

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ  
ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ  
ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Ηρώων Πολυτεχνείου 5, Ζωγράφου 157 73



NATIONAL TECHNICAL  
UNIVERSITY OF ATHENS  
LABORATORY OF  
REINFORCED CONCRETE

5, Iroon Polytechniou, Zografou, Greece 157 73

☎: (+301) 7721236, 7721237, FAX: (+301) 7721275

### ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΚΑΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ  
ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ  
ΚΑΙ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΜΕΝΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ Ω.Σ.

ΧΡΗΜΑΤΟΔΟΤΗΣ  
EUROPEAN CENTRE ON PREVENTION AND FORECASTING OF  
EARTHQUAKES

ΕΠΙΣΤΗΜΟΝΙΚΟΣ ΥΠΕΥΘΥΝΟΣ  
ΓΙΑ ΤΟ ΕΜΠ  
ΕΛΙΣΑΒΕΤ ΒΙΝΤΖΗΛΑΙΟΥ

- 1.- Βιβλιογραφική αναδρομή στην βιβλιογραφία για την συμπεριφορά τοιχοπληρωμένων πλαισίων Ω.Σ.
- 2.- Αναλυτική διερεύνηση της επιρροής των τοίχων πληρώσεως στην ακαμψία πλαισίων από Ω.Σ.

Στα πλαίσια του προγράμματος, πραγματοποιήθηκαν στο ΕΜΠ οι ακόλουθες εργασίες, για τις οποίες υποβάλλονται συνημμένως οι σχετικές Εκθέσεις.

1. - Αναδρομή στην διεθνή Βιβλιογραφία την σχετιζόμενη με την σεισμική συμπεριφορά τοιχοπληρωμένων πλαισίων. Αυτή η αναδρομή περιλαμβάνει τόσο τις πειραματικές εργασίες όσο και τις αναλυτικές προσπάθειες προβλέψεως της συμπεριφοράς τοιχοπληρωμένων πλαισίων, σχολιάζει δε αναλυτικά την επιρροή των σημαντικότερων παραμέτρων στην αντοχή, την ακαμψία, την πλαστιμότητα και σε άλλα χαρακτηριστικά της συμπεριφοράς των τοιχοπληρωμένων πλαισίων

2. - Ένα από τα δυσκολότερα προβλήματα τα οποία αντιμετωπίζει ο Μηχανικός-Μελετητής είναι η προσομοίωση της ακαμψίας των τοιχοπληρωμένων πλαισίων. Πράγματι, είναι γνωστό ότι μία από τις συνέπειες της παρουσίας των τοίχων πληρώσεως είναι η σημαντική αύξηση της ακαμψίας των πλαισίων, με αποτέλεσμα την δραστική μεταβολή της κατανομής της σεισμικής δράσεως εν σχέσει με εκείνην που ισχύει για την γυμνή κατασκευή. Μέχρι τώρα, η απλούστερη (αλλά και ανακριβής) μέθοδος η οποία εφαρμόζεται για την ανάλυση των τοιχοπληρωμένων πλαισίων είναι η μέθοδος της ισοδύναμης διαγωνίου. Σ' αυτό το ερευνητικό πρόγραμμα, διερευνήθηκε η δυνατότητα προσομοιώσεως της ακαμψίας των τοιχοπληρωμένων πλαισίων μέσω της μεθόδου των συνοριακών στοιχείων, λαμβάνοντας υπ' όψη ότι η σύνδεση μεταξύ πλαισίου και τοίχου πληρώσεως είναι μονόπλευρη (δηλαδή, δεν είναι εις θέσιν να αναλάβη εφελκυστικές δυνάμεις). Αυτό το μέρος του προγράμματος οδηγεί και σε πρακτικά συμπεράσματα ως προς την ακαμψία του τοιχοπληρωμένου πλαισίου, εν σχέσει με εκείνην η οποία θα προέκυπτε εαν το τοιχοπληρωμένο πλαίσιο είχε επιλυθεί ως μονολοθικός σύνθετος δίσκος.

## Η ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΩΝ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΜΕΝΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΥΠΟ ΟΡΙΖΟΝΤΙΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Ε. Βιντζηλαίου

### 1.- ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η επιρροή των τοίχων πληρώσεως στην συμπεριφορά των πλαισίων αναγνωρίζεται ευρέως, αποτελεί δε, εδώ και αρκετές δεκαετίες, το αντικείμενο πολλών πειραματικών διερευνήσεων. Παράλληλως, έχουν γίνει πολλές προσπάθειες αναλυτικής προσομοιώσεως της συμπεριφοράς των τοιχοπληρωμένων πλαισίων.

Παρ' όλα αυτά, εξακολουθεί να ισχύει η διαπίστωση των Axley και Bertero (1979): "Τα δομητικά συστήματα των τοιχοπληρωμένων πλαισίων αντιστέκονται στην αναλυτική προσομοίωση". Αυτό οφείλεται εν μέρει στο μεγάλο πλήθος των παραμέτρων απ' τις οποίες εξαρτάται η συμπεριφορά των τοιχοπληρωμένων πλαισίων, αλλά και στον υψηλό βαθμό αβεβαιότητας που σχετίζεται με τις περισσότερες απ' αυτές τις παραμέτρους.

Απο την άποψη της δομητικής αποκοίσεως των τοιχοπληρωμένων πλαισίων, θα πρέπει να ληφθούν υπ' όψη τα ακόλουθα:

\* Η μεταβλητότητα των μηχανικών χαρακτηριστικών των τοίχων πληρώσεως, τα οποία εξαρτώνται τόσο απ' τις μηχανικές ιδιότητες των συνιστώντων υλικών (λιθοσώματα, κονιάματα, τοιχοτετράσματα), όσο και απ' τις κατασκευαστικές λεπτομέρειες.

Στχνα είναι αναπόφευκτη μια ψαθυρή απόκριση των τοίχων πληρώσεως, ενώ είναι ενδεχόμενη και η εκτός επιπέδου αστοχία-τους, εκτός εάν οι τοίχοι πληρώσεως είναι κατάλληλα ωπλισμένοι.

\* Οι αβεβαιότητες που σχετίζονται με την συμπεριφορά των διεπιφανειών μεταξύ πλαισίου και τοίχων πληρώσεως, η οποία εξαρτάται και απ' την παρουσία κενού ή διατμητικών συνδέσεων.

\* Η σημαντική επιρροή της σχετικής ακαμψίας πλαισίου και τοίχων πληρώσεως στην αναμενόμενη συμπεριφορά της κατασκευής.

\* Η επιρροή των κατασκευαστικών λεπτομερειών των φερόντων στοιχείων από Ω.Σ.

\* Η θέση και οι διαστάσεις των ανοιγμάτων (δυσχέρεια εκτιμήσεως τόσο της ακαμψίας όσο και της αντοχής των τοιχοπληρωμένων πλαισίων παρουσία ανοιγμάτων).

\* Η γεωμετρία του συνόλου: πλήθος ορόφων, πλήθος φατνωμάτων ανα όροφο, λόγος ύψους προς μήκος τοίχων πληρώσεως.

\* Οι δυσχέρειες κατά την εκτίμηση των αναμενόμενων ιστοριών φορτίσεως. Η αναμενόμενη στάθμη αξονικού φορτίου στα υποστρώματα, καθώς και οι μεταβολές του αξονικού φορτίου κατά την διάρκεια μιας ανακυκλιζόμενης φορτίσεως ενδέχεται να παίζουν σημαντικό ρόλο.

Απο απόψεως πειραματικών δοκιμών, οι κύριες δυσχέρειες σχετίζονται με τα ακόλουθα θέματα:

\* Τα υλικά τα οποία χρησιμοποιούνται συνήθως για την πλήρωση πλαισίων Ω.Σ. (λιθοσώματα) είναι πολύ ευαίσθητα σε θέματα κλίματος. Έτσι, φαίνεται ότι τα αποτελέσματα των δοκιμών σε μικρής κλίμακας ομοιώματα πρέπει να θεωρούνται μάλλον ως μειωμένης αξιοπιστίας.

\* Οι μεγάλες διαστάσεις των δοκιμών τα οποία δοκιμάζονται συνήθως οδηγούν σε μεγάλο κόστος των δοκιμών. Έτσι, ο περιορισμένος αριθμός των δοκιμών που μπορούν να δοκιμαστούν στα πλαίσια ενός ερευνητικού προγράμματος, έρχεται σε αντίθεση με το μεγάλο πλήθος των παραμέτρων που θα έπρεπε να διερευνηθούν.

\* Οι μεγάλες διαστάσεις και το μεγάλο βάρος των δοκιμών δεν επιτρέπουν την δοκιμή μεγάλων τμημάτων μιας κατασκευής πάνω σε ορισμικόν προσομοιωτήρα.

\* Η κατανεμημένη μάζα (τυπική για τοιχοπληρωμένα πλαίσια) και η μεγάλη ακαμψία των τοιχοπληρωμένων κατασκευών καθιστούν πολύ δυσχερή την εφαρμογή ψευδοδυναμικών τεχνικών, ενώ τα αποτελέσματα τέτοιων τεχνικών θεωρούνται μάλλον αναξιόπιστα.

Σε ό,τι αφορά την αναλυτική προσομοίωση της συμπεριφοράς των τοιχοπληρωμένων πλαισίων, θα πρέπει να αναφερθούν τα ακόλουθα προβλήματα:

\* Η αλληλεπίδραση μεταξύ της εντός επιπέδου και της εκτός επιπέδου συμπεριφοράς των τοιχοπληρωμένων κατασκευών απαιτεί την χρήση πολύ σοφιστικών καταστατικών σχέσεων και

πολύπλοκων στοιχείων.

- \* Η εξόχως ή γραμμική συμπεριφορά των τοιχοπληρωμένων πλαισίων, ακόμη και σε χαμηλές στάθμες φορτίσεως, καθιστά ακατάλληλη την χρήση γραμμικών ελαστικών πεπερασμένων στοιχείων στις περισσότερες των περιπτώσεων.
- \* Η προσομοίωση της ψαθυρής συμπεριφοράς ( η οποία είναι αναπόφευκτη στην περίπτωση των τοιχοπληρωμένων κατασκευών) ενδέχεται να δημιουργήσει σοβαρά αριθμητικά προβλήματα.
- \* Τέλος, αριθμητικά προβλήματα ενδέχεται να προκύψουν και εξ αιτίας της σημαντικής κλίσεως του φθιτοῦ κλάδου που ακολουθεί την μέγιστη αντίσταση των τοιχοπληρωμένων πλαισίων.

Συνέπεια των πολυπληθών δυσχερειών που αναφέρθηκαν πιοπάνω αποτελεί και το ότι οι περισσότεροι απ' τους εν ισχύ-εθνικοί και διεθνείς-κανονισμοί και Συστάσεις δέν περιλαμβάνουν κανόνες για τον σχεδιασμό των τοιχοπληρωμένων πλαισίων, μελονότι αναγνωρίζουν την σημαντική επιρροή των τοίχων πληρώσεως, ιδιαιτέρως στην περίπτωση ανακυκλιζόμενων (σεισμικών) δράσεων.

Ετσι, στην καθ' ημέραν πράξη, η παρουσία των "μή-φερόντων" τοίχων πληρώσεως αμελείται, το "φέρων" τμήμα της κατασκευής (δηλαδή, το γυμνόκτισμα απο Ω.Σ.) αναλύεται και διαστασιολογείται, τα δε μέλη-του οπλίζονται αναλόγως.

Παρ' όλα αυτά, πρέπει να ομολογηθή ότι αυτή η τρεχόντως εφαρμοζόμενη "απλοποίηση" ενδέχεται να οδηγήσει σε μερικές περιπτώσεις σε ή ή ασφαλείς κατασκευές, ιδίως έναντι σεισμικών δράσεων. Πράγματι, κατά την εφαρμογή της απλοποιητικής διαδικασίας, αμελούνται οι ακόλουθες πλευρές της αλληλεπιδράσεως πλαισίων-τοίχων : πληρώσεως, οι οποίες ενδέχεται να αποδειχθούν επικίνδυνες :

- \* Σημαντικές βλάβες ή ακόμη και εκτός επιπέδου αστοχία των τοίχων πληρώσεως υπορούν να οδηγήσουν σε ανθρώπινες απώλειες, έστω και αν οι βλάβες στα φέροντα στοιχεία της κατασκευής είναι ασήμαντες ή ανύπαρκτες.
- \* Ενδέχεται να συμβή πρόωγη ψαθυρή αστοχία υποστυλωμάτων, λόγω της αλληλεπιδράσεως πλαισίου και τοίχων πληρώσεως.
- \* Η ανομοιόμορφη εντός οριζοντίου επιπέδου διάταξη των τοίχων

πληρώσεως ενδέχεται να προκαλέση έντονη (μή αναμενόμενη βάσει των υπολογισμών) στροφή.

\* Ενδέχεται να μὴν ικανοποιούνται οι καταστάσεις λειτουργικότητας, καθώς και η απαίτηση περιορισμού των βλαβών, οι οποίες δὲν ελέγχονται αμέσως βάσει των υπάρχόντων Κανονισμών. Πράγματι, ένα εξαιρετικά υψηλό ποσοστό του συνολικού κόστους των βλαβών λόγω ενός σεισμού οφείλεται σε βλάβες των "μή-φερόντων" στοιχείων (π.χ. τοίχοι πληρώσεως, επιχρίσματα, ψευδοροφές, παράθυρα, πόρτες, ηλεκτρικές και υδραυλικές εγκαταστάσεις, βλ. Tiedemann (1980) και (1982)).

Πιστεύεται ότι μια συστηματική παρουσίαση όλων των στοιχείων που αναφέρονται στην βιβλιογραφία, των σχετικών με την συμπεριφορά των τοιχοπληρωμένων πλαισίων, θα συνέβαλε στην καλύτερη κατανόηση των σχετικών φαινομένων. Γι' αυτόν τον σκοπό, στα επόμενα γίνεται λεπτομερής παρουσίαση των διατιθέμενων πειραματικών αποτελεσμάτων. Εν συνεχεία δε, παρουσιάζεται μια ανασκόπηση των μαθηματικών προσομοιωμάτων τα οποία αναπτύχθηκαν με σκοπό την πρόβλεψη της συμπεριφοράς των τοιχοπληρωμένων κατασκευών.

## 2.- ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

### 2.1.- Εισαγωγή

Σ' αυτό το κεφάλαιο, επιχειρείται μια συστηματική παρουσίαση όλων των διατιθέμενων πειραματικών αποτελεσμάτων των σχετικών με την συμπεριφορά των τοιχοπληρωμένων πλαισίων, έτσι ώστε να καταστή σαφές η επιρροή των σημαντικότερων παραμέτρων στα δυναμικά και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των τοιχοπληρωμένων πλαισίων Ω.Σ.

Ας σημειωθεί, όμως, ότι μια τέτοια παρουσίαση αποτελεί δύσκολο στόχο, καθώς τα πειραματικά αποτελέσματα, αν και είναι πολυπληθή, πολλές φορές δὲν προσφέρονται για μια τέτοια συστηματική αξιολόγηση. Μερικές απ' τις αιτίες αυτών των δυσχερειών κατά την εξαγωγή οριστικών ποσοτικών συμπερασμάτων για τον ρόλο καθεμιάς απ' τις παραμέτρους, αναφέρονται στα επόμενα:

\* Καθώς το πλήθος των παραμέτρων που υπεισέρχονται είναι μεγάλο, το κόστος της πειραματικής διερευνήσεως καθεμιάς χωριστά θα ήταν πολύ υψηλό. Έτσι, διατίθενται αποτελέσματα

απο δοκιμές με περισσότερες της μιας παραμέτρους μεταβαλλόμενες απο μια δοκιμή σε μιαν άλλη, με συνέπεια να καθίσταται πολύ δυσχερής η διακρίβωση της επιρροής καθεμιάς παραμέτρου.

- \* Το υψηλό κόστος των δοκιμών σε τοιχοπληρωμένα πλαίσια δέν επιτρέπει την επανάληψη όμοιων δοκιμών, η οποία θα επέτρεπε να αποτιμηθή η εγγενής διασπορά των μελετώμενων φαινομένων. Έτσι, πολλές φορές, είναι πολύ δύσκολο να αποφανθή κανείς περι του εάν μια διαφορά απο πειράματος σε πείραμα θα έπρεπε να αποδοθή στον ρόλο μιας παραμέτρου ή στην διασπορά των πειραματικών αποτελεσμάτων.
- \* Είναι παρα πολύ σπάνιο να βρεθούν στην βιβλιογραφία αποτελέσματα απο δυο ή περισσότερες πηγές τα οποία να είναι αμέσως συγκρίσιμα και τα οποία να επιτρέπουν την εξαγωγή ποσοτικών συμπερασμάτων.
- \* Άλλο ένα πρόβλημα ερμηνείας και αξιολογήσεως των πειραματικών αποτελεσμάτων προκύπτει απο το ότι, ενώ τα στοιχεία Ω.Σ. ευρίσκονται υπο κλίμακα στα δοκίμια, δέν συμβαίνει το ίδιο και με τις πλινθοπληρώσεις, για την κατασκευή των οποίων χρησιμοποιούνται τα λιθοσώματα της αγοράς (σε πολλές περιπτώσεις απλώς κομμένα σε μικρότερα κομμάτια). Έτσι, ενδέχεται να οδηγηθή κανείς σε τεχνητώς ασθενή πλαίσια εν σχέσει προς τους τοίχους πληρώσεως και, συνεπώς, σε παραπλανητικά μη ρεαλιστικά αποτελέσματα.
- \* Υπάρχει, τέλος, άλλη μια μείζων δυσχέρεια, η οποία ανακύπτει όταν προσπαθεί κανείς να προβλέψη την συμπεριφορά μιας ολόκληρης πλινθοπληρωμένης κατασκευής: Οι περισσότερες δοκιμές έχουν γίνει επι μονόροφων επίπεδων πλαισίων ενος φατνώματος και υπο μονοτονικές ή ανακυκλιζόμενες δράσεις (επιβαλλόμενα φορτία ή επιβαλλόμενες παραμορφώσεις) εντος του επιπέδου του πλαισίου(\*). Έτσι, δέν υπάρχουν πληροφορίες για πολύ σημαντικά θέματα σχετιζόμενα με την συμπεριφορά τοιχοπληρωμένων κατασκευών

---

(\*) Στις λίγες περιπτώσεις κατα τις οποίες δοκιμάστηκαν μεγαλύτερα τμήματα κατασκευών, δέν μπορεί να αποτιμηθή ο ρόλος μερικών σημαντικών παραμέτρων, επειδή το πλήθος των δοκιμών είναι περιορισμένο, ενώ η προσπάθεια της κατα το δυνατόν πληρέστερης αξιοποίησεως των δοκιμών οδηγεί σε ταυτοχρόνη διεκδύνηση περισσότερων της μιας παραμέτρων και απαρτίζει την επανάληψη όμοιων δοκιμών.

