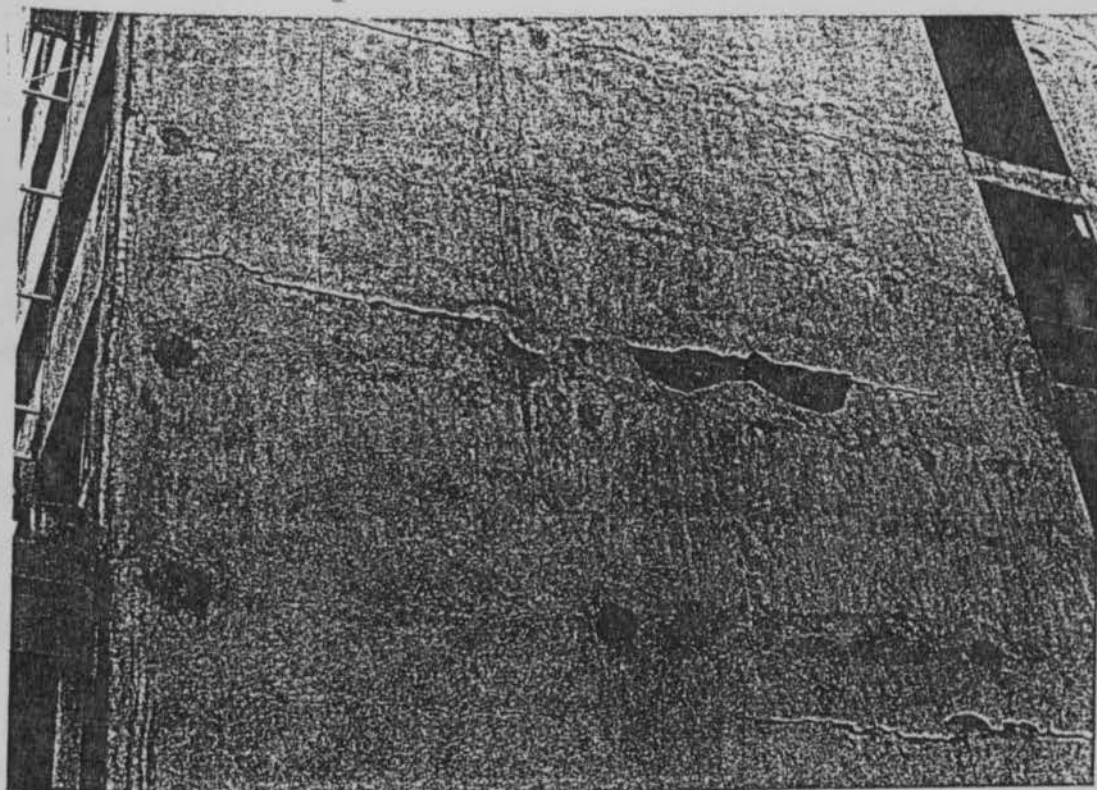


Ρωγμή σε τοιχοποιία από εμφανή τούβλα εξαιτίας της επίδρασης υγρασίας.

ΟΙ ΡΩΓΜΕΣ ΩΣ ΕΠΑΚΟΛΟΥΘΑ ΕΞΩΤΕΡΙΚΩΝ ΕΠΙΔΡΑΣΕΩΝ

Οι περισσότερες ρωγμές που υπάρχουν σε τοιχοποιίες οφείλουν το σχηματισμό τους σε παραμορφώσεις που προκλήθηκαν από βίαιες εξωτερικές επιδράσεις. Αυτές μπορεί να προέρχονται από:

Μετακινήσεις του εδάφους θεμελίωσης: Όσο περισσότερο



συνεκτικό είναι το έδαφος θεμελίωσης, τόσο ευκολότερη και καλύτερη είναι η συμπύκνωση και η σταθεροποίησή του. Αντίθετα, τα μη συνεκτικά εδάφη παρουσιάζουν μετακινήσεις με αποτέλεσμα την ανάπτυξη τάσεων στην τοιχοποιία. Το φαινόμενο γίνεται πιο έντονο όταν υπάρχουν μεταβολές και στο ύψος της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα στην περιοχή της θεμελίωσης. Σε περιπτώσεις που η θεμελίωση τοίχου γίνει σε διαφορετικά ύψη εξαιτίας κεκλιμένου επιπέδου εδάφους με διαφορετικούς τρόπους στεγάνωσης των θεμελίων και χωρίς κατακόρυφους αρμούς, είναι δυνατό να αναπτυχθούν στην τοιχοποιία αυξημένες τάσεις.

Αλλαγές θερμοκρασίας:

Οι θερμοκρασίες στο εσωτερικό της τοιχοποιίας και στην εξωτερική της επιφάνεια είναι διαφορετικές και εκτός αυτού συνεχώς μεταβάλλονται. Ο συντελεστής θερμικής διαστολής των υλικών που έχουν χρησιμοποιηθεί είναι διαφορετικός για τον καθένα. Έτσι, η παρεμπόδιση της ελεύθερης διαστολής κάποιων υλικών εξαιτίας της σύνδεσής τους με άλλα προκαλεί τάσεις που μπορεί να οδηγήσουν στο σχηματισμό ρωγμών. Πολύ συνηθισμένο φαινόμενο είναι ρωγμές που σχηματίζονται εξαιτίας αυτού του λόγου στη συναρμογή δωματίων και τοιχοποιίας, σε όψεις με εμφανή τούβλα και σε δομικά στοιχεία των οποίων κάποια διάσταση είναι πολύ μεγαλύτερη ή μικρότερη σε σχέση με τις υπόλοιπες.