Ω.Σ. στον χώρο, όπως

- Επιρροή της εντός οριζοντίου επιπέδου μή συμμετρικής διατάξεως των τοίχων πληρώσεως ή της ασυνεχούς καθ' ύψος κατανομής-τους.
- Αναμενόμενη σειρά κατά την οποία θα ρηγματωθούν ή θα θραυσθούν οι τοίχοι πληρώσεως κατά την διάρκεια μιας δυναμικής διεγέρσεως
- Επιρροή της εκτός επιπέδου συμπεριφοράς των τοίχων πληρώσεως στα χαρακτηριστικά της κατασκευής.
- Επιρροή της πραγματικής εντατικής καταστάσεως των φερόντων στοιχείων στην συμπεριφορά του συνόλου της κατασκευής. Υπενθυμίζεται σχετικά, ότι στα περισσότερα δοκίμια, τα υποστυλώματα και οι δοκοί ήταν αφόρτιστες. Στις λίγες περιπτώσεις κατά τις οποίες τα υποστυλώματα φορτίζονταν, υποβάλλονταν μόνον σε μίαν αξονική θλιπτική δύναμη σταθερή κατά την διάρκεια της δοκιμής.

Μολονότι τα γενικά σχόλια τα σχετικά με τα πειραματικά αποτελέσματα ενδέχεται να οδηγήσουν στην απαισιόδοξη άποψη ότι η τρέχουσα στάθμη της γνώσεως για την συμπεριφορά των πλινθοπληρωμένων πλαισίων είναι περιορισμένη, η αλήθεια είναι ότι χάρις στα πειράματα που έχουν γίνει μέχρι τώρα (σε συνδυασμό και με το αναλυτικό έργο που παρουσιάζεται στην επόμενη §3), η κατανόηση των φαινομένων που σχετίζονται με την συμπεριφορά των τοιχοπληρωμένων πλαισίων έχει προχωρήσει σημαντικά.

Πιστεύεται (και ελπίζεται ότι αυτό θα αποδειχθεί μέσω αυτής της Εκθέσεως) ότι η σημερινή στάθμη της γνώσεως επιτρέπει τον ορθολογικό σχεδιασμό των τοιχοπληρωμένων πλαισίων, έστω και μέσω ποιοτικών μέτρων, τα οποία, πάντως, είναι προς την σωστή κατεύθυνση. Επι πλέον, η γνώση που έχει αποκτηθεί μέχρι τώρα, μπορεί να οδηγήσει σε κατάλληλο σχεδιασμό μελλοντικών πειραματικών προγραμμάτων, ώστε να καλυφθούν τα κενά που υπάρχουν, να διευκρινισθεί ο ρόλος μερικών σημαντικών παραμέτρων και να αποκτηθούν περισσότερο ποσοτικώς αξιοποιήσιμα αποτελέσματα.

Ατ' αυτής της απόψεως, ο ρόλος των αναλυτικών εργασιών είναι πρωταρχικής σημασίας. Τα αναλυτικά προσομοιώματα, εφ' όσον ελεγχθούν και βαθμονομηθούν μέσω των διατιθέμενων πειραματικών αποτελεσμάτων, μπορούν εν συνεχεία να εντοπίσουν τις ελλείψεις πληροφοριών από πειραματικές δοκιμές και να προσανατολίσουν καταλλήλως μελλοντικά πειραματικά προγράμματα.



## 2.2.- Τύποι αστοχίας τοιχοπληρωμένων πλαισίων

(α) Πολλοί ερευνητές δοκίμασαν τοιχοπληρωμένα πλαίσια υποβαλλόμενα σε εντός του επιπέδου-τους τέμνουσες δυνάμεις ή διατμητικές παραμορφώσεις εφαρμοζόμενες στην κορυφή του πλαισίου (Σχ. 1).

Σε όλες τις περιπτώσεις, παρατηρήθηκε αποκόλληση μεταξύ πλαισίου και τοίχου πληρώσεως. Αυτή η αποκόλληση συνέβαινε σε χαμηλή στάθμη φορτίσεως σ' όλην την περίμετρο του τοίχου πληρώσεως πλην της φορτιζόμενης γωνίας και της αντιδιαμετρικής-της γωνίας (Σχ. 1).

Ετσι, τμήμα του τοίχου πληρώσεως (στην περιοχή της θλιβόμενης διαγωνίου) εντείνεται, ενώ το υπόλοιπο τμήμα του τοίχου παραμένει σχεδόν ελεύθερο τάσεων.

Η τιμή της γωνιακής παραμορφώσεως κατά την στιγμή της αποκολλήσεως παρουσιάζει μεγάλη διασπορά και εξαρτάται κατά πολύ απ' την σχετική ακαμυία πλαισίου και τοίχου πληρώσεως (όσο μεγαλύτερη τιμή έχει ο λόγος των ακαμυιών πλαισίου προς τοίχο πληρώσεως, τόσο μεγαλύτερη είναι η τιμή του φορτίου για την οποίαν συμβαίνει η αποκόλληση). Κατά τα αποτελέσματα του Polyakov (1956), αυτή η τιμή γωνιακής παραμορφώσεως μεταβάλλεται μεταξύ  $\Delta/h=0.03 \times 10^{-3}$  και  $0.70 \times 10^{-3}$  (όπου  $\Delta$  είναι η οριζόντια μετατόπιση στην κορυφή του πλαισίου και  $h$  είναι το ύψος του ορόφου).

Επι πλέον, η μέθοδος δοκιμής αναμένεται να επηρεάσει σημαντικά αυτόν την έναρξη των βλαβών. Στην πλειονότητα των δοκιμών, εφαρμόζεται μια συγκεντρωμένη οριζόντια δύναμη στην κορυφή των τοιχοπληρωμένων πλαισίων. Αντιθέτως, στις κατασκευές, την στιγμή κατά την οποίαν εισάγεται μια τέμνουσα δύναμη ή μια διατμητική παραμόρφωση στο τοιχοπληρωμένο πλαίσιο (επι πλέον των εντατικών μεγεθών εξ αιτίας κατακορύφων φορτίων και άλλων δράσεων σχεδιασμού), ενδεχεται να ασκείται και ένα κατακόρυφο, ομοιόμορφο, κατανεμημένο φορτίο στον τοίχο πληρώσεως. Αυτό το φορτίο μπορεί να οφείλεται στα κατακόρυφα φορτία που ασκούνται στο δώμα μετά απ' την κατασκευή των γεμισμάτων. Εξ άλλου, η τέμνουσα δύναμη μπορεί να κατανέμεται στο μήκος της διεπιφάνειας του γεμισματος με την άνω και με την κάτω δοκό και να μην είναι συγκεντρωμένη στον κόμβο δοκού και υποστυλώματος. Ετσι, αναμένεται ότι στις πραγματικές κατασκευές η αποκόλληση μεταξύ τοίχου πληρώσεως και περιβάλλοντος

πλαίσιου θα συμβή για τιμή του φορτίου διάφορη αυτής των δοκιμών.

Επι πλέον, η στάθμη του φορτίου κατά την στιγμή της αποκόλλησης αναμένεται να επηρεάζεται και από την ποιότητα της κατασκευής, μιας και σε πολλές περιπτώσεις, οι τοίχοι πληρώσεως είναι αποχωρισμένοι απ' τα στοιχεία του πλαισίου ακόμη και πριν απ' την εφαρμογή οποιουδήποτε φορτίου.

Πάντως, δεδομένου ότι η αποκόλληση μεταξύ τοίχου πληρώσεως και πλαισίου δεν επηρεάζει σημαντικά την ακαμψία του τοιχοπληρωμένου πλαισίου, και δεδομένου ότι συμβαίνει για στάθμη φορτίσεως πολύ χαμηλότερη της αστοχίας, ο ακριβής προσδιορισμός αυτής της στάθμης φορτίσεως παρέλκει.

(β) Αφ' ής συμβή η αποκόλληση πλαισίου και τοίχου πληρώσεως, και καθώς η επιβαλλόμενη δύναμη ή η επιβαλλόμενη παραμόρφωση μεγαλώνει, ένας απ' τους ακόλουθους μηχανισμούς ενδέχεται να οδηγήσει στην αστοχία του συστήματος(\*):

- Στην περίπτωση μάλλον ασθενών πλαισίων, τα στοιχεία Ω.Σ. δεν μπορούν να μεταβιβάσουν μεγάλες δυνάμεις στην θλιβόμενη διαγώνιο του τοίχου πληρώσεως. Έτσι, η αστοχία μπορεί να επέλθει λόγω τοπικής συνθλίψεως του τοίχου πληρώσεως (Σχ. 2α) στα άκρα της θλιβόμενης διαγωνίου (βλ. π.χ. Stafford-Smith (1966), Schriever et al. (1989)).
- Αντιθέτως, τα μέλη ενός ισχυρού πλαισίου μπορούν να εισαγάγουν σημαντικές δυνάμεις στην θλιβόμενη διαγώνιο, μέχρις ότου εμφανισθούν στον τοίχο πληρώσεως διαγώνιες ρωγμές (Σχ. 2β). Αυτές οι διαγώνιες ρωγμές πρωτοεμφανίζονται περί το κέντρο του τοίχου πληρώσεως και επεκτείνονται προς τα άκρα της θλιβόμενης διαγωνίου, μεγαλώνοντας κατά το άνοιγμά-τους καθώς αυξάνεται η φόρτιση και μέχρι την αστοχία του τοίχου

---

(\*) Σ' αυτήν την περίπτωση, η αστοχία ορίζεται ως ανάπτυξη της μέγιστης διατμητικής αντιστάσεως του δομικού συστήματος "πλαίσιο Ω.Σ.+ τοίχος πληρώσεως". Στην περίπτωση κατά την οποίαν επιβάλλονται στο δομήμα παραμορφώσεις, η "φόρτιση" μπορεί να συνεχισθή και μετά απ' την συμβατική αστοχία, μέχρι την αστοχία του γυμνού πλαισίου.

πληρώσεως (βλ. π.χ. Mainstone (1971)).

Επι πλέον, το εύρος της θλιβόμενης διαγωνίου φαίνεται πως είναι συνάρτηση της οριζόντιας ακαμψίας του πλαισίου. Πράγματι, οι Schriver et al. (1989) μετρήσαν πλάτη της θλιβόμενης διαγωνίου ποικίλλοντα μεταξύ 200mm (για τα πιο εύκαμπτα πλαίσια) και 900mm (για τα πιο δύσκαμπτα).

- Οι πολύ ασθενείς τοίχοι πληρώσεως, με χαμηλή διατμητική αντοχή κατά μήκος των οριζόντιων αρμών ενδέχεται να αστοχήσουν εξ αιτίας οριζόντιας διατμητικής ολισθήσεως (Σχ. 2γ, βλ. επίσης Zarnic, Tomazevic, 1985).
- Τέλος, στην περίπτωση μακροσχεδιασμένων τοιχοπληρωμένων πλαισίων (δηλαδή, όταν ένας πολύ ισχυρός τοίχος γεμίζει ένα ασθενές πλαίσιο), η αστοχία μπορεί να προκληθεί από πρόωγη αστοχία των υποστυλωμάτων ή των κόμβων δοκών και υποστυλωμάτων (Σχ. 2δ, βλ. επίσης Parducci, Mezzi, 1980).

Όλοι οι μηχανισμοί αστοχίας που αναφέρθηκαν στα προηγούμενα, έχουν παρατηρηθεί πειραματικώς. Ακόμη, έχουν γίνει αρκετές προσπάθειες να αναπτυχθούν αναλυτικά προσομοιώματα για καθέναν απ' αυτούς. Αυτά τα προσομοιώματα περιγράφονται στην §3.

### 2.3.- Αντοχή τοιχοπληρωμένων πλαισίων υπο οριζόντιες δράσεις

Είναι γνωστό ότι μια απ' τις ευμενείς συνέπειες των τοίχων πληρώσεως είναι η αύξηση της αντιστάσεως των τοιχοπληρωμένων πλαισίων έναντι οριζόντιων δράσεων εντός του επιπέδου-τους.

Όπως αναφέρεται απ' τους Moghaddam και Dowling (1987), οι παράμετροι απ' τις οποίες εξαρτάται η αντοχή των τοιχοπληρωμένων πλαισίων μπορούν να διακριθούν σε δυο κατηγορίες: (i) Σε εκείνες που είναι ποσοτικοποιήσιμες και προσφέρονται για την εξαγωγή γενικών συμπερασμάτων (όπως η γεωμετρία και η αντοχή του τοίχου πληρώσεως, η σχετική ακαμψία πλαίσιου-τοίχου πληρώσεως, η αντοχή και η ακαμψία των στοιχείων του πλαισίου, το ποσοστό οπλισμού του τοίχου πληρώσεως, η γεωμετρία των ανοιγμάτων, κλπ), και (ii) Σε εκείνες τις παραμέτρους, οι οποίες ποσοτικοποιούνται δυσχερώς, ενώ ενδέχεται να είναι της ίδιας ή ακόμη και μεγαλύτερης σημασίας απ' τις παραμέτρους της πρώτης κατηγορίας. Αυτή η δεύτερη ομάδα περιλαμβάνει παραμέτρους όπως η ποιότητα κατασκευής, ο τύπος και το μέγεθος των λιθοσωμάτων, οι συνθήκες συναρμολόγησης στην διεπιφάνεια τοίχου και πλαισίου, η απόσταση οριζικής επαφής μεταξύ τοίχου

πληρώσεως και πλαισίου, η συνάφεια μεταξύ κονιάματος και λιθοσωμάτων, κλπ.

Στα επόμενα σχολιάζεται ο ρόλος πολλών παραμέτρων, κυρίως επι τη βάσει των διατιθέμενων πειραματικών αποτελεσμάτων. Στις περιπτώσεις για τις οποίες διατίθενται και αναλυτικά αποτελέσματα τα οποία έχουν ελεγχθή μέσω πειραματικών αποτελεσμάτων, αναφέρονται και τα αποτελέσματα των σχετικών αναλυτικών διερευνήσεων.

Ας σημειωθεί ότι αρκετοί ερευνητές εδοκίμασαν μεταλλικά τοιχοπληρωμένα πλαίσια. Μολονότι κατ' αρχήν αυτά τα αποτελέσματα είναι εκτός του αντικειμένου αυτής της Εκθέσεως, αξιολογούνται σε μερικές περιπτώσεις (όταν το υλικό απ' το οποίο είναι κατασκευασμένο το πλαίσιο δέν επηρεάζει την ιδιότητα που εξετάζεται).

### 2.3.1.- Η επιρροή του κενού μεταξύ τοίχου πληρώσεως και πλαισίου

Ο Mainstone (1972) εδοκίμασε μεταλλικά πλαίσια πληρωμένα με τοίχους από μικροσκυρόδεμα, οι οποίοι είτε ήσαν εν επαφή με το περιβάλλον πλαίσιο, είτε απείχαν σε ωρισμένες περιπτώσεις 1.5mm από την υπερκείμενη δοκό. Παρατήρησε σημαντική μείωση της αντοχής έναντι οριζόντιων δρώσεων (κατα 30% περίπου), στην περίπτωση κατα την οποίαν υπήρχε κενό μεταξύ δοκού και τοίχου πληρώσεως. Η καμπύλη του Σχ. 3, η οποία αντιστοιχεί σε πλαίσια με κενό, είναι η μέση τεσσάρων καμπυλών και είναι σημαντικά ομαλότερη από οποιαδήποτε μεμονωμένη καμπύλη. Η πραγματική συμπεριφορά, όπως αναφέρει ο Mainstone, χαρακτηριζόταν από επαναλαμβανόμενες απότομες μειώσεις αποκρίσεως, καθώς ο τοίχος πληρώσεως ολίσθαινε ελαφρώς και στρεφόταν μέσα στο πλαίσιο.

Κατα τα πειραματικά αποτελέσματα των Parducci και Mezzi (1980), η παρουσία κατακόρυφων κενών μεταξύ υποστυλωμάτων και τοίχων πληρώσεως προκάλεσε μείωση της αντοχής των τοιχοπληρωμένων πλαισίων κατα 25% περίπου έναντι της αντοχής πλαισίων χωρίς τέτοια κενά. Στις ίδιες δοκιμές, το οριζόντιο φορτίο που αντιστοιχεί στην εμφάνιση διαγώνιων ρωγμών στον τοίχο πληρώσεως, μειώθηκε κατα 45% περίπου.

Οι Moghaddam και Dowling (1987), οι οποίοι δοκίμασαν μεταλλικά πλαίσια πληρωμένα με τοίχους από οπτοπλίνθους με κατακόρυφο κενό ίσο με 100mm μεταξύ τοίχου και υποστυλώματος,

αναφέρουν ότι πέτυχαν μείωση κατά 40% της αντοχής, αλλά ασήμαντη μεταβολή του φορτίου ρηγματώσεως. Όπως αναφέρουν, και στα πειράματά-τους, καθώς και στις δοκιμές των Parducci και Mezzi, τα κενά μεταξύ πλαισίου και τοίχου διακόπτονταν στις περιοχές περί τις γωνίες των πλαισίων (στην περίπτωση των Parducci και Mezzi, μέσω τεσσάρων παρεμβλημάτων τα οποία-κατά τους συγγραφείς-ήσαν ικανά να αποκαταστήσουν πλήρως την μεταφορά δυνάμεων από το πλαίσιο στον τοίχο πληρώσεως). Αλλιώς, θα παρατηρείτο ακόμη μεγαλύτερη μείωση της αντοχής των πλινθοπληρωμένων πλαισίων.

Ο Schmidt (1989) δοκίμασε τρία πλαίσια: Ένα γυμνό πλαίσιο και δύο πλαίσια γεμισμένα με τοιχοποιία από συμπαγή λιθοσώματα πυριτικού ασβεστίου. Σε ένα απ' τα δύο τοιχοπληρωμένα πλαίσια, ο αερός μεταξύ τοίχου πληρώσεως και πλαισίου ήταν γεμισμένος με κονίαμα, ενώ στο άλλο τοιχοπληρωμένο πλαίσιο, το κενό μεταξύ τοίχου και στοιχείων του πλαισίου (περίπου ίσο με 10mm) ήταν γεμισμένο με styrofoam. Στο κείμενο δεν διευκρινίζεται εάν το styrofoam ήταν τοποθετημένο κατά μήκος των δυο κατακόρυφων και της επάνω οριζόντιας πλευράς του τοίχου πληρώσεως. Η δοκιμή των τριών πλαισίων υπό στατικές ανακυκλίζόμενες δοώσεις έδειξε ότι η αντίσταση του τοιχοπληρωμένου πλαισίου με αερό κονιαματος στην περίμετρο του γεμίσματος ήταν υψηλότερη της αντοχής του γυμνού πλαισίου κατά 52%. Στην περίπτωση του πλαισίου με αερούς γεμισμένους με styrofoam, η αύξηση της αντοχής ήταν μόνον 15%. Θα έπρεπε πάντως να σημειωθεί, ότι η πολύ μικρή αύξηση της αντοχής λόγω των τοίχων πληρώσεως, η οποία παρατηρήθηκε στα πλαίσια του Schmidt, μπορεί να αποδοθεί στα ασυνήθως υψηλής αντοχής γεμίσματα, τα οποία οδήγησαν σε πρόωγη αστοχία των πλαισίων.

### 2.3.2.- Η επιρροή των ανοιγμάτων

Αυτή η παράμετρος διερευνήθηκε πειραματικώς από αρκετούς ερευνητές: οι Benjamin και Williams (1958) πέτυχαν μείωση κατά 50% της αντοχής τοιχοπληρωμένων πλαισίων με ένα άνοιγμα μήκους  $l/3$  και ύψους  $h/3$  στο κέντρο του τοίχου πληρώσεως (όπου  $l$  είναι το μήκος του τοίχου πληρώσεως και  $h$  το ύψος-του). Όπως αναφέρουν οι Moghaddam και Dowling (1987), οι Dawe και Young (1985) δεν παρατήρησαν σημαντική μείωση της αντοχής των τοιχοπληρωμένων πλαισίων-τους παρουσία ανοιγμάτων.

Οι Liew και Lee (1977) και Liew (1979, 1980) εκθέτουν τα

αποτελέσματα μονοτονικών δοκιμών σε τετραόροφα μεταλλικά πλαίσια ενός φαινόμετος με τοίχους πληρώσεως από μικροσκυρόδεμα. Μια απ' τις παραμέτρους που μελέτησαν ήταν και η παρουσία ανοιγμάτων στο μέσον του ανοίγματος του πλαισίου.

Οι συγγραφείς αναφέρουν ότι παρατήρησαν αλλαγή στον τρόπο αστοχίας των πλαισίων παρουσία των ανοιγμάτων: Ενώ στην περίπτωση των πλήρων τοίχων πληρώσεως, η αστοχία σφειλόταν είτε σε διαγώνια θλίψη (απουσία διατμητικών συνδέσμων μεταξύ πλαισίου και τοίχου πληρώσεως) είτε σε διατμητική αστοχία μεταξύ τοίχου πληρώσεως και πλαισίου (παρουσία διατμητικών συνδέσμων μεταξύ τοίχου πληρώσεως και πλαισίου), στην περίπτωση ανοιγμάτων, η αστοχία των πρεκιών (σε διάτμηση ή σε κάμψη) ήταν υπεύθυνη για την αστοχία των πλαισίων. Η επιρροή των ανοιγμάτων, όπως αναφέρεται απ' τους συγγραφείς, αξιολογείται στο Σχ.4.

### 2.3.3.- Η επιρροή των διατμητικών συνδέσμων

Όπως αναφέρθηκε στα προηγούμενα, αυτή η παράμετρος διερευνήθηκε απ' τους Liao και Lee (1977) και Liao (1979, 1980). Οι συγγραφείς παρατήρησαν μεταβολή του τρόπου αστοχίας λόγω της παρουσίας των διατμητικών συνδέσμων, συνοδευόμενη από μίαν αύξηση τόσο της ακαμψίας όσο και της αντοχής. Η ευνοϊκή επιρροή των διατμητικών συνδέσμων φαίνεται τόσο στο προηγούμενο Σχ.4, όσο και στο Σχ.5. Ανάλογη ευνοϊκή επιρροή των διατμητικών συνδέσμων παρατηρήθηκε και απ' τους Mallick και Gang (1971).

Οι Sugano και Fujimura (1980) εδοκίμασαν πλαίσια Ω.Σ. υπο κλίμακα 1:3 τοιχοπληρωμένα με διάφορες τεχνικές, όπως φαίνεται στο Σχ.6. Σε μερικές περιπτώσεις, οι τοίχοι πληρώσεως ήταν συνδεδεμένοι με το πλαίσιο μέσω διατμητικών συνδέσμων. Ανετυχώς, όμως, τα πειραματικά αποτελέσματα δεν επιτρέπουν την αποτίμηση του ρόλου των διατμητικών συνδέσμων, καθώς δεν δοκιμάστηκαν όμοια πλαίσια χωρίς διατμητικούς συνδέσμους.

Αντιθέτως, ο ενεργητικός ρόλος των διατμητικών συνδέσμων διαπιστώνεται στα πειραματικά αποτελέσματα των Higashi, Endo, Okubo και Shimizu (1980), όπου η προσθήκη τριών προκατασκευασμένων τοιχίων σε ένα πλαίσιο Ω.Σ. οδήγησε σε μίαν αύξηση της αντοχής κατά 210%, ενώ η προσθήκη όμοιων τοιχίων συνδεδεμένων στην κορυφή και στην βάση τους με τις δοκούς του πλαισίου μέσω διατμητικών συνδέσμων, οδήγησε σε

μιαν αύξηση της αντοχής κατά 330% εν σχέσει προς το γυμνό πλαίσιο.

Ο Yuzugüllu (1980) στα δοκίμιά-του παρετήρησε ανάλογη συμπεριφορά. Δοκίμασε πλαίσια Ω.Σ. πληρωμένα με πολλαπλά προκατασκευασμένα τοίχια από Ω.Σ. Τα αποτελέσματά-του φαίνονται στο Σχ. 7.

Οι Hayashi και άλλοι (1980) εξέτασαν διάφορες μεθόδους συνδέσεως απι τόπου χυτευόμενων τοίχων από Ω.Σ. με το περιβάλλον πλαίσιο Ω.Σ. Η επιρροή αυτών των συνδέσεων επί της αντοχής των τοιχοπληρωμένων πλαισίων φαίνεται στο Σχ.8. Παρ' όλα αυτά, δέν είναι δυνατή η σύγκριση με την συμπεριφορά πλαισίων χωρίς διατηρητικούς συνδέσμους.

Τέλος, αρκετοί ερευνητές εδοκίμασαν πλαίσια, στα οποία ο οριζόντιος οπλισμός των τοίχων πληρώσεως ή ο κατακόρυφος οπλισμός-τους ή και οι δυο ήταν αγκυρωμένοι μέσα στα υποστρώματα ή μέσα στις δοκούς ή μέσα και στις δοκούς και στα υποστρώματα (βλ. Zarnic, Tomazevic (1985), (1988), Jurina (1977), Klingner, Bertero (1976), (1977), (1978), κλπ).Μολονότι δέν είναι πάντοτε δυνατόν να διαπιστώση κανείς την ποσοτικοποιημένη επιρροή αυτού του αγκυρωμένου οπλισμού των τοίχων πληρώσεως, παρατηρείται ότι η αγκύρωση οδηγεί σε αύξηση της αντοχής των πλαισίων, ενώ βελτιώνει την υστερητική συμπεριφορά των τοιχοπληρωμένων πλαισίων.

#### 2.3.4.- Η επιρροή της αντοχής του τοίχου πληρώσεως

##### α) Τύπος λιθοσωμάτων

Η συμπεριφορά των τοιχοπληρωμένων πλαισίων αναμένεται καλύτερη, όταν οι τοίχοι πληρώσεως είναι κατασκευασμένοι από πλήρη λιθοσώματα, των οποίων η αντοχή είναι, ως γνωστόν, μεγαλύτερη απ' την αντοχή των διάτρητων λιθοσωμάτων. Έτσι, οι τοίχοι που κατασκευάζονται από πλήρη λιθοσώματα είναι υψηλότερης αντοχής απ' τους τοίχους που κατασκευάζονται με διάτρητα λιθοσώματα, αναμένεται δε να έχουν καλύτερη συμπεριφορά έναντι ανακινιζόμενων δράσεων. Πράγματι, όπως παρετήρησαν και οι Parducci και Mezzi (1980), οι οποίοι χρησιμοποίησαν στα δοκίμιά-τους πλήρεις ή διάτρητες πλίνθους, οι τοίχοι που είναι κατασκευασμένοι από πλήρη λιθοσώματα αποδιδόμενώνται δυσκολότερα απ' τους τοίχους διάτρητων λιθοσωμάτων.

## β) Αντοχή κονιάματος

Η χρήση κονιαμάτων υψηλότερης αντοχής αναμένεται να οδηγή σε αυξημένο φορτίο ρηγματώσεως, αλλά και σε υψηλότερη αντοχή των τοιχοπληρωμένων πλαισίων. Πράγματι, η χρήση καλύτερης ποιότητας κονιάματος (για την ίδια ποιότητα λιθοσωμάτων) οδηγεί σε καλύτερη συνάφεια μεταξύ κονιάματος και λιθοσωμάτων στους αρμούς και, επομένως, σε υψηλότερο φορτίο ρηγματώσεως. Εξ άλλου, στην φάση της αστοχίας, η σύνθλιψη και η αποδιοργάνωση της τοιχοποιίας καθυστερεί για τοιχοποιία μεγαλύτερης αντοχής.

Ομοίως, αυτή η παρατήρηση ισχύει εντός ορισμένων ορίων: Όταν η τοιχοποιία γίνεται εξαιρετικά υψηλής αντοχής εν σχέσει προς την αντοχή των στοιχείων Ω.Σ. του περιβάλλοντος πλαισίου, ενδέχεται να συμβή πρόωγη αστοχία των στοιχείων Ω.Σ., οπότε παρατηρείται δραστική μείωση της αντοχής του συνόλου.

Οι δοκιμές των Dawe και Young (1985) σε μεταλλικά τοιχοπληρωμένα πλαίσια έδειξαν ευμενή επιρροή της αυξημένης αντοχής του κονιάματος τόσο στο φορτίο ρηγματώσεως όσο και στο φορτίο αστοχίας των πλαισίων.

Αντιθέτως, τα πειραματικά αποτελέσματα του Kadir (1974) (αναφερόμενα απ' τους Moghaddam και Dowling (1987)), καθώς και τα αποτελέσματα του Στυλιανίδη (1985) δέν δείχνουν σημαντική επιρροή αυτής της παραμέτρου στην αντοχή των πλινθοπληρωμένων πλαισίων. Αξ σημειωθεί ότι στην περίπτωση των δοκιμών του Στυλιανίδη, η θλιπτική αντοχή του κονιάματος ποίκιλλε μεταξύ 2.4MPa και 12.4MPa. Η ασήμαντη επιρροή της αντοχής του κονιάματος στην αντοχή των πλινθοπληρωμένων πλαισίων μπορεί να ερμηνευθεί βάσει της σειράς με την οποία εμφανίσθηκαν οι βλάβες, όπως αυτή παρουσιάζεται απ' τον συγγραφέα. Πράγματι, η ρηγματώση των υποστυλωμάτων Ω.Σ. προηγήθηκε της ρηγματώσεως των τοίχων πληρώσεως, η δε δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα προηγήθηκε της αστοχίας των τοίχων πληρώσεως, ακόμη και στην περίπτωση τοίχων με κονίαμα αντοχής 2.4MPa.

### 2.3.5.- Η επιρροή του οπλισμού των τοίχων πληρώσεως

Εν πολλά ερευνητικά προγράμματα, μια απ' τις παραμέτρους που μελετήθηκαν ήταν το ποσοστό οπλισμού των τοίχων πληρώσεως (καθώς και το ποσοστό του οριζόντιου οπλισμού). Οι Zarnic, Tomazevic (1985) δοκίμασαν πλαίσια Ω.Σ. γεμισμένα με



τοιχοποιία, η οποία σε ωρτισμένες περιπτώσεις είχε οριζόντιον οπλισμό ( $\rho=0.29\%$ ). Τα πειραματικά αποτελέσματα δέν δείχνουν σημαντική επιρροή του οπλισμού στην αντοχή των πλινθοπληρωμένων πλαισίων. Αυτό, όμως, μπορεί να αποδοθή στις κακές συνθήκες συναφείας μεταξύ του οπλισμού και του κονιάματος, καθώς και στην πρόωγη ρηγμάτωση των τοίχων πληρώσεως κατά μήκος των οριζόντιων αρμών.

Αντιθετως, ο Jurina (1976), ο οποίος εδοκίμασε πλαίσια Ω.Σ. γεμισμένα με ωπλισμένη οπτοπλινθοδομή ( $\rho_v=0.21\%$ ,  $\rho_h=0.054\%$ ), παρατήρησε σημαντική αύξηση της αντοχής χάρις στην παρουσία του οπλισμού των τοίχων πληρώσεως. Πράγματι, στην περίπτωση άοπλων πλινθοπληρώσεων, ο λόγος μεταξύ των αντοχών πλινθοπληρωμένου προς γυμνό πλαίσιο ήταν ίσος με 4.0, ενώ στην περίπτωση ωπλισμένου τοίχου πληρώσεως, αυτός ο λόγος ήταν ίσος με 5.4.

Οι Brokken, Bertero (1981) εδοκίμασαν τριόροφα πλαίσια Ω.Σ. με τοίχους πληρώσεως απο τοιχοποιία. Δέν παρατήρησαν σημαντική επιρροή του οπλισμού των γεμισμάτων στην αντοχή του συνόλου. Πρέπει να παρατηρηθή, πάντως, ότι το μεγάλο πλήθος των παραμέτρων που μελετήθηκαν απ' τους ερευνητές καθιστά πολύ δυσχερή την απομόνωση της επιρροής καθεμιάς απ' αυτές στην συμπεριφορά των δοκιμίων.

Πιστεύεται ότι είναι αναγκαία μια πιο συστηματική διερεύνηση του θέματος. Πάντως, πέραν της επιρροής του οπλισμού των τοίχων πληρώσεως στην αντοχή των τοιχοπληρωμένων πλαισίων, αναμένεται να είναι πολύ ευμενής ο ρόλος του οπλισμού στην συμπεριφορά των πλαισίων έναντι ανακυκλιζόμενων δράσεων. Πράγματι, ο οπλισμός αναμένεται να καθυστερή την αποδιοργάνωση των τοίχων πληρώσεως, αυξάνοντας έτσι την πλαστιμότητα του συστήματος.

#### 2.3.6.- Η επιρροή της σχετικής ακαμψίας δοκού-υποστυλώματος

Αυτή η παράμετρος διερευνήθηκε απ' τους Parnucci, Mezzi (1980). Στα δοκίμιά-τους, η μεταβολή της ακαμψίας των δοκών ήταν αρκετά σημαντική (απο του απλού στο τετραπλάσιο). Παρ' όλα αυτά, δέν παρατηρήθηκε σημαντική επιρροή στην αντοχή των τοιχοπληρωμένων πλαισίων.

Αξίζει να σημειωθή, ότι μια πολύ πιο σημαντική παράμετρος θα ήταν ο λόγος των καμπτικών αντοχών δοκών και υποστυλωμάτων. Πράγματι, στην περίπτωση μεγάλου εύρους ανακυκλιζόμενων

δράσεων (π.χ. στην περίπτωση των σεισμών), ισχυρές δοκοί συνδεδεμένες με ασθενή υποστυλώματα ενδέχεται να οδηγήσουν σε πρόωγη αστοχία των υποστυλωμάτων (έστω και εάν δέν ληφθή υπ' όψη η δυναμένη αλληλεπίδραση πλαισίου/τοίχου πληρώσεως) και, επομένως, σε μη ικανοποιητική υστερητική συμπεριφορά των τοιχοπληρωμένων πλαισίων. Τέτοια συμπεριφορά παρατηρήθηκε π.χ. απ' τους Parducci και Mezzi (1980).

### 2.3.7.- Η επιρροή του κατακόρυφου φορτίου στα υποστυλώματα ή στους τοίχους πληρώσεως

Ο Stafford Smith (1968) διερεύννησε την επιρροή ενός κατακόρυφου, ομοιομόρφως κατανεμημένου φορτίου ασκούμενου στην επάνω δοκό ενός μονώροφου, δίστυλου μεταλλικού πλαισίου επί της ακαμψίας και της αντοχής του τοιχοπληρωμένου πλαισίου (οι τοίχοι πληρώσεως ήσαν καμωμένοι απο κονίαμα). Εμέτρησε σημαντική αύξηση της αντοχής (βλ. Σχ. 9), η οποία πάντως, εξηρτάτο απ' τον λόγο ύψους προς μήκος των τοίχων πληρώσεως. Αυτή η αύξηση της αντοχής παρατηρήθηκε για κατακόρυφο φορτίο του οποίου η τιμή δέν υπερβαίνει το 40% με 60% της αντοχής των γεισιμάτων έναντι κατακόρυφης θλίψεως. Για υψηλότερες τιμές του φορτίου, καθίσταται κρίσιμος ο τοίχος πληρώσεως και έτσι, παρατηρείται μείωση της αντοχής του συνόλου.

Πάντως, όπως παρατηρεί ο συγγραφέας, δεδομένου ότι η κατακόρυφη θλιπτική τάση στον τοίχο πληρώσεως υπο τα φορτία λειτουργίας δέν αναμένεται να υπερβαίνει το 50% της θλιπτικής αντοχής του τοίχου, δικαιούται κανείς να συμπεράνη ότι τόσο η ακαμψία όσο και η αντοχή των τοιχοπληρωμένων πλαισίων αυξάνεται παρουσία κατακόρυφου νεκρού και κινητού φορτίου στους τοίχους. Έτσι, εξασφαλίζεται ένα σημαντικό περιθώριο αντοχής έναντι της υπολογιστικής-της τιμής.