Συρρίκνωση: Συνηθισμένο είναι το φαινόμενο να σχηματίζονται ρωγμές στην τοιχοποιία κατά την ξήρανση του επιχρίσματος. Ακόμη

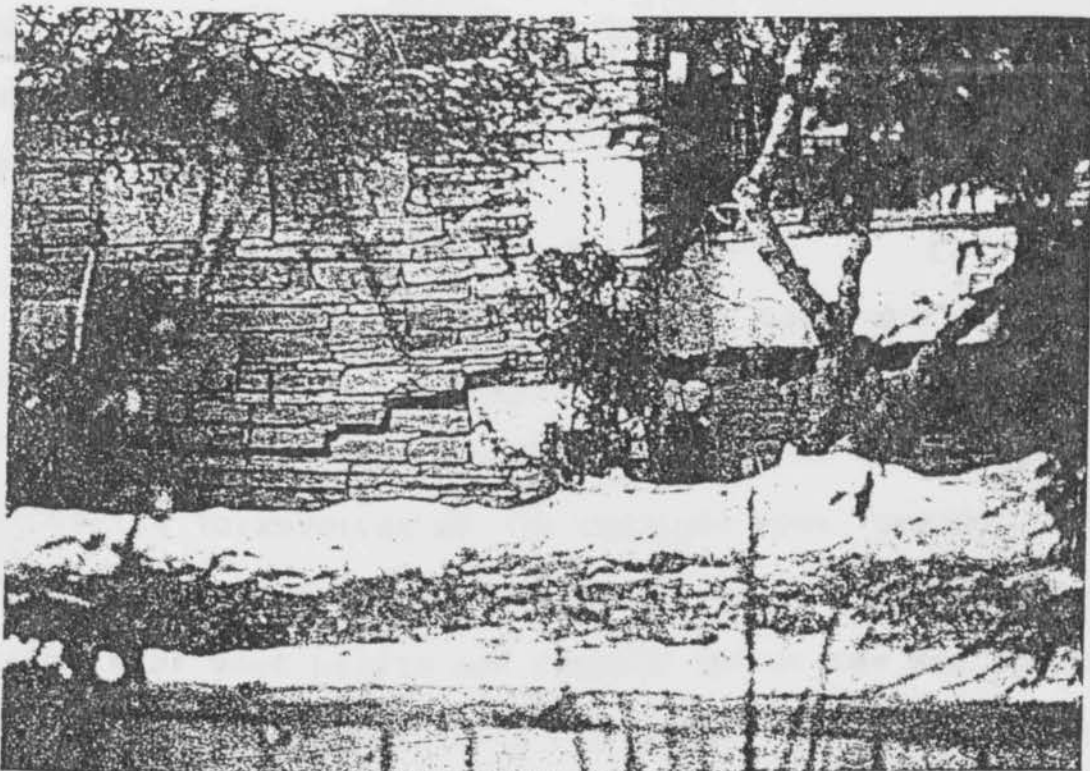
και τα ιδιαίτερα συνεκτικά υλικά όπως είναι το σκυρόδεμα, μπορεί να συρικνωθούν και μετά την πάροδο μεγάλου χρονικού διαστήματος από την εφαρμογή τους στην τοιχοποιία.

Εσωτερική πίεση από δημιουργία πάγου: Το νερό κατά το πέρασμά του από την υγρή ή την στερεή κατάσταση παρουσιάζει μια αύξηση του όγκου του κατά αρκετές ποσοστιαίες μονάδες. Ενα χαρακτηριστικό παράδειγμα δημιουργίας ρωγμών εξαιτίας αυτού του φαινομένου, είναι η περίπτωση μιας τοιχοποιίας στο εσωτερικό της οποίας περνάει μια υδρορροή. Εάν για κάποιο λόγο η υδρορροή βουλώσει και η λειτουργία της δεν αποκατασταθεί έγκαιρα, γεμίζει νερό. Με την πτώση της θερμοκρασίας σε θερμοκρασία σχηματισμού πάγου, το νερό παγώνει με αποτέλεσμα να σχηματίζονται ρωγμές στην τοιχοποιία στην περιοχή της διαρροής.

Δυνάμεις εξαιτίας της ανάπτυξης ριζών: Επιστημονικές έρευνες επάνω στις τάσεις και τις παραμορφώσεις που προκύπτουν από την ανάπτυξη των ριζών δεν είναι γνωστές. Όπως όμως προκύπτει από παρατηρήσεις σε υπάρχουσες καταστάσεις και προβλήματα, οι δυνάμεις που αναπτύσσονται μπορεί να είναι πολύ μεγάλες. Γι' αυτό χρειάζεται προσοχή κατά το φύτεμα των δένδρων κοντά σε τοιχοποιίες.