Οι Βαλιάνης και Στυλιανίδης (1989) παρουσιάζουν τα αποτελέσματα των δοκιμών τους σε πλινθοπληρωμένα πλαίσια Ω.Σ. Μια απ' τις παραμέτρους τις οποίες εμελέτησαν ήταν και η παρουσία αξονικού θλιπτικού φορτίου στα υποστυλώματα του πλαισίου. Η αξονική δύναμη στα υποστυλώματα ήταν είτε μηδενική, είτε ίση με 80KN (14% της φερούσας ικανότητας των υποστυλωμάτων σε θλίψη).

Παρατήρησαν ότι η παρουσία αξονικής δύναμης οδηγεί σε σημαντική αύξηση της αντοχής των πλινθοπληρωμένων πλαισίων (βλ. Σχ. 10) κατά 100% περίπου. Η παρατήρηση αυτή ισχύει καί για τα γυμνά πλαίσια που δοκιμάστηκαν στα πλαίσια αυτού του προγράμματος, ενδέχεται δε να οφείλεται στο γεγονός οτ

το αξονικό φορτίο ηύξανε την καμπτική αντοχή των υποστρώματων, τα οποία (όπως απέδειξαν οι δοκιμές) ήταν το κρίσιμο δομικό στοιχείο.

#### 2.4.- Ακαμψία τοιχοπληρωμένων πλαισίων έναντι οριζόντιων δράσεων

Μια απ' τις πιο θεαματικές συνέπειες της παρουσίας των τοίχων πληρώσεως είναι η αύξηση της ακαμψίας των πλαισίων. Είναι γνωστό ότι η ακαμψία των τοιχοπληρωμένων πλαισίων έναντι οριζόντιων δράσεων είναι πολλαπλάσια της ακαμψίας των γυμνών πλαισίων. Πάντως, η ποσοτική πρόβλεψη της επιρροής των τοίχων πληρώσεως στην ακαμψία των πλαισίων είναι πολύ δυσχερής, δεδομένου ότι εξαρτάται σημαντικά από παραμέτρους όπως η ποιότητα κατασκευής, οι οποίες δέν προσφέρονται σε ποσοτικοποίηση. Έτσι, οι ερευνητές αντιμετωπίζουν μίαν ακόμη δυσκολία κατά την προσπάθεια προβλέψεως της συμπεριφοράς των τοιχοπληρωμένων πλαισίων.

Στις παραγράφους που ακολουθούν, γίνεται μια συνοπτική παρουσίαση των σχετικών πειραματικών αποτελεσμάτων, με σκοπό να φανή η επιρροή διαφόρων παραμέτρων στην ακαμψία των τοιχοπληρωμένων πλαισίων.

##### 2.4.1.- Η επιρροή του κενού μεταξύ τοίχου πληρώσεως και πλαισίου

Ο Mainstone (1972) εμελέτησε τον ρόλο και αυτής της παραμέτρου (πρβλ. §2.3.1 αυτής της Εκθέσεως). Παρετήρησε σημαντική μείωση και της ακαμψίας στην περίπτωση κατά την οποίαν υπήρχε κενό ίσο με 1.5mm μεταξύ της άνω δοκού και του τοίχου πληρώσεως.

Οι Parducci και Mezzi (1980), αντιθέτως, δέν μέτρησαν σημαντική επιρροή του κατακόρυφου κενού μεταξύ τοίχου και υποστρώματος στην ακαμψία των τοιχοπληρωμένων πλαισίων τα οποία εδοκίμασαν. Στην περίπτωση των δοκιμών-τους όμως, είχαν τοποθετηθή παρεμβλήματα στις τέσσερις γωνίες του πλαισίου, τα οποία εμπόδιζαν την ελεύθερη παραμόρφωση του πλαισίου (υπό μικρήν ακαμψία) μέχρις ότου έλθη σε επαφή με τον τοίχο πληρώσεως.

Οι Moghaddam και Dowling (1987) αναφέρουν ότι κατά τα αποτελέσματα των δοκιμών-τους σε μεταλλικά πλαίσια πληρωμένα

με οπτοπλινθοδομή, η παρουσία κενού ίσου με 100mm μεταξύ τοίχου και υποστύλωματος προκάλεσε μείωση της ακαμψίας κατά 40% περίπου. Στην περίπτωση-τους, το κενό διακοπτόταν ακριβώς στην περιοχή της φορτιζόμενης γωνίας. Σε μιαν άλλη περίπτωση, υπήρχε κενό 3mm στην περιοχή της φορτιζόμενης γωνίας, το οποίο προκάλεσε σημαντική μείωση της ακαμψίας.

Η σημαντική επιρροή του κενού μπορεί να ερμηνευθεί ως εξής: Καθώς η αποκόλληση μεταξύ πλαισίου και τοίχου πληρώσεως λαμβάνει χώραν για πολύ μικρή τιμή της επιβαλλόμενης τένουσας ή της επιβαλλόμενης παραμορφώσεως, η ένταση εισάγεται απ' το πλαίσιο στον τοίχο πληρώσεως μόνον μέσω της φορτιζόμενης γωνίας και της αντιδιαμετρικής-της (περιοχές στις οποίες η επαφή μεταξύ τοίχου και πλαισίου διατηρείται). Επομένως, η παρουσία κενού στην περιοχή της φορτιζόμενης γωνίας αναμένεται να οδηγήσει σε σημαντική μείωση της ακαμψίας του συνόλου.

Οι Dawson και Ward (1972) δοκίμασαν τετραόροφες μεταλλικές πλαίσιοιες κατασκευές με πλάκες από μικροσκυρόδεμα και με τοίχους πληρώσεως. Σκοπός του ερευνητικού προγράμματος ήταν η διερεύνηση της επιρροής του κενού μεταξύ πλαισίου και τοίχου πληρώσεως στην ακαμψία του συστήματος. Αποδείχθηκε (Σχ. 11) ότι η παρουσία των κενών (οφειλόμενων στην συστολή ξηράσεως των τοίχων πληρώσεως) ήταν υπεύθυνη για την αρχική πολύ μικρή ακαμψία των κατασκευών. Πράγματι, εν όσω δέν υπάρχει επαφή μεταξύ πλαισίου και τοίχου πληρώσεως, η ακαμψία του συνόλου αναμένεται να είναι περίπου ίση με την ακαμψία της γυμνής κατασκευής. Μόλις το κενό έκλεισε, κατά την διάρκεια της φορτίσεως, η ακαμψία των κατασκευών αυξήθηκε κατά 9 φορές περίπου.

#### 2.4.2.- Η επιρροή των ανοιγμάτων

Οι Benjamin και Williams (1958) (όπως αναφέρεται απ' τους Moghaddam και Dowling (1987)) εδοκίμασαν δυο μεταλλικά πλινθοπληρωμένα πλαίσια καθ' όλα ίδια με μια μόνη εξαίρεση: Στο ένα απ' αυτά, ο τοίχος πληρώσεως ήταν πλήρης, ενώ στο άλλο ο τοίχος είχε ένα άνοιγμα στο κέντρο-του. Το άνοιγμα είχε υψός  $1/3$  και ύψος  $h/3$  (όπου  $l$  και  $h$  είναι το υψός και το ύψος του τοίχου πληρώσεως αντιστοίχως). Κατά την διάρκεια της δοκιμής και για φορτίο μέχρι το 50% του μεγίστου, η επίδραση της ακαμψίας λόγω της παρουσίας του ανοίγματος δέν ήταν σημαντική. Όσο, όμως, το φορτίο μεγάλωνε, παρατηρείτο θεαματική μείωση της ακαμψίας εν σχέσει με εκείνην του

δίδυμου πλαισίου, το οποίο όμως είχε πλήρη τοίχο πληρώσεως.

Οι Mallick και Garg (1971) διερεύνησαν την επιρροή των πιθανών θέσεων των ανοιγμάτων στην ακαμψία του συνόλου. Τα τετραγωνικής όψεως πλαίσια τα οποία εδοκίμασαν οι ερευνητές ήσαν μεταλλικά, ενώ οι τοίχοι πληρώσεως ήταν απο τιμμεντοκονίαμα. Καί στις δυο σειρές δοκιμών (μια σειρά με πλαίσια και τοίχους συνδεδεμένους με διατμητικούς συνδέσμους και μια σειρά με τοίχους χωρίς ιδιαίτερη σύνδεση με το περιβάλλον πλαίσιο), παρατηρήθηκε μεγάλη μείωση της ακαμψίας, στην περίπτωση κατά την οποίαν το άνοιγμα ήταν τοποθετημένο κοντά στα φορτιζόμενα άκρα της θλιβόμενης διαγωνίου. Αντιθέτως, η παρουσία ανοιγμάτων με σχετικώς μικρό εμβαδόν ( $1/4bh/4$ ) περί το κέντρο των τοιχοπληρώσεων, επηρέασε δευτερευόντως μόνον την ακαμψία του συνόλου.

Οι Liao και Lee (1977) δέν κατέγραψαν ουσιώδη επιρροή των ανοιγμάτων στην ακαμψία των πλαισίων τα οποία δοκίμασαν (βλ. Σχ.5).

Στο Σχ. 12, παρουσιάζονται αποτελέσματα των Dawe και Young (1985), όπως αναφέρονται απ' τους Moghaddam και Dowling (1987). Φαίνεται ότι η δυσμενής επίδραση της θύρας στην ακαμψία του συνόλου είναι πιο έντονη, όταν το άνοιγμα είναι τοποθετημένο στο κέντρο του τοίχου. Πάντως, στην περίπτωση μεγάλου εύρους ανακυκλιζόμενων δράσεων, οπότε η εκκεντρότητα ενός ανοίγματος είναι ευμενής κατά το ένα ήμισυ εκάστου κύκλου φορτίσεως και δυσμενής κατά το άλλο ήμισυ, φαίνεται να είναι προτιμότερη η συμμετρική διάταξη των ανοιγμάτων.

#### 2.4.3.- Η επιρροή των διατμητικών συνδέσμων

Οι Liao και Lee (1977) και Liao (1979, 1980) εμέτρησαν μεγάλην αύξηση της ακαμψίας των τοιχοπληρωμένων πλαισίων στην περίπτωση κατά την οποίαν οι τοιχοπληρώσεις συνδέονταν μέσω διατμητικών συνδέσμων με το πλαίσιο. Αυτό το χαρακτηριστικό γίνεται ακόμη πιο έντονο, όταν οι τοίχοι έχουν ανοίγματα. Όσο μεγαλύτερες είναι οι διαστάσεις του ανοίγματος, τόσο μεγαλύτερος γίνεται ο λόγος των ακαμψιών πλαισίου με διατμητικούς συνδέσμους προς πλαίσιο χωρίς διατμητικούς συνδέσμους (βλ. Σχ. 4).

Η ενοϊκή επιρροή των διατμητικών συνδέσμων στην ακαμψία των τοιχοπληρωμένων πλαισίων διαπιστώθηκε επίσης απ' τους Hirashi, Endo, Okubo και Shimizu (1980). Η προσθήκη τριών

προκατασκευασμένων τοιχίων Ω.Σ. σε ένα πλαίσιο Ω.Σ. είχε συνέπεια την αύξηση της ακαμψίας στο υπερεξαπλάσιο εκείνης του γυμνού πλαισίου. Η σύνδεση αυτών των τοιχίων με το πλαίσιο μέσω διατημητικών συνδέσμων οδήγησε σε ακόμη μεγαλύτερη αύξηση της ακαμψίας. Σ' αυτήν την περίπτωση, ο λόγος των ακαμψιών τοιχοπληρωμένου προς γυμνό πλαίσιο ήταν ίσος με 8.7.

#### 2.4.4.- Η επιρροή της σχετικής ακαμψίας πλαισίου και τοίχου πληρώσεως

Μολονότι τα πειραματικά αποτελέσματα παρουσιάζουν σημαντική διασπορά, μπορεί κανείς να δει ότι όσο ασθενέστερο είναι το πλαίσιο, τόσο περισσότερη ευμενής αναμένεται η επίδραση των τοίχων πληρώσεως στην ακαμψία του συστήματος. Για τον έλεγχο αυτής της απόψεως, συγκρίνατε π.χ. τα πειραματικά αποτελέσματα των Kahn και Hanson (1979) (ασθενή πλαίσια/ισχυρά γεμίσματα) με τα πειραματικά αποτελέσματα των Brokken και Bertero (1981).

Στην πρώτη περίπτωση, ο λόγος των αρχικών ακαμψιών πληρωμένου προς γυμνό πλαίσιο εποίκιλλε μεταξύ 17.0 και 52.0, ενώ στην δεύτερη περίπτωση, οι τιμές αυτού του λόγου εκυαίνονταν μεταξύ 4.0 και 7.0 περίπου.

Μια άλλη χαρακτηριστική περίπτωση απ' αυτής της απόψεως είναι και η χρήση πολλαπλών προκατασκευασμένων τοιχίων ως τοίχων πληρώσεως. Ο Jurina (1976) κατέγραψε τιμή του λόγου ακαμψία γεμισμένου προς ακαμψία γυμνού πλαισίου ίση με 20.0, στην περίπτωση τοίχου από άοπλη οπτοπλινθοδομή. Αυτός ο λόγος επήρξε τιμή ίση με 4.0, όταν ένα δίφτυμο προς το προηγούμενο πλαίσιο γέμισε με τρία τοιχεία από άοπλη οπτοπλινθοδομή.

#### 2.4.5.- Η επιρροή του κατακόρυφου φορτίου στον τοίχο πληρώσεως ή στα υποστυλώματα

Η επιρροή του κατακόρυφου ομοιομόρφως καταναμεμημένου φορτίου στην επάνω δοκό του πλαισίου διερευνήθηκε απ' τον Stafford Smith (1968). Καταγράφηκε σημαντική αύξηση της ακαμψίας (βλ. επίσης §2.3.7 και Σχ. 9).

Ομοίως, στην περίπτωση υποστυλωμάτων με αξονική δύναμη (βλ. Valiasis, Stylianidis, 1989), η ακαμψία των τοιχοπληρωμένων πλαισίων είναι μεγαλύτερη απ' ό,τι στην περίπτωση απόρριπτων

υποστυλωμάτων (βλ. Παράρτημα 1).

## 2.5.- Τοιχοπληρωμένα πλαίσια ωπλισμένου σκυροδέματος υπο μεγάλου εύρους ανακυκλιζόμενες παραμορφώσεις

Τα ποιοτικά συμπεράσματα τα σχετικά με τον ρόλο διαφόρων παραμέτρων στην αντοχή και στην ακαμψία των τοιχοπληρωμένων πλαισίων ισχύουν και για την περίπτωση ανακυκλιζόμενων δράσεων. Υπάρχουν, παρ' όλα αυτά, ωρισμένα χαρακτηριστικά τα οποία συνδέονται μόνον με την συμπεριφορά των τοιχοπληρωμένων πλαισίων υπο μεγάλου εύρους ανακυκλιζόμενες δράσεις. Τέτοια χαρακτηριστικά είναι η μείωση της αποκρίσεως λόγω ανακυκλίσεως, η πλαστιμότητα, η υστερητική απόσβεση, κλπ.

Όπως αναφέρθηκε ήδη στην Εισαγωγή αυτής της παραγράφου 2, είναι πολύ δύσκολο να αποτιμηθεί ο ρόλος καθενιάς παραμέτρου χωριστά (όπως π.χ. της παρουσίας διατμητικών συνδέσμων, ανοιγμάτων, κλπ) στα προαναφερθέντα χαρακτηριστικά. Μια τέτοια προσπάθεια δυσχεραίνεται απ' το γεγονός ότι, συνήθως απο πείραμα σε πείραμα μεταβάλλονται περισσότερες της μιας παράμετροι, καθώς και απ' την αναμενόμενη μεγάλη διασπορά των πειραματικών αποτελεσμάτων. Έτσι, η παρουσίαση των πειραματικών αποτελεσμάτων σ' αυτήν εδώ την παράγραφο ενδέχεται να φανή λιγότερο συστηματική και δουλεμένη απ' ό,τι στις προηγούμενες παραγράφους αυτής της Εκθέσεως.

Αν και σημαντικά διεσπαρμένα, τα αποτελέσματα δοκιμών υπο ανακυκλιζόμενες δράσεις παρουσιάζουν αρκετά κοινά χαρακτηριστικά, τα οποία παρατηρήθηκαν στο σύνολο σχεδόν των σχετικών δοκιμών:

- (α) Χαράζοντας τις περιβάλλουσες των βρόχων υστερήσεως (π.χ. βλ. Σχ.13), παρατηρεί κανείς ότι η καμπύλη έχει πάντοτε ένα αρχικό γραμμικό τμήμα, το οποίο αντιστοιχεί σε συμπεριφορά του τοιχοπληρωμένου πλαισίου ως σύμμικτου επιφανειακού στοιχείου.

Όταν εκδηλώνεται η αποκόλληση μεταξύ τοίχου πληρώσεως και πλαισίου και καθώς αρχίζει η εμφάνιση βλαβών και στον τοίχο πληρώσεως και στο πλαίσιο, η ακαμψία του συστήματος μειώνεται σταδιακά μέχρι την ανάπτυξη της αντοχής-του. Ακολουθεί ένας φθιτός κλάδος, ο οποίος είναι κατενδοτερός ή πιο απότομος ανάλογα με τον τρόπο αστοχίας του τοιχοπληρωμένου πλαισίου. Πράγματι, στην περίπτωση ασθενούς πλαισίου γεμισμένου με πάλλον ισχυρό τοίχο.

παρατηρείται πρόωγη αστοχία των στοιχείων του πλαισίου και καταγράφεται απότομη μείωση της αποκρίσεως του συνόλου (Σχ. 14). Αντιθέτως, όταν η σχετική αντοχή πλαισίου και τοίχου πληρώσεως είναι τέτοια ώστε η αστοχία του τοίχου να προηγηθεί της αστοχίας του πλαισίου ή να συμπίπτει με την εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων στα στοιχεία του πλαισίου, τότε ο φθιτός κλάδος έχει μικρότερη κλίση (βλ. Σχ. 15).

- (β) Όπως φαίνεται στο Σχ. 16, το οποίο παριστάνει τυπικούς βρόχους υστερήσεως που προέκυψαν από δοκιμές ανακυκλιζόμενων δράσεων, πλήρης ανακύκλιση των επιβαλλόμενων παραμορφώσεων οδηγεί σε σταδιακή μείωση της αποκρίσεως. Αυτή η μείωση οφείλεται να είναι σημαντικότερη κατά τον πρώτο κύκλο, ενώ εν συνεχεία η απόκριση του συστήματος παρουσιάζει τάση σταθεροποίησεως μετά από μικρό πλήθος ανακυκλίσεων (βλ. Σχ. 17, 18 και 19).

Ειδικότερα στο Σχ. 17, παρατηρείται η ευμενής επιρροή της αξονικής θλίψεως των υποστυλωμάτων στην υστερητική συμπεριφορά των πλαισίων.

- (γ) Ένα απ' τα χαρακτηριστικά όλων των συστημάτων που είναι ευαίσθητα σε τέμνουσα μπορεί να παρατηρηθεί και στους βρόχους υστερήσεως που προκύπτουν απ' την δοκιμή τοιχοπληρωμένων πλαισίων: Η μάλλον σημαντική συρρίκνωση των βρόχων υστερήσεως περί τον αρχή των αξόνων, η οποία οδηγεί σε μικρό εμβαδόν των βρόχων υστερήσεως και, επομένως, σε μικρήν υστερητικήν απόσβεση. Παρά ταύτα, όπως παρατηρούν και οι Valliasis, Stylianidis (1989), η ενέργεια που καταναλώνεται από το σύστημα "πλαίσιο+τοίχος πληρώσεως" είναι περισσότερη απ' την ενέργεια την οποίαν καταναλώνει το γυμνό πλαίσιο. Και αυτό, χάρη στους πρόσθετους μηχανισμούς απορροφήσεως ενέργειας τους οποίους διαθέτει το τοιχοπληρωμένο πλαίσιο (πέραν των πλαστικών αρθρώσεων στα στοιχεία του πλαισίου). Ιέτοιτοι πρόσθετοι μηχανισμοί είναι η τριβή και οι σχετικές μετακινήσεις στις διεπιφάνειες πλαισίου και τοίχου πληρώσεως, η φριγιάτωση, οι στρεφές, οι παραμορφώσεις του ίδιου του τοίχου πληρώσεως.

- (δ) Το πρόβλημα της εκτός του επιτεδον-τους συμπεριφοράς των τοιχοπληρωμένων πλαισίων δεν έτυχε της απαιτήτης προσοχής απ' τους ερευνητές, μολοντι κατά την διάρκεια πολλών τεστημένων έργων παρατηρήθη κατ' επανάληψη αστοχία τοίχου πληρώσεως εκτός του επιτεδον-τους. Οι Liauw και



Kwan (1992), παρουσιάζοντας τα αποτελέσματα δοκιμών σε σεισμικών προσομοιωτήρα ενός 4-ορόφου ομοιώματος τοιχοπληρωμένης κατασκευής, αναφέρουν ότι παρατηρήθηκαν καταρρεύσεις τοίχων πληρώσεως εκτός του επιπέδου-τους, μολονότι η διέγερση επιβαλλόταν εντός του επιπέδου του πλαισίου.

Οι Carydis et al. (1992) δοκίμασαν σε σεισμικών προσομοιωτήρα με 6 βαθμούς ελευθερίας ένα μεταλλικό πλαίσιο με δίστρωτο τοίχο απο οπτοπλίνθους (Σχ. 20). Όπως φαίνεται στο σχήμα, μεταξύ των δυο στρώσεων του τοίχου υπήρχε κενό, το οποίο στην τυπική αυτή για την Ελλάδα κατασκευή, χρησιμεύει για την τοποθέτηση μονωτικών υλικών. Στην υπ' όψη δοκιμή, η εκτός επιπέδου συμπεριφορά του ομοιώματος ήταν πολύ ικανοποιητική, χάρις στις καλές συνθήκες συνδέσεως μεταξύ τοίχου και πλαισίου (μέσω κονιάματος υψηλής αντοχής και σταθερού όγκου), καθώς και στο διάζωμα Ω.Σ., το οποίο κατασκευάστηκε στο μέσον του ύψους του τοίχου πληρώσεως. Αυτές οι ευνοϊκές συνθήκες δέν αποτελούν την τυπική περίπτωση στην καθ' ημέραν πράξη. Θα μπορούσαν, πάντως, να θεωρηθούν ως μια ένδειξη των μέτρων τα οποία θα μπορούσαν ενδεχομένως να ληφθούν, ώστε να μειωθεί η πρωτότητα αυτού του είδους των δίστρωτων τοίχων.

Μιας και δέν ήταν δυνατή μια λεπτομερέστερη αξιολόγηση των διατιθέμενων πειραματικών αποτελεσμάτων, ακολουθήθηκε η ακόλουθη διαδικασία, με σκοπό την εξαγωγή ποιοτικών συμπερασμάτων σχετικών με την συμπεριφορά των τοιχοπληρωμένων πλαισίων έναντι ανακυκλιζόμενων ροήσεων:

- (i) Για κάθε χωριστό δοκίμιο, για το οποίο διατίθενται βρόχοι υστερήσεως, χαραχθηκε η περιβάλλουσα των βρόχων υστερήσεως.
- (ii) Με την βοήθεια αυτής της περιβάλλουσας, προσδιορίστηκαν η αρχική ακαμψία ( $K_{0,1F}$ ) και η μέγιστη απόκριση ( $V_{u,1F}$ ) του τοιχοπληρωμένου πλαισίου. Εν συνεχεία, υπολογίσθηκαν οι λόγοι αυτών των μεγεθών ως προς τις αντίστοιχες τιμές του γυμνού πλαισίου ( $K_{0,1F}:K_{0,2F}$  και  $V_{u,1F}:V_{u,2F}$  αντίστοιχως).
- (iii) Για εκείνα τα δοκίμια, στα οποία η μόνιμη συνεχίσθηκε και για επιβαλλόμενες παραμορφώσεις σημαντικά μεγαλύτερες από εκείνες του αντιστοιχούν στην μέγιστη απόκρισή-τους (υψηλότερο σημείο στην περιβάλλουσα).

υπολογίσθηκε η αποκέννουσα αντοχή-τους, δηλαδή η απόκλιση-τους που αντιστοιχεί σε επιβαλλόμενη γωνιακή παραμόρφωση ίση με 2%-3%. Ακολουθως, για κάθε δοκίμιο υπολογίσθηκε ο λόγος της αποκέννουσας αποκλίσεως προς την μέγιστη απόκλιση του αντίστοιχου γυμνού πλαισίου (βλ.εξ.1).

(iv) Με την βοήθεια της περιβάλλουσας των βρόχων υστερήσεως, υπολογίσθηκε ο δείκτης πλαστικότητας ( $\mu_{0.85}$ ), ο οποίος αντιστοιχεί σε μίαν απόκλιση ίση με το 85% της μέγιστης. Για τον σκοπόν αυτόν, χαράχθηκε μια ευθεία γραμμή στην στάθμη 0.85V<sub>u</sub>, η οποία έπεμνε την περιβάλλουσα σε δυο σημεία, ένα στον ανιόντα και ένα στον κατιόντα κλάδο-της. Ο δείκτης πλαστικότητας υπολογίσθηκε ως λόγος της παραμορφώσεως που ορίζεται απ' το σημείο του κατιόντος κλάδου και της παραμορφώσεως που ορίζεται απ' το σημείο του ανιόντος κλάδου της περιβάλλουσας.

(v) Για κάθε ομάδα κύκλων που αντιστοιχούν στην ίδια μέγιστη επιβαλλόμενη παραμόρφωση, υπολογίσθηκε ο λόγος μεταξύ της αποκλίσεως κατά τον δεύτερο και εκείνης κατά τον πρώτο κύκλο φορτίσεως ( $V_2/V_1$ ).

Οι πιο πάνω χαρακτηριστικές τιμές υπολογίσθηκαν για όλα τα διαθέσιμα πειραματικά αποτελέσματα και παρουσιάζονται στο Παράρτημα 1. Βάσει των στοιχείων του Παράρτηματος 1, εξάγονται τα ακόλουθα συμπεράσματα:

\* Απο τους διάφορους ερευνητές, χρησιμοποιήθηκε μεγάλη ποικιλία υλικών για τους τοίχους πληρώσεως (ωπλισμένο σκυρόδεμα, οπτόπλινθοι, λίθοοδοματά από σκυρόδεμα, προκατασκευασμένα τοιχεία Ω.Σ., ελαφροσκυοόδεμα, κλπ). Οι τοίχοι πληρώσεως ήταν άοπλοι ή ωπλισμένοι, ενώ εφαρμόσθηκαν διάφοροι μεθοδοί συνδέσεως του τοίχου πληρώσεως με τα στοιχεία του πλαισίου.

Παρατηρείται στον Πίνακα 2 του Παράρτηματος, ότι στην πλειονότητα των περιπτώσεων, δοκιμασθηκαν πλαίσια από Ω.Σ. γεμισμένα με τοιχοποιία (οπτόπλινθοδομή ή τοίχοι από λιθοοδοματά σκυροδέματος) χωρίς διατηρητικούς συνδέσμους. Είτε πλαίσια Ω.Σ. γεμισμένα με τοιχεία Ω.Σ. συνδεδεμένα με το περιβάλλον πλαίσιο.

\* Για την ποσότητα απ' τις πιο πάνω ομάδες, μετρήθηκε μια μέση αντοχή σε ανιόντες: θοράσεις 3.8 κορές εκείνης των

αντίστοιχων γυμνών πλαισίων. Σε λίγες μόνο περιπτώσεις (Zarnic, Tomazevic (1985), Στυλιανίδης (1985) και Wei et al. (1980)) μετρήθηκε μικρότερη αντοχή τοιχοπληρωμένων πλαισίων. Στην περίπτωση των πειραμάτων των Zarnic και Tomazevic (1985), παραδείγματος χάριν, η πολύ χαμηλή ποιότητα των τοίχων πληρώσεως προκάλεσε πρόωγη εκτεταμένη ρηγματώση των τοίχων κατά μήκος των οριζόντιων αρμών. Έτσι, από πολύ νωρίς, τα τοιχοπληρωμένα πλαίσια εμποδίζονταν να συμπεριφερθούν ως σύμμικτα επιφανειακά στοιχεία.

Στην περίπτωση των πλαισίων από Ω.Σ. με πληρώσεις από Ω.Σ., η αντοχή σε διάτμηση μετρήθηκε κατά μέσον όρον ίση με 3.1 ή 7.9 φορές εκείνη των αντίστοιχων γυμνών πλαισίων, ανάλογα με τον τρόπο αστοχίας του συστήματος.

Για τις υπόλοιπες περιπτώσεις τοιχοπληρωμένων πλαισίων οι οποίες αναφέρονται στον Πίνακα 2 του Παραρτήματος 1, το περιορισμένο πλήθος των διατιθέμενων πειραματικών αποτελεσμάτων ανά περίπτωση δεν επιτρέπει την συναγωγή γενικών συμπερασμάτων.

\* Η επιρροή των τοίχων πληρώσεως στην ακαμψία των πλαισίων γίνεται σαφής απ' τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται στους Πίνακες 1 και 2. Μολονότι τα αποτελέσματα είναι πολύ διεσπασμένα, παρατηρείται ότι η συμμετοχή των τοίχων πληρώσεως στην ακαμψία του συστήματος είναι σημαντικότερη όταν οι τοίχοι συνδέονται μέσω διατμητικών συνδέσεων με τα στοιχεία του περιβάλλοντος πλαισίου.

Συνεπεία της αυξημένης ακαμψίας, στο σύνολο των περιπτώσεων, η γωνιακή παραμόρφωση που αντιστοιχεί στην μέγιστη διατμητική αντίσταση του τοιχοπληρωμένου πλαισίου ήταν σημαντικά μικρότερη απ' την αντίστοιχη γωνιακή παραμόρφωση για τα γυμνά πλαίσια.

Πρόκειται, πάντως, να παρατηρηθεί ότι η περίσσεια των τοίχων πληρώσεως μέσω των στοιχείων Ω.Σ. που τους περιβάλλουν έχει σημαντική επιρροή στην γωνιακή παραμόρφωση αστοχίας αυτών των τοίχων. Έτσι, ενώ η μέση γωνιακή παραμόρφωση αστοχίας οπτοπλινθόδομής είναι της τάξεως του 0.1%, όταν η ίδια οπτοπλινθόδομη χρησιμοποιείται στα στοιχεία πληρώσεως, η γωνιακή παραμόρφωση αστοχίας τους είναι κατά πολύ μεγαλύτερη (βλ. Πίνακα 2).

Τα τοιχοπληρωμένα πλαίσια Ω.Σ. έδειξαν πολύ ικανοποιητική αντοχή κατά την διάτμηση τους. Πολλοί, ο μέσος

δείκτης πλαστιμότητας των πλινθοπληρωμένων πλαισίων ήταν κατ' ελάχιστον ίσος με 4.66, κατά μέγιστον δε 7.07 (ανάλογα με τον τρόπο αστοχίας του συστήματος).

Αντιθέτως, τα πλαίσια Ω.Σ. με τοίχους πληρώσεως από Ω.Σ. έδειξαν λιγότερο ικανοποιητική συμπεριφορά απ' αυτής της απόψεως (δείκτης πλαστιμότητας από 3.2 έως 4.15).

- \* Μια πολύ ενδιαφέρουσα ιδιότητα εκφράζεται απ' τον συντελεστή βres, ο οποίος δείχνει ότι η αντοχή του τοιχοπληρωμένου πλαισίου είναι υψηλότερη απ' αυτήν του γυμνού πλαισίου, ακόμη και για πολύ μεγάλες γωνιακές παραμορφώσεις. Πράγματι, για τιμές του  $\theta$  δυό με τέσσερις φορές μεγαλύτερες απ' αυτήν που αντιστοιχεί στην μέγιστη αντίσταση του τοιχοπληρωμένου πλαισίου, υπο κατάσταση εκτεταμένων βλαβών, η αντίσταση του τοιχοπληρωμένου πλαισίου εξακολουθεί να είναι 1.5 με 3.0 φορές την μέγιστη αντίσταση του αντίστοιχου γυμνού πλαισίου.
- \* Φαίνεται ότι ανεξαρτήτως των γεωμετρικών παραμέτρων και των παραμέτρων αντοχής των πλαισίων που δοκιμάσθηκαν, και ανεξαρτήτως του υλικού που χρησιμοποιείτο για να γεμίσει τα πλαίσια, η μείωση της αποκρίσεως μεταξύ πρώτου και δεύτερου κύκλου φορτίσεως είναι περίπου ίση με 20%.
- \* Τα πειραματικά αποτελέσματα δείχνουν ότι η μείωση της αποκρίσεως είναι ανεξάρτητη και του εύρους των ανακυκλίσεων που επιβάλλονται στο σύστημα.

Παρά ταύτα, σε ωρισμένες περιπτώσεις, μετρήθηκε μείωση της αντοχής λόγω ανακυκλίσεως πολύ μεγαλύτερη (35%-60%). Αυτό συνέβη σε περιπτώσεις κατά τις οποίες έλαβε χώραν πρόωγη διατμητική αστοχία των στοιχείων του πλαισίου (βλ. Parducci, Mezzi (1980), Kahn, Hanson (1979)), δηλαδή στην περίπτωση μή ικανοποιητικών κατασκευαστικών λεπτομερειών για τα υποστυλώματα του πλαισίου.

## 2.6.- Δυναμικά χαρακτηριστικά τοιχοπληρωμένων πλαισίων

Αυτή η παράγραφος ασχολείται με τα αποτελέσματα δοκιμών οι οποίες έγιναν με στόχο τον προσδιορισμό των δυναμικών χαρακτηριστικών τοιχοπληρωμένων πλαισίων, όπως, ιδιοπερίοδος ταλαντώσεως, απόσβεση, κλπ. Εν αντιθέσει προς την πλειοψηφία των δοκιμών που αξιολογήθηκαν στην προηγούμενη παράγραφο 2.5, οι δοκιμές αυτής της παραγράφου αφορούν μεγαλύτερα τμήματα

κατασκευών (πολυόροφα πλαίσια, περισσότερων του ενός φαινομάτων ή τρισδιάστατες κατασκευές). Πρέπει επίσης να αναφερθεί ότι, επι πλέον των δοκιμών, έγιναν και πολλές προστάσεις αναλυτικού προσδιορισμού των αλλοιώσεων τις οποίες υφίστανται τα δυναμικά χαρακτηριστικά ενός πλαισίου λόγω της προσθήκης τοίχων πληρώσεως. Τα αποτελέσματα αυτής της αναλυτικής εργασίας θα παρουσιασθούν εν συντομία στην επόμενη παράγραφο 3, η οποία είναι αφιερωμένη στα αναλυτικά προσομοιώματα για την πρόβλεψη της συμπεριφοράς των τοιχοπληρωμένων πλαισίων.

Οι Tamura et al. (1968) παρουσιάζουν τα αποτελέσματα δυναμικών δοκιμών τις οποίες έκαναν σε ένα ομοίωμα (υπό κλίμακα 1:3) ενός τμήματος μιας πραγματικής κατασκευής. Τα ομοιώματα αποτελούντο από τριστυλά μεταλλικά πλαίσια κατά την διαμήκη έννοια και από δίστυλα πλαίσια κατά την εγκάρσια έννοια. Οι τοίχοι πληρώσεως ήσαν προκατασκευασμένα τοιχεία Ω.Σ. συνδεδεμένα με τα πλαίσια στις τέσσερις γωνίες-τους. Τόσο τα υποστρώματα, όσο και οι δοκοί των μεταλλικών πλαισίων είχαν σκυρόδεμα χυτευμένο γύρω-τους.