Εσωτερικές πιέσεις εξαιτίας του σχηματισμού οξειδίων: Οι κοινοί χάλυβες οξειδώνονται από την επίδραση της υγρασίας και του αέρα. Κατά τη διαδικασία της οξείδωσης, ο χάλυβας αυξάνει τον όγκο του και παράλληλα σχίζεται σε φύλλα. Έτσι αναπτύσσονται πιέσεις που προκαλούν ρωγμές στις τοιχοποιίες που περιλαμβάνουν οπλισμό ή χαλύβδινα στοιχεία.

Οι τοιχοποιίες από οπλισμένο σκυρόδεμα σταδιακά υπόκεινται στο φαινόμενο της γήρανσης του σκυροδέματος. Η γήρανση του σκυροδέματος οδηγεί στη διάβρωσή του, με αποτέλεσμα την ελλειπή προστασία του οπλισμού. Αυτό οδηγεί στην οξειδωσή του με όλα τα επακόλουθα που αναφέρθηκαν πιο πάνω.



Ρωγμές σε τοιχοποιία από φυσική πέτρα που οφείλονται στη θεμελίωση της σε έδαφος με κλίση.

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΙΣ ΡΩΓΜΕΣ ΣΤΑ ΔΟΜΙΚΑ ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΤΙΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΕΣ

Όπως αναφέρθηκε πιο πάνω η δημιουργία των ρωγμών σε μια τοιχοποιία ή στα δομικά υλικά που την αποτελούν είναι τις περισσότερες φορές ζήτημα χρόνου. Οι παράγοντες που τις προκαλούν δεν είναι δυνατό να προβλεφτούν απόλυτα ώστε να είναι εύκολο να περιοριστούν. Οι βασικοί παράγοντες όπως αναφέρθηκε είναι:

Οι ιδιότητες των υλικών που αφορούν τη συνεκτικότητά τους.

Οι ημερήσιες και οι ετήσιες διακυμάνσεις της θερμοκρασίας, ο πάγος και οι συστολές και διαστολές.

Συρρικνώσεις και διαστολές που οφείλονται στην επίδραση της υγρασίας.

Μετακινήσεις του εδάφους θεμελίωσης που μπορεί να οφείλονται στο ότι η περιοχή παρουσιάζει κλίση, σε επιθυμητές ή όχι αλλαγές της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα στη θεμελίωση, σε μη στεγανωμένα κανάλια αποστράγγισης κοντά στη βάση της τοιχοποιίας κλπ.

Δονήσεις εξαιτίας σεισμών ή εκρήξεων.

Ο σχηματισμός ρωγμών μπορεί να εμφανιστεί μετά από πολύ χρόνο ύστερα από την αποπεράτωση της τοιχοποιίας. Ρωγμές που ανήκουν στα είδη που περιγράψαμε μπορούν να περιοριστούν στις καινούργιες τοιχοποιίες με την εφαρμογή νέων μεθόδων, τη χρήση νέων υλικών όπως οι υαλοίνες, τα σενάζ κλπ. Απαραίτητο είναι να γίνεται κάθε φορά μελέτη και έλεγχος των αιτιών που προκαλούν το σχηματισμό των ρωγμών ώστε να μπορούν κάθε μία ξεχωριστά να αντιμετωπίζονται εύκολα. Γενικά η εμφάνιση ρωγμών, η πρόληψη και η αποκατάσταση της τοιχοποιίας και των δομικών υλικών απαιτεί ιδιαίτερη έρευνα που οπωσδήποτε πρέπει να εξετάζει εκτός από τα τεχνικά και τα οικονομικά στοιχεία.

Β Ι Β Λ Ι Ο Γ Ρ Α Φ Ι Α

- 1.) ΟΙΚΟΔΟΜΙΚΟΙ ΤΟΜΟΙ Α & Β
ΕΥΓΕΝΙΔΟΥ ΙΔΡΥΜΑ.
- 2.) ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΚΤΙΡΙΩΝ Ι & ΙΙ
ΝΙΚΟΥ ΟΡ. ΦΙΝΤΙΚΑΚΗ.
- 3.) ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ
Γ.Γ.ΠΕΝΕΛΗΣ - Α.Ι.ΚΑΠΠΟΣ, Θεσσαλονίκη 1992.
- 4.) ΤΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΤΟΥ ΣΕΙΣΜΟΥ
ΠΑΥΛΟΥ Χ. ΙΩΑΝΝΙΔΗ, Αθήνα 1989.
- 5.) ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ
Κ. ΑΝΑΣΤΑΣΙΑΔΗ.
- 6.) ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ
Μ. ΓΚΙΟΥΡΔΑΣ.

Σ Ε Μ Ι Ν Α Ρ Ι Α

- 1.) ΔΙΗΜΕΡΟ "ΚΤΙΡΙΑ ΜΕ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ"
Ευγενίδειο ίδρυμα, Αθήνα 21 - 22 Νοεμβρίου 1991.