Ενας διεγέρτης εποποθετείτο στην κορυφή του ομοιώματος, στο οποίο επιβάλλονταν εξαναγκασμένες ταλαντώσεις. Οι δοκιμές απέδειξαν ότι για αυξανόμενου εύρους επιβαλλόμενες παραμορφώσεις, παρατηρείται δραστηκή μείωση της ακαμψίας του ομοιώματος. Οι συγγραφείς διαπιστώνουν ότι η αρχική ακαμψία ήταν ίση με την ακαμψία του πλαισίου και των τοίχων πληρώσεως δοθέντων από κοινού (σύμμικτη κατασκευή). Σε ένα ενδιαμεσο στάδιο, η ακαμψία της τοιχοπληρωμένης κατασκευής θα μπορούσε να προσεγγισθεί ικανοποιητικά από την ακαμψία ενός συστήματος αποτελούμενου απ' το γυμνό πλαίσιο με τοίχους πληρώσεως σε επαφή με το πλαίσιο μόνον κατά τις τέσσερις γωνίες-τους. Τέλος, στην φάση κοντά στην αστοχία, η ακαμψία του συστήματος πλησίαζε την ακαμψία του γυμνού πλαισίου.

Οι δυναμικές δοκιμές έδειξαν ότι η ιδιοπερίοδος ταλαντώσεως στην τελική φάση ήταν μεγαλύτερη απ' το επταπλάσιο της αρχικής ιδιοπεριόδου. Επι πλέον, παρατηρείτο σημαντική αύξηση της απόσβεσεως, ευθύς ως συνέβαινε εκτεταμένη ρηγμάτωση των τοίχων πληρώσεως.

Οι Shahinlou et al. (1982) έκαναν δυναμικές δοκιμές (μέσω διεγέρτη εγκατεστημένου στην κορυφή των ομοιωμάτων) σε τρισδιάστατα ομοιώματα αποτελούμενα από πλαίσια και τοιχεία Ω.Σ. Όπως φαίνεται στο Σχ. 21, η θέση των τοίχων πληρώσεως από Ω.Σ. ελάχιστα επηρεάζει την ιδιοπερίοδο των ομοιωμάτων,

τουλάχιστον κατά τα πρώτα στάδια της φορτίσεως. Η δοκιμή του ομοιώματος (α) του Σχ. 21 απέδειξε ότι η ιδιοπερίοδος του ομοιώματος κατά την στιγμή της αστοχίας ήταν 2.3 φορές μεγαλύτερη απ' την αρχική.

Οι Mallick, Severn (1967) έκαναν μια σειρά δοκιμών με σκοπό τον προσδιορισμό των δυναμικών χαρακτηριστικών τοιχοπληρωμένων πλαισίων.

(α) Με σκοπό την αποτίμηση της συμβολής της ολισθήσεως κατά μήκος των διεπιφανειών μεταξύ τοίχων πληρώσεως και πλαισίου στην απόσβεση του συστήματος, καθώς και για την διακρίβωση του ρόλου της αποσβέσεως που οφείλεται στο υλικό του τοίχου πληρώσεως, οι συγγραφείς πραγματοποίησαν δυο σειρές δοκιμών σε τετραγωνικής όψεως μεταλλικά πλαίσια. Η μόνη διαφορά μεταξύ των πλαισίων των δυο σειρών ήταν ότι στα πλαίσια της μιας είχαν προβλεφθή διατμητικοί σύνδεσμοι για την σύνδεση των τοίχων πληρώσεως με τα πλαίσια. Οι βρόχοι υστερήσεως που προέκυψαν από δοκιμές επαναλαμβανόμενης φορτίσεως (Σχ. 22) εντοπίζουν ερκετές διαφορές στην συμπεριφορά των πλαισίων των δυο κατηγοριών. Η παρουσία διατμητικών συνδέσμων οδηγεί σε μεγαλύτερη ακαμυία (καθώς εμποδίζεται αποτελεσματικά η αποκόλληση των τοίχων πληρώσεως απ' τα πλαίσια και η σχετική ολίσθησή-τους ως προς αυτά), καθώς και σε μικρότερη μείωση της αποκρίσεως με την ανακάλυψη (ο ανερχόμενος κλάδος κάθε κύκλου περνάει απ' την θέση μέγιστης αποκρίσεως του προηγούμενου κύκλου, πράγμα το οποίο δεν συμβαίνει απουσία διατμητικών συνδέσμων). Πάντως, το ευβαδόν των βρόχων υστερήσεως είναι μικρότερο στην περίπτωση κατά την οποία υπήρχαν διατμητικοί σύνδεσμοι (υποδηλώνοντας ότι η υστερητική απόσβεση ήταν μικρότερη), ενώ η εντονότερη μη γκαυμικότητα της περιβάλλουσας των βρόχων υστερήσεως απουσία διατμητικών συνδέσμων μπορεί να αποδοθή στην τριβή μεταξύ τοίχου πληρώσεως και πλαισίου (η οποία εμποδίζεται απ' τους διατμητικούς συνδέσμους στα ομοιώματα της άλλης σειράς).

Φαίνεται, λοιπόν, ότι παρουσία διατμητικών συνδέσμων, η ικανότητα του συστήματος να παράγει ενέργεια (επιφάνεια κάτω απ' τον περιβάλλοντα των βρόχων υστερήσεως) είναι μεγαλύτερη απ' ό,τι απουσία διατμητικών συνδέσμων, ενώ η ικανότητα του συστήματος να απορροφά ενέργεια (ευβαδόν βρόχων υστερήσεως) είναι μικρότερη. Απουσία διατμητικών συνδέσμων, η ικανότητα του συστήματος να απορροφά

ενέργεια αυξάνεται χάρις στην σηγμάτωση των τοίχων πληρώσεως (η οποία φαίνεται ότι συμβαίνει νωρίτερα απ' ό,τι στην περίπτωση παρουσίας διατμητικών συνδέσμων), καθώς και χάρις στην τριβή κατά μήκος της περιμέτρου του τοίχου πληρώσεως.

- (β) Οι ίδιοι συγγραφείς πραγματοποίησαν επίσης δοκιμές εξαναγκασμένων ταλαντώσεων σε δίστυλα μονώροφα έως τετράροφα μεταλλικά τοιχοπληρωμένα πλαίσια. Το Σχ. 23 δείχνει τις πειραματικές τιμές των ιδιοσυχνοτήτων και των αποσβέσεων, οι οποίες προέκυψαν απ' τις δοκιμές στα διώροφα πλαίσια.

Εξ αιτίας του μικρού εύρους των εξαναγκασμένων ταλαντώσεων (οι οποίες δέν μπορούσαν να προκαλέσουν οποιαδήποτε βλάβη στους τοίχους πληρώσεως ή στα πλαίσια), οι τιμές αποσβέσεως του Σχ. 23 είναι πολύ χαμηλότερες από εκείνες των δοκιμών που περιγράφονται στην προηγούμενη §(α).

Οι Zarnic, Tomazevic (1985) υπολόγισαν τιμές αποσβέσεως βάσει των βρόχων υστερήσεως που προέκυψαν απ' τις οριζοντιώδεις ανακυκλιζόμενες δοκιμές-τους. Μερικά απ' τα αποτελέσματά-τους φαίνονται στο Σχ. 24. Βρήκαν ότι η υστερητική απόσβεση,  $\xi$ , αυξάνεται αυξανόμενης της επιβαλλόμενης παραμορφώσεως. Διαπίστωσαν, επίσης, ότι η απορρόφηση ενέργειας είναι πολύ μεγαλύτερη κατά τον πρώτο κύκλο φορτίσεως, απ' ό,τι για οποιονδήποτε άλλον κύκλο. Αυτό φαίνεται και απ' τους βρόχους υστερήσεως των οποίων το εμβαδόν μειώνεται δραστικά μετά απ' τον πρώτο κύκλο φορτίσεως (λόγω της έντονης συγκρινώσεως των βρόχων υστερήσεως περί την αρχή των αξόνων).

### 3.- ΑΝΑΛΥΤΙΚΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΑ

#### 3.1.- Εισαγωγή

Όπως αναφέρθηκε ήδη στον Πρόλογο της Εκθέσεως, η αναλυτική προσομοίωση της συμπεριφοράς των τοιχοπληρωμένων πλαισίων είναι πολύ δυσχερής και συχνά μικρού βαθμού αξιοπιστίας, λόγω του μεγάλου αριθμού των φαινομένων που υπεισέρχονται, καθώς και των αβεβαιοτήτων που συνδέονται με τα περισσότερα απ' αυτά.

Τα αναλυτικά προσομοιώματα που έχουν αναπτυχθή αποδεικνύουν αυτές τις δυσχερείες, καθώς είναι περιορισμένου πλήθους και περιορισμένης εφαρμοσιμότητας το καθένα.

Με σκοπό την καλύτερη κατανόηση της λογικής και των δυνατοτήτων αυτών των προσομοιωμάτων, επιχειρείται κατάταξή-τους σε κατηγορίες, βάσει της λογικής προσομοιώσεως την οποίαν υιοθετούν, των καταστατικών σχέσεων τις οποίες χρησιμοποιούν, καθώς και των ιστοριών φορτίσεως για τις οποίες ισχύουν.

\* Απο απόψεως χρησιμοποιούμενης τεχνικής προσομοιώσεως, τα προσομοιώματα μπορούν να διακριθούν σε θεμελιώδη (ή μικρο-) προσομοιώματα και σε απλοποιητικά (ή μακρο-) προσομοιώματα. Η πρώτη κατηγορία περιλαμβάνει προσομοιώματα τα οποία βασίζονται στην διαίρεση των τοίχων πληρώσεως σε πεπερασμένα στοιχεία, για καθένα απ' τα οποία χρησιμοποιούνται οι κατάλληλοι καταστατικοί νόμοι οι οποίοι περιγράφουν την συμπεριφορά των υλικών.

Η δεύτερη κατηγορία βασίζεται στην προσομοίωση των τοίχων πληρώσεως ως συνόλων. Σ' αυτήν την περίπτωση συχνά ένα πεπερασμένο στοιχείο προσομοιώνει έναν ολόκληρο τοίχο πληρώσεως.

\* Ένα άλλο σημαντικό θέμα σχετίζεται με την ικανότητα των προσομοιωμάτων να αναπαριστούν μή γραμμικά φαινόμενα της συμπεριφοράς των τοιχοπληρωμένων πλαισίων.

Για παράδειγμα, υπάρχουν προσομοιώματα τα οποία αναπτύχθηκαν με τον στόχο να αποτιμήσουν την ακαμψία (και επομένως, την ιδιόσυχνότητα και τις κανονικές μορφές) των τοιχοπληρωμένων πλαισίων στο στάδιο της ελαστικής-τους συμπεριφοράς.

Άλλα προσομοιώματα, αντιθέτως, ασχολούνται περισσότερο με την κλίση της ακαμψίας και της απορρίψεως, με σκοπό των



προσομοίωση της μή-γραμμικής συμπεριφοράς της κατασκευής μέχρι την αστοχία-της.

\* Η ικανότητα των προσομοιωμάτων να λαμβάνουν υπ' όψη μονοτονικές ή κυκλικές, στατικές ή δυναμικές ιστορίες φορτίσεως, προσφέρει μιαν άλλη δυνατότητα κατατάξεώς-των.

\* Τέλος, μια άλλη δυνατότητα κατατάξεως των προσομοιωμάτων προσφέρεται απ' την ικανότητά τους να λαμβάνουν υπ' όψη την αλληλεπίδραση μεταξύ της εντός και της εκτός επιπέδου συμπεριφοράς των τοιχοπληρωμένων πλαισίων.

Δεδομένου του μικρού πληθους και των περιορισμένων δυνατοτήτων των διατιθέμενων προσομοιωμάτων, επελέγη ο πρώτος τρόπος κατατάξεώς-τους στα πλαίσια αυτής εδώ της Εκθέσεως. Η παρουσίασή-τους γίνεται με χρονολογική σειρά, ώστε να γίνεται σαφής η εξέλιξη στον τομέα της αναλυτικής εργασίας, σχολιάζεται δε για κάθε προσομοίωμα, η δυνατότητά-του να προβλέπη φαινόμενα μή-γραμμικότητας, ανακυκλιζόμενων και δυναμικών δράσεων.

### 3.2.- Θεμελιώδη (ή μικρο-) προσομοιώματα

Όλα τα προσομοιώματα που αναφέρονται σ' αυτήν την παράγραφο βασίζονται στην μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, χρησιμοποιούν δε τρία είδη πεπερασμένων στοιχείων για την προσομοίωση των πλαισίων, των τοίχων πληρώσεως και της μεταξύ-τους αλληλεπίδρασεως αντιστοίχως.

Συνήθως, οι ερευνητές χρησιμοποιούσαν στοιχεία έτοιμα απ' την βιβλιογραφία για την προσομοίωση των πλαισίων και των τοίχων πληρώσεως, ενώ συγκέντρωναν την προσπάθειά-τους στην προσομοίωση της μεταξύ-τους αλληλεπίδρασεως.

Μόνον προσφάτως κατέστη σαφές ότι η προσομοίωση του ίδιου του τοίχου πληρώσεως απαιτεί σημαντική προσπάθεια, δεδομένου ότι κανένα απ' τα διαθέσιμα προσομοιώματα δέν είναι εις θέσιν να λάβη υπ' όψη φαινόμενα μή-γραμμικής συμπεριφοράς, εκδηλούμενα μέσα στον ίδιο τον τοίχο πληρώσεως. Η έρευνα γύρω απ' αυτό το θέμα ήταν ως τα τώρα περιορισμένη στην ανάπτυξη στοιχείων για κατασκευές απο φέρουσα τοιχοποιία.

Ακολουθεί η παρουσίαση κατα χρονολογική σειρά μερικών απ' τα αναλυτικά προσομοιώματα.

Οι Mallick και Severn (1967) ήσαν οι πρώτοι που χρησιμοποίησαν την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων για την προσομοίωση των τοιχοπληρωμένων πλαισίων, αναφερόμενοι στην μεγάλη σημασία της κατάλληλης προσομοιώσεως της διεπιφάνειας μεταξύ πλαισίου και τοίχου.

Οι τοίχοι πληρώσεως προσομοιώθηκαν μέσω συμβατικών ορθογωνικών πεπερασμένων στοιχείων, τα πλαίσια προσομοιώθηκαν μέσω στοιχείων δοκού (αγνοώντας τις αξονικές παραμορφώσεις). Αναπτύχθηκε ένα πεπερασμένο στοιχείο ειδικώς για την προσομοίωση της διεπιφάνειας μεταξύ πλαισίου και τοίχου.

Αναλύθηκε σημαντικός αριθμός μονόροφων τοιχοπληρωμένων πλαισίων υπο στατικό φορτίο, τα δε αποτελέσματα της ανάλυσεως συγκρίθηκαν με πειραματικά αποτελέσματα. Ιδιαίτερη προσοχή δόθηκε στην ακριβή πρόβλεψη της ακαμψίας του συστήματος.

Οι Goodman et al. (1968) ανέπτυξαν ένα πεπερασμένο στοιχείο για την προσομοίωση της διεπιφάνειας μεταξύ βραχομαζών. Αυτό το πεπερασμένο στοιχείο χρησιμοποιήθηκε τα επόμενα χρόνια και για την προσομοίωση της διεπιφάνειας πλαισίου και τοίχου πληρώσεως.

Πρόκειται για ένα ορθογωνικό στοιχείο επίπεδης παραμορφώσεως, με τέσσερις κόμβους, με δυο βαθμούς ελευθερίας μετακινήσεως για κάθε κόμβο. Αυτό το στοιχείο τροποποιήθηκε καταλλήλως, θεωρώντας ότι η αντοχή σε εφελκυστική δύναμη καθεώς προς την διεπιφάνεια είναι μηδενική, ενώ η θλιπτική αντοχή κατά την ίδια διεύθυνση είναι σημαντική. Εξ άλλου, η αντοχή σε διάτμηση λαμβανόταν ως συνάρτηση της συνοχής και της τριβής κατά μήκος της διεπιφάνειας.

Προτάθηκε ένα στοιχείο συνδέσεως, με πεπερασμένο μήκος, αλλά με μηδενικό αρχικό πλάτος, το οποίο ήταν συμβατό με τα γειτονικά στοιχεία, έτσι ώστε να είναι δυνατόν να προστεθή το μητρώο ακαμψίας-του στο γενικό μητρώο ακαμψίας της κατασκευής.

Οι Mallick και Garg (1971) χρησιμοποίησαν ελαστικά γραμμικά επίπεδα ορθογωνικά στοιχεία, με δυο βαθμούς ελευθερίας σε καθέναν απ' τους τέσσερις κόμβους των στοιχείων με σκοπό την προσομοίωση των τοίχων πληρώσεως. Για να επιτύχουν το ίδιο πλήθος βαθμών ελευθερίας και τα στοιχεία δοκών (με τα οποία συναντώνται οι τοίχοι και τα οποία αναπαριστούν τα στοιχεία του πλαισίου), επρότειναν να αμεληθή η στρεφή, θεωρώντας, επομένως, ότι το πλαίσιο υποβάλλεται μόνον σε αξονικές και διατμητικές παραμορφώσεις (Σχ. 25).

Το προσομοίωμα εφαρμόσθηκε σε δυο περιπτώσεις: την μελέτη της επιρροής των ανοιγμάτων στους τοίχους πληρώσεως και την επιρροή των διάτμητικών συνδέσμων μεταξύ τοίχου και πλαισίου.

Και πάλι, ελήφθη υπ' όψη στατική μονοτονική φόρτιση, τα δε αναλυτικά αποτελέσματα συγκρίνονταν με αντίστοιχα πειραματικά.

Οι Kost, Weaver και Barber (1974) παρατήρησαν ότι η αποκόλληση μεταξύ τοίχου πληρώσεως και πλαισίου συμβαίνει για πολύ χαμηλή τιμή του οριζόντιου φορτίου, λόγω της πολύ χαμηλής εφελκυστικής αντοχής του μεταξύ τους δεσμού. Έτσι, θεώρησαν ότι η ακριβής πρόβλεψη της δυναμικής συμπεριφοράς των τοιχοπληρωμένων πλαισίων πρέπει να λαμβάνη υπ' όψη και το άνοιγμα και κλείσιμο της ρωγμής στην διεπιφάνεια των δύο συστημάτων.

Ήσαν οι πρώτοι που χρησιμοποίησαν ένα γραμμικό στοιχείο συνδέσεως, το οποίο ελάμβανε υπ' όψη προϋπάρχουσες ασυνέχειες μεταξύ τοίχου και πλαισίου.

Ο τοίχος πληρώσεως προσομοιώνόταν μέσω ενός ή περισσότερων ορθογωνικών πεπερασμένων στοιχείων με τέσσερις κόμβους και τρεις βαθμούς ελευθερίας για κάθε κόμβο. Η σύμβατότητα μεταξύ στοιχείων τοίχου και στοιχείων πλαισίου επιτυγχανόταν μέσω καταργήσεως μιας απ' τις στροφές στην γωνία των στοιχείων τοίχου (μέσω εφαρμογής μιας διαδικασίας στατικής συμπυκνώσεως, βλ. Σχ. 26).

Οι Riddington, Stafford Smith (1977) πρότειναν μια μέθοδο η οποία επιτρέπει την προσομοίωση της ρηγματώσεως στην διεπιφάνεια πλαισίου και τοίχου και την δυνατότητα να υπάρχει ή να μην υπάρχει τριβή στην διεπιφάνεια, σε όσο μήκος-της διατηρείται η επαφή μεταξύ πλαισίου και τοίχου.

Χρησιμοποιήθηκαν ορθογωνικά πεπερασμένα στοιχεία με τέσσερις κόμβους και με δυο βαθμούς ελευθερίας σε κάθε κόμβο για την προσομοίωση τόσο των τοίχων πληρώσεως, όσο και των στοιχείων του πλαισίου.

Οι συνθήκες διεπιφανείας προσομοιώνονταν μέσω στοιχείων συνδέσεως, απείρου ακαμψίας, τα οποία εχρησιμοποιούνταν για την σύνδεση γειτονικών κόμβων (ενός κόμβου πλαισίου και ενός κόμβου τοίχου). Έτσι, αυτοί οι γειτονικοί κόμβοι εξαναγκάζονταν σε ίση μετακίνηση. Κάθε στοιχείο συνδέσεως παρίστατο απ' το δικό-του μητρώο ακαμψίας, το οποίο εισήγετο στο γενικό μητρώο ακαμψίας. Όταν δέν υπήρχε τριβή μεταξύ τοίχου και πλαισίου, γίνονταν μεταστροφές στο μητρώο ακαμψίας των στοιχείων συνδέσεως, έτσι ώστε να εξαναγκάζονται οι δυο κόμβοι σε ίσες μετακινήσεις μόνον κατά την κάθετη προς την γραμμή επαφής διεύθυνση.

Ανέλυσαν τρεις τύπους τοιχοπληρωμένων πλαισίων υποβαλλόμενων σε οριζόντιο φορτίο εντός του επιπέδου-των. Τα αποτελέσματα χρησιμοποιήθηκαν για τον έλεγχο απλοποιητικών προσομοιωμάτων

(ισοδύναμη θλιβόμενη διαγώνιος), τα οποία αναπτύχθηκαν απο έναν των συγγραφέων (Stafford Smith, βλ. §3.3).

Οι King και Pandey (1978) χρησιμοποίησαν το στοιχείο διεπιφάνειας το οποίο προαναφέρθηκε και το οποίο είχε αναπτυχθεί απ' τους Goodman et al. (Σχ. 27). Προκαταρκτικές δοκιμές απέδειξαν ότι οι καμπύλες διατμητικών τάσεων-μετακινήσεων είναι γενικώς ελαστοπλαστικού χαρακτήρος (Σχ. 28).

Τα χαρακτηριστικά ακαμψίας  $K_n$  και  $K_s$  του στοιχείου διεπιφάνειας προσδιορίστηκαν μέσω των σχέσεων  $\Delta\sigma = K_n \Delta n$  και  $\Delta\tau = K_s \Delta s$ , όπου  $\sigma$  και  $\tau$  είναι η ορθή και η διατμητική τάση των στοιχείων διεπιφάνειας και  $\Delta n$  και  $\Delta s$  οι αντίστοιχες αυξήσεις των μετακινήσεων. Η τιμή για την οποίαν συμβαίνει ολίσθηση στην διεπιφάνεια εξαρτάται απ' τον συντελεστή τριβής,  $\mu$ , καθώς και απ' την ορθή τάση,  $\sigma$ , στην διεπιφάνεια. Επιλέγονται κατάλληλες τιμές των  $K_n$  και  $K_s$  συναρτήσει των συνθηκών κατά μήκος της διεπιφάνειας.

Οι καταστατικές σχέσεις που περιγράφουν την συμπεριφορά του στοιχείου της διεπιφάνειας επιτρέπουν να διαπιστώνεται, σε κάθε βήμα, η εμφάνιση ρωγμής στην διεπιφάνεια, καθώς και η ολίσθηση μεταξύ τοίχου και πλαισίου. Επομένως, δυνητικώς, το προσομοίωμα επιτρέπει να αναπαρασταθή η εξόχως μή-γραμμική συμπεριφορά του συστήματος.

Αναλύθηκαν τοιχοπληρωμένα πλαίσια των ιδίων διαστάσεων και ιδιοτήτων με εκείνα τα οποία δοκίμασαν οι Mallick και Severn. Η σύγκριση θεωρητικών και πειραματικών αποτελεσμάτων ήταν μάλλον ικανοποιητική.

Διερευνήθηκαν αναλυτικώς διάφορες παράμετροι, όπως το μέγεθος των πεπερασμένων στοιχείων, η ακαμψία και ο συντελεστής τριβής που εισάγονται στην προσομοίωση των στοιχείων διεπιφάνειας, κλπ.

Οι Liauw και Khan (1984) χρησιμοποίησαν δυο ειδών στοιχεία για την προσομοίωση των τοίχων πληρώσεως και των πλαισίων. Εξέτασαν τρεις διαφορετικές περιπτώσεις:

- \* Πλάισια χωρίς διατμητικούς συνδέσμους μεταξύ τοίχων και πλαισίου και, συνεπώς, με δυνητικώς ελεύθερη ολίσθηση κατά μήκος και των τεσσάρων πλευρών του τοίχου.
- \* Πλάισια με διατμητικούς συνδέσμους στις οριζόντιες πλευρές μεταξύ τοίχου και πλαισίου, αλλά με κατακόρυφα κενά μεταξύ τοίχου και υποστυλωμάτων, έτσι ώστε να αποφεύγεται ενδεχόμενη πρόκληση αστοχία των υποστυλωμάτων λόγω αλληλεπιδράσεως με τον τοίχο πληρώσεως.
- \* Πλάισια με διατμητικούς συνδέσμους κατά μήκος όλης της περιμέτρου του τοίχου πληρώσεως, ο οποίος συμμετέχει έτσι

στην αύξηση της ακαμψίας και της αντοχής του συνόλου. Εφαρμόσθηκε η θεωρία της πλαστικότητας, με σκοπό την προσομοίωση της συμπεριφοράς των τοιχοπληρωμένων πλαισίων απ' την ελαστική φάση και μέχρι την αστοχία-τους.

Οι Rivero και Walker (1984) ανέπτυξαν ένα μή-γραμμικό δυναμικό προσομοίωμα με σκοπό την προσομοίωση της αποκρίσεως τοιχοπληρωμένων πλαισίων υποβαλλόμενων σε σεισμό.

Οι τοίχοι πληρώσεως προσομοιώνονταν με τριγωνικά πεπερασμένα στοιχεία, υπακούοντα σε καταστατικούς νόμους ισότροπης, γραμμικής ελαστικής συμπεριφοράς. Όλες οι δυνατές μή-γραμμικότητες προσπαθήθηκε να ληφθούν υπ' όψη μέσω των στοιχείων συνδέσεως των δυο συστημάτων ή εντός των στοιχείων του πλαισίου. (Σχ. 29).

Τα στοιχεία δοκού που χρησιμοποιήθηκαν επέτρεπαν την δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα-τους, ενώ παρέμεναν ελαστικά στο υπόλοιπο μήκος-τους.

Για την προσομοίωση της διεπιφάνειας χρησιμοποιήθηκαν δυο στοιχεία: Ένα στοιχείο "κενού" και ένα στοιχείο "συνδέσεως", τα οποία καλύπτουν τις περιπτώσεις ρωγμής και επαφής στην διεπιφάνεια αντιστοίχως.

Οι Dhanasekar, Page και Kleeman (1985) ανέπτυξαν κατ' αρχήν ένα στοιχείο για την προσομοίωση των τοίχων απο οπτοπλινθοδομή, εν συνεχεία δε ασχολήθηκαν με το πρόβλημα των τοίχων πληρώσεως, ενδιαφερόμενοι κυρίως για την αλληλεπίδραση πλαισίου και τοίχου πληρώσεως.

Οι τοίχοι απο οπτοπλινθοδομή προσομοιώθηκαν μέσω χωριστών στοιχείων για τις οπτοπλίνθους και για τους αρμούς κονιάματος. Έτσι, δέν ήταν ανάγκη να εφευρεθεί χωριστό στοιχείο διεπιφάνειας, δεδομένου ότι, κατ' αρχήν, ο αρμός κονιάματος μεταξύ τοίχου και πλαισίου δέν διαφέρει απ' τους οριζόντιους αρμούς μεταξύ των στρώσεων των τούβλων. Η εμφάνιση ρωγμών, η αποκόλληση κατα μήκος των διεπιφανειών, η θλιπτική αστοχία του κονιάματος και διάφοροι τρόποι αστοχίας των οπτοπλινθών προβλέφθηκαν εφαρμόζοντας κατάλληλα κριτήρια για τα μή γραμμικά ισοπαραμετρικά πεπερασμένα στοιχεία με 8 κόμβους, τα οποία χρησιμοποιήθηκαν τόσο για τις οπτοπλίνθους, όσο και για τα κονιάματα.

Ιδιαίτερω, ασχολήθηκαν με την επιρροή της ακαμψίας του τοίχου πληρώσεως στον τρόπο αστοχίας του συστήματος. Διαπίστωσαν ότι η επιρροή αυτή της παραμέτρου δέν είναι σημαντική, όταν η αστοχία οφείλεται σε διαγώνια ρηγματώση του τοίχου, ενώ αντιθέτως, ο ρόλος της είναι σημαντικότερος όταν συμβαίνει σύνθλιψη στις γωνίες του τοίχου.

Οι Shing και Lotfi (1991, 1992), όπως και οι Dhanasekar, Page, ανέπτυξαν πρώτα προσομοίωμα για την τοιχοποιία και αργότερα ασχολήθηκαν με το θέμα των τοιχοπληρωμένων πλαισίων. Επέλεξαν και την μέθοδο της διακριτής και την μέθοδο της κατανευμένου σχηματώσεως. Για να προσομοιώσουν την τοιχοποιία, χρησιμοποίησαν ένα ισοδύναμο συνεχές μέσον, με κατάλληλους καταστατικούς νόμους (λαμβάνοντας υπ' όψη κατανευμένες ρωγμές και τοπική θλιπτική αστοχία). Οι ενδεχόμενες ρωγμές μεταξύ οπτοπλίνθων και κονιάματος ή μεταξύ κονιάματος και στοιχείων του πλαισίου, απ' την άλλη πλευρά προσομοιώνονταν μέσω διακριτών ρωγμών.

Η συμπεριφορά της διεπιφάνειας προσομοιώνεται μέσω στοιχείων διεπιφάνειας, όπως στο Σχ. 30. Έγινε βαθμονόμηση του προσομοιώματος της διεπιφάνειας βάσει πειραματικών αποτελεσμάτων και αποδείχθηκε ότι είχε την δυνατότητα να προβλέπη με ικανοποιητική ακρίβεια την διαταμητική αντοχή της διεπιφάνειας, αλλά και την εγκάρσια διόγκωση στην περιοχή. Στοιχεία διεπιφάνειας χρησιμοποιήθηκαν επίσης σε κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων, υπο γωνίαν  $45^\circ$ , ώστε να επιτρέπουν διαταμητική αστοχία των υποστυλωμάτων (Σχ. 31). Το προσομοίωμα χρησιμοποιήθηκε από τους συγγραφείς σε πολλές αριθμητικές εφαρμογές, κυρίως όμως για να προβλέψουν τα πειραματικά αποτελέσματα των Fiorato et al. (1970), οι οποίοι είχαν δοκιμάσει ένα πλαίσιο σε μονοτονικά αυξανόμενο οριζόντιο φορτίο επιβαλλόμενο στην κορυφή του.

Προσπάθησαν να προσεγγίσουν την συμπεριφορά του πλαισίου με τρεις τρόπους: θεωρώντας τα στοιχεία του πλαισίου και τα στοιχεία του τοίχου πληρώσεως και αμελώντας τα στοιχεία διεπιφάνειας, ή, χρησιμοποιώντας στοιχεία διεπιφάνειας μόνον για τους αρμούς πλαισίου-τοίχου, ή, χρησιμοποιώντας στοιχεία διεπιφάνειας και για τους αρμούς της τοιχοποιίας.

Παρατηρείται στο Σχ. 32 ότι μόνον η τρίτη μέθοδος ήταν ικανή να προβλέψη με ικανοποιητική ακρίβεια τα πειραματικά αποτελέσματα.

### 3.3.- Απλοποιητικά (ή μακρο-) προσομοιώματα

Εάν να χρησιμοποιήται ένα μόνον πεπερασμένο στοιχείο για την προσομοίωση ενός τοίχου πληρώσεως υπάρχει πάντοτε πολύ ελκυστική για τους ερευνητές για προφανείς λόγους απλότητας και οικονομίας σε προσπάθεια υπολογιστική.

Απ' τις πρώτες ακόμη προσπάθειες αναπτύχθηκε αναλυτικών προσομοιωμάτων, ή παρατήρηση πειραματικών αποτελεσμάτων, υπέδειξε ότι η προσομοίωση του τοίχου πληρώσεως μέσω ενός σιγαρού ή θλιπτήρα θα μπορούσε να αποτελέσει λύση στο

πρόβλημα.

Στην πράξη, η πολύ μεγάλη ακαμψία του τοίχου πληρώσεως εν σχέσει προς την ακαμψία του πλαισίου, η σχετικώς μικρή εφελκυστική και διατμητική αντοχή του δεσμού μεταξύ τοίχου πληρώσεως και πλαισίου, η ενδεχόμενη παρουσία μικρορρηγματώσεως (ακόμη και προ της επιβολής φορτίου) στις περιοχές των γωνιών του τοίχου, όλα συνηγορούν υπέρ της "δημιουργίας" τέτοιων διαγώνιων θλιπτήρων.

Σχετικώς προσφάτως απεδείχθη ότι η απλοποίηση της μιας θλιβόμενης διαγωνίου δέν μπορεί να προσομοιώση τα πολύπλοκα φαινόμενα της μειώσεως της ακαμψίας και της αποκρίσεως με την ανακύκλιση, την ενδεχόμενη ολίσθηση κατά μήκος της διεπιφάνειας τοίχου και πλαισίου, την εκτός επιπέδου αστοχία των τοίχων πληρώσεως, κλπ. Έτσι, φαίνεται ότι απαιτούνται λιγότερο απλοποιητικά προσομοιώματα. Πάντως, η βασική ιδέα της θλιβόμενης διαγωνίου διατηρείται και βελτιώνεται μέσω χρήσεως περισοτέρων της μιας διαγωνίων για την προσομοίωση ενός τοίχου πληρώσεως.

Το πρώτο προσομοίωμα για την συμπεριφορά των τοίχων πληρώσεως με χρήση μη γραμμικών θλιπτήρων οφείλεται στους Klingner και Bertero (1976). Πρόκειται για το πρώτο προσομοίωμα με μειωμένη ακαμψία λόγω ανακυκλίσεως.

Παρά το γεγονός ότι εκείνη η πρώτη απόπειρα δέν οδήγησε σε ικανοποιητική συμφωνία τα αναλυτικά με τα πειραματικά αποτελέσματα, αποτέλεσε τον πρόδρομο και σημείο αναφοράς πολλών μεταγενέστερων εργασιών.

Η πρόοδος συνίσταται στην εισαγωγή διαφορών χαρακτηριστικών στους θλιπτήρες, ώστε να περιγράφονται περιπτώσεις όπως αστοχία απο σύνθλιψη στις γωνίες του τοίχου, κλπ.

Ακολουθεί, όπως και στην προηγούμενη παράγραφο, μια ιστορική αναδρομή στην σχετική βιβλιογραφία.

Ο Polyakov (1956) μελέτησε την κατανομή των διατμητικών και ορθών τάσεων στην περιοχή του κέντρου ενός τοίχου πληρώσεως, συνδυάζοντας την μέθοδο πεπερασμένων διαφορών με συναρτήσεις Airy. Συγκρίνοντας πειραματικά και θεωρητικά αποτελέσματα, πρότεινε μια μέθοδο για τον υπολογισμό της τέμνουσας που απαιτείται για την διαγώνια ρηγμάτωση του τοίχου πληρώσεως.

Ο Holmes (1961) έδωσε μια πρώτην ένδειξη για τον προσδιορισμό της ισοδύναμης θλιβόμενης διαγωνίου. Έκανε την αυθαίρετη υπόθεση ότι το εύρος της διαγωνίου είναι ίσο με το ένα τρίτο του μήκους της. Έκτοτε, πολλές συρρενήσεις έγιναν με σκοπό τον ακριβέστερο προσδιορισμό του εύρους της ισοδύναμης διαγωνίου.

Οι Stafford Smith και Carter (1966, 1968, 1969) παρετήρησαν ότι η παραδοχή ενός διαγωνίου θλιπτήρα δρώντος μεταξύ των δυο αντιδιαμετρικών γωνιών ενός πλαισίου ήταν μια υπεραπλουστεύση, δεδομένου ότι το πεπερασμένο μήκος επαφής μεταξύ πλαισίου και τοίχου επηρεάζει τόσο το εύρος του θλιπτήρα, όσο και την συμπεριφορά του ίδιου του πλαισίου.

Παρετήρησαν ότι το μήκος επαφής,  $a$ , εξαρτάται από την σχετική ακαμυία του τοίχου πληρώσεως και του πλαισίου, επρόκεινται δε μια σχέση για τον υπολογισμό του μήκους επαφής. Εν συνεχεία, το πλάτος της ισοδύναμης διαγωνίου υπολογίζεται θεωρώντας τριγωνική κατανομή των τάσεων κατά μήκος της περιφέρειας επαφής (βλ. Σχ. 33).

Η πρότασή-τους για τον υπολογισμό της ελαστικής ακαμυίας τοιχοπληρωμένων πλαισίων απέδειχθη πολύ επιτυχής και χρησιμοποιείται ευρέως.

Επί τη βάση του μήκους επαφής,  $a$ , οι Mainstone (1971) και Kadir (1974) επρότειναν εναλλακτικές μεθόδους για την εκτίμηση του πλάτους της ισοδύναμης διαγωνίου.

Οι Klingner και Bertero (1976) πρότειναν νόμο συμπεριφοράς για ισοδύναμη διαγώνιο, ο οποίος μπορεί να αναπαράσχη την μείωση της ακαμυίας με την ανακύκλιση, για την περίπτωση δοράσεων με εναλλασσόμενο πρόσημο (Σχ. 34). Προφανώς, στο προσομοίωμά-τους είχαν ανάγκη από δυο διαγωνίους για κάθε φάσμα, μια σε κάθε διεύθυνση. Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά αυτών των διαγωνίων ορίζονταν βάσει των εργασιών του Stafford Smith. Ανέπτυξαν τρία προσομοιώματα, με διαφορετικούς βαθμούς ακριβείας.

Το πιο ακριβές απ' τα προσομοιώματα εστόχευε στην πρόβλεψη χαρακτηριστικών όπως η αρχική ακαμυία, η αντοχή, η μείωση της ακαμυίας και της αποκρίσεως με την ανακύκλιση (Σχ. 35).

Το προσομοίωμα βαθμονομήθηκε βάσει των αποτελεσμάτων σκόπιμων δοκιμών, οι οποίες εκτελέσθηκαν απ' τους συγγραφείς. Το προσομοίωμα κατασκευάσθηκε έτσι, ώστε να μπορεί να χρησιμοποιηθή στο πρόγραμμα ANSR-1.

Το προσομοίωμα, παρά τις αρετές της πρωτοτυπίας και της καινοτομίας, δεν καταφέρνει να προβλέψη τα πειραματικά αποτελέσματα, ιδίως στην περίπτωση κύκλων μεγάλου εύρους.

Ο Eliaou (1977) χρησιμοποίησε ένα τροποποιημένο προσομοίωμα ισοδύναμης διαγωνίου για να υπολογίση την ακαμυία και την αντοχή τοιχοπληρωμένων πλαισίων με ανοίγματα. Υποθέθηκε ελαστοπλαστική συμπεριφορά των υλικών και εξετάσθηκε μόνον η περίπτωση μονοτονικών στατικών φορτίων.

Ο El-Zein (1985) προσομοίωσε την συμπεριφορά των τοίχων



πληρώσεως μέσω πολλαπλών διαγώνιων θλιπτήρων σε κάθε διεύθυνση.

Ετσι, καθίστατο ευχερέστερη και η προσομοίωση των ανοιγμάτων (Σχ. 36).

Στόχος του συγγραφέα ήταν ο υπολογισμός των ιδιοσυχνοτήτων και των κανονικών μορφών των τοιχοπληρωμένων κατασκευών, δηλαδή, ο προσδιορισμός χαρακτηριστικών τα οποία δεν εξαρτώνται ουσιωδώς από φαινόμενα μή-γραμμικότητας.

Τα αποτελέσματα του προσομοιώματος συγκρίθηκαν με τις ιδιοσυχνότητες που προκύπτουν από εφαρμογή του προσομοιώματος του Stafford Smith, με αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων, καθώς και με πειραματικά αποτελέσματα.

Οι Doudoumis, Mitsopoulou (1986) εισήγαγαν στο προσομοίωμά-τους (βασιζόμενο στην παραδοχή της ισοδύναμης διαγώνιου) νέα κριτήρια, ώστε να λαμβάνεται υπ' όψη η μείωση της αποκλίσεως με την ανακύκλιση (Σχ. 37).

Υπέθεσαν ότι δεν υπάρχει εξ αρχής επαφή μεταξύ τοίχου πληρώσεως και πλαισίου, λόγω συνιζήσεως του τοίχου πληρώσεως. Ετσι, η ισοδύναμη διαγώνιος παραμένει ανενεργή αρχικώς, μέχρις ότου πραγματοποιηθή η κατάλληλη τιμή παραμορφώσεως του πλαισίου. Εκαμαν, επίσης, την παραδοχή ότι δεν είναι δυνατή η αναληψη εφελκυστικών τάσεων απ' την διεπιφάνεια πλαισίου και τοίχου πληρώσεως.

Για να περιγράψουν την ανελαστική συμπεριφορά του τοίχου πληρώσεως υπό ανακυκλιζόμενες δράσεις, πρότειναν το προσομοίωμα του Σχ. 38. Αυξανόμενου του φορτίου, μειώνεται σταδιακά η ακαμψία, λόγω της ρηγματώσεως κατά μήκος της ισοδύναμης διαγώνιου και μέχρι την αστοχία της διαγώνιου από σύνθλιψη περί τα άκρα-της.

Το προσομοίωμα εισήχθη στο πρόγραμμα ANSR-I, έγιναν δε εφαρμογές για πλαίσια υποβαλλόμενα σε σεισμό.

Οι Syrmakezis, Vratsanou (1986) πρότειναν τη χρήση πολλαπλών διαγώνιων, ώστε να προσομοιωθή καλύτερα η περιοχή επαφής μεταξύ τοίχου και πλαισίου. Εδωσαν έμφαση στις διαφορές των διαγράμμάτων ροπών κάμψεως στα στοιχεία του πλαισίου για διάφορες τιμές του μήκους επαφής πλαισίου και τοίχου.

Οι d' Asdia, d' Ayala, Palombini (1990) παρουσιάζουν συγκρίσεις εφαρμογής μεθόδων πεπερασμένων στοιχείων και μεθόδων ισοδύναμης διαγώνιου.

Χρησιμοποίησαν μικρο-προσομοιώματα για την εκτίμηση της επιρροής διαφόρων παραμέτρων στην συμπεριφορά του συστήματος και μακρο-προσομοιώματα για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς όλων των κατασκευών, λαμβάνοντας υπ' όψη

φαινόμενα μη-γραμμικότητας υπο ανακυκλιζόμενες δράσεις.

Ο κύριος στόχος-τους ήταν η μελέτη της συμπεριφοράς της διεπιφάνειας μεταξύ τοίχου και πλαισίου, ιδιαιτέρως δε η συνοχή και η τριβή κατά μήκος της διεπιφάνειας.

Υπέθεσαν ελαστοπλαστική συμπεριφορά για τα στοιχεία του πλαισίου και ελαστική-γαθυρή για τους τοίχους πληρώσεως. Η διεπιφάνεια προσομοιώθηκε μέσω στοιχείων συνδέσεως. Χρησιμοποίησαν διαφορετικούς καταστατικούς νόμους για την θλίψη (ελαστικό διγγραμμικό), για τον εφελκυσμό (ελαστικο-γαθυρό) και για την διάτμηση (ελαστοπλαστικό).

Προσπάθησαν να καταλήξουν σε νόμο συμπεριφοράς των ισοδύναμων διαγωνίων, βασιζόμενοι όχι μόνον στα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και στις ιδιότητες των υλικών, αλλά και στον συντελεστή τριβής κατά μήκος της διεπιφάνειας τοίχου και πλαισίου.

Ο Chrysostomou (1991, 1992) είχε στόχο την ανάπτυξη ενός μη-γραμμικού δυναμικού προσομοιώματος, το οποίο να μπορεί να προβλέπη την συμπεριφορά των τοιχοπληρωμένων πλαισίων υπο σεισμικές δράσεις, λαμβάνοντας υπ' όψη κατάλληλα χαρακτηριστικά μειώσεως της ακαμψίας και της αποκοίσεως με την ανακύκλιση.

Πρότεινε την προσομοίωση κάθε τοίχου πληρώσεως μέσω τριών θλιπτήρων σε κάθε διαγώνιο (Σχ. 39). Η θέση των εξωτερικών θλιπτήρων προσδιορίζεται βάσει ενός ποσοστού,  $\alpha$ , του μήκους ή του ύψους του τοίχου πληρώσεως, σχετίζεται δε με την αναμενόμενη θέση σχηματισμού πλαστικής αρθρώσεως στην δοκό ή στο υποστέλωμα. Σε κάθε χρονική στιγμή, κατά την διάρκεια της ανάλυσεως, μόνον τρεις απ' τις έξι διαγωνίους (οι εκάστοτε θλιβόμενες) είναι ενεργές.

Οι σχέσεις δύναμης-παρημορφώσεως για τους θλιπτήρες ορίζονται από ένα προσομοίωμα, το οποίο εκφράζεται μέσω δυο εξισώσεων. Η πρώτη εξίσωση παριστάνει την περιβάλλουσα των βρόχων υστερήσεως (Σχ. 40α), ενώ η δεύτερη εξίσωση προσομοιώνει τους βρόχους υστερήσεως (Σχ. 40β). Το προτεινόμενο προσομοίωμα εισήχθη στο πρόγραμμα CU-QUAD του Πανεπιστημίου Cornell.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΠΑΡΑΠΟΜΠΕΣ (§§1 και 2)

- Alexander C.M., Heidebrecht A.C. and Tso W.K. (1972): "Cyclic load tests on shear wall panels", Proc. 5th WCEE, Rome, 1116-1120.
- Axley J.W., Bertero V.V. (1979): "Infill panels: Their influence on seismic response of buildings", UCB/EERC-79/28, University of California, Berkeley.
- Axley J.W. (1980): "Modelling the stiffness contribution of infill panels to framed structures by a constrained approach", Proceedings of the 7th WCEE, Istanbul, Vol. 4, 249-252.
- Bazan E., Meli R. (1980): "Seismic analysis of structures with masonry walls", Proceedings of the 7th WCEE, Istanbul, Vol. 5, 633-640.
- Bertero V.V. and Brokken S. (1983): "Infills in seismic resistant buildings", Proceedings ASCE, STRD, June, 1337-1361.
- Bonvalet Ch., Girard J., Ilantzis A., Wianecki J. (1980): "Influence des remplissages dans les batiments a ossature soumis aux efforts horizontaux dus au vent et aux seismes", Annales de l' ITBTP, Decembre, 86-107.
- Brokken S., Bertero V.V. (1981): "Studies on effects of infills in seismic resistant R.C. construction", Report UCB/EERC-81/12, October, University of California, Berkeley.
- Carydis P.G., Mouzakis H.P., Taflambas J.M., Vougioukas E.A. (1992): "Response of infilled frames with brick walls to earthquake motions", Proceedings of the 10th WCEE, Madrid, Vol. 5, 2829-2834.
- Ciongradi C. (1980): "Estimation of framework-infill wall interaction for multistorey buildings subjected to Code seismic loading", 7th WCEE, Istanbul, Vol. 5, 681-684.
- Dawson R.V., Ward M.A. (1972): "Dynamic response of framed structures with infill walls", 5th WCEE, Rome, 1507-1516
- Esteva L. (1966): "Behaviour under alternating loads of masonry diaphragms framed by reinforced concrete members", International Symposium on the Effects of repeated loading of materials and structural elements, Mexico.
- Gavrilovic P., Sendova V. (1992): "Experimental and analytical studies of infill walls in reinforced concrete structures", Proceedings of the 10th WCEE, Madrid, Vol. 6, 3309-3315.
- Govindan P., Lakshmipathy M., Santhakumar A.R. (1986): "Ductility of infilled frames", ACI Journal, July-August,

567-576.

- Hayashi Y., Endo T., Ohkubo M., Shimizu Y. (1980): "Experimental study on strengthening reinforced concrete structures by adding shear wall", 7th WCEE, Istanbul, Vol. 7, 173-180.
- Holmes M. (1963): "Combined loading on infilled frames", ICE, Vol. 25, 31-38.
- Jurina L. (1977): "Pareti in muratura soggette ad azioni sismiche", Rivista "Costruire", n. 100.
- Kahn L.F., Hanson R.D. (1979): "Infilled walls for earthquake strengthening", ASCE, STRD, Febr., 283-296.
- Kato H., Goto T., Mizuro H. (1992): "Cyclic loading tests of confined masonry wall elements for structural design development of apartment houses in the third World", Proceedings of the 10th WCEE, Madrid, Vol. 6, 3539-3544.
- Klingner R.E. and Bertero V.V. (1976): "Infilled frames in earthquake resistant construction", Report No EERC 76-32, Dec., University of California, Berkeley.
- Klingner R.E., Bertero V.V. (1977): "Infilled frames in seismic regions", Proc. 6th WCEE, New Delhi, India, 1926-1932.
- Klingner R.E. and Bertero V.V. (1978): "Earthquake resistance of infilled frames", Proceedings ASCE, STRD, June, 973-989.
- Klingner R.E. (1979): "Discussion of paper by Kahn and Hanson", ASCE, STRD, Nov., 2485-86.
- Kost E.G., Weaver W.Jr and Russel R. (1974): "Nonlinear dynamic analysis of frames with filler panels", ASCE STRD, Apr. , 743-757.
- Lamar S., Fortoul C. (1968): "Brick masonry effect in vibrations of frames", Proc. 4th WCEE, Vol. II, A-5, 91-98.
- Leuchars J.M., Scrivener J.C. (1976): "Masonry infill panels subjected to cyclic in-plane loading", Bulletin of the New Zealand Nat. Society for Earthquake Engineering, Vol. 9, No 2, June.
- Liau T.C. (1970): "Elastic behaviour of infilled frames", ICE May/August, Vol. 46, 343-349.
- Liau T.C. (1973): "Stress analysis for panel of infilled frames", Building Science, Vol. 8, 105-112. Pergamon Press
- Liau T.C. and Lee S.W. (1977): "On the behaviour and the analysis of multistorey infilled frames subjected to lateral loading", Proc. ICE, Part 2, Vol. 63, Sept., 641-656.
- Liau T.C. (1979): "Tests on multistorey infilled frames

567-576.

- Hayashi Y., Endo T., Ohkubo M., Shimizu Y. (1980): "Experimental study on strengthening reinforced concrete structures by adding shear wall", 7th WCEE, Istanbul, Vol. 7, 173-180.
- Holmes M. (1963): "Combined loading on infilled frames", ICE, Vol. 25, 31-38.
- Jurina L. (1977): "Pareti in muratura soggette ad azioni sismiche", Rivista "Costruire", n. 100.
- Kahn L.F., Hanson R.D. (1979): "Infilled walls for earthquake strengthening", ASCE, STRD, Febr., 283-296.
- Kato H., Goto T., Mizuro H. (1992): "Cyclic loading tests of confined masonry wall elements for structural design development of apartment houses in the third World", Proceedings of the 10th WCEE, Madrid, Vol. 6, 3539-3544.
- Klingner R.E. and Bertero V.V. (1976): "Infilled frames in earthquake resistant construction", Report No EERC 76-32, Dec., University of California, Berkeley.
- Klingner R.E., Bertero V.V. (1977): "Infilled frames in seismic regions", Proc. 6th WCEE, New Delhi, India, 1926-1932.
- Klingner R.E. and Bertero V.V. (1978): "Earthquake resistance of infilled frames", Proceedings ASCE, STRD, June, 973-989.
- Klingner R.E. (1979): "Discussion of paper by Kahn and Hanson", ASCE, STRD, Nov., 2485-86.
- Kost E.G., Weaver W.Jr and Russel R. (1974): "Nonlinear dynamic analysis of frames with filler panels", ASCE STRD, Apr. , 743-757.
- Lamar S., Fortoul C. (1968): "Brick masonry effect in vibrations of frames", Proc. 4th WCEE, Vol. II, A-6, 91-98.
- Leuchars J.M., Scrivener J.C. (1976): "Masonry infill panels subjected to cyclic in-plane loading", Bulletin of the New Zealand Nat. Society for Earthquake Engineering, Vol. 9, No 2, June.
- Liauw T.C. (1970): "Elastic behaviour of infilled frames", ICE May/August, Vol. 46, 343-349.
- Liauw T.C. (1973): "Stress analysis for panel of infilled frames", Building Science, Vol. 8, 105-112. Pergamon Press
- Liauw T.C. and Lee S.W. (1977): "On the behaviour and the analysis of multistorey infilled frames subjected to lateral loading", Proc. ICE, Part 2, Vol. 63, Sept., 641-656.
- Liauw T.C. (1979): "Tests on multistorey infilled frames

- subjected to dynamic lateral loading", ACI Journal, Vol. 76, No 4, April, 551-564.
- Liauw T.C. (1980): "An effective structural system against earthquakes-infilled frames", 7th WCEE, Istanbul, Vol. 4, 481-485.
- Liauw T.C. (1980): "Discussion to paper by Kahn and Hanson", ASCE STRD, January, 364.
- Liauw T.C., Kwan K.H. (1983): "Plastic theory of non-integral infilled frames", Proc. ICE, Part 2, Vol. 75, Sept., 379-396.
- Liauw T.C., Kwan K.H. (1983): "Plastic theory of infilled frames with finite interface shear strength", Proc. ICE, Part 2, Vol. 75, Dec., 707-723.
- Liauw T.C., Kwan K.H. (1984): "Cyclic characteristics of multistorey infill frames", CIB, International Symposium on Wall Structures, Warsaw, June, Vol. 1, 359-364.
- Liauw T.C., Kwan K.H. (1992): "Experimental study of shear wall and infilled frame on shake table", Proceedings of the 10th WCEE, Madrid, Vol. 5, 2659-2663.
- Mainstone R.J. (1971, 1972): "On the stiffnesses and strengths of infilled frames", Current Paper CP 2/72, Building Research Station, Febr. 1972, Reprinted from Proc. ICE, 1971 Suppl. (iv), Paper 7360S, 57-90.
- Makino M. et al. (1980): "An investigation for the design of framed structures with infilled walls", 7th WCEE, Istanbul, Vol. 4, 369-372.
- Mallick D.V. and Severn R.T. (1967): "The behaviour of infilled frames under static loading", Proc. ICE, Sept/Dec., Vol. 39, 639-656.
- Mallick D.V. and Severn R.T. (1968): "Dynamic characteristics of infilled frames", Proc. ICE, Jan/Apr., Vol. 39, 261-287.
- Mallick D.V. and Garg R.P. (1978): "Effects of openings on the lateral stiffness of infilled frames", Proc. ICE, Vol. 49, Paper No 7371, 193-210.
- Mallick D.V. (1980): "Infilled frame construction in seismic regions", 7th WCEE, Vol. 4, 486-492, Istanbul.
- Meli R. (1975): "Comportamiento sismico de muros de mamposteria", Universidad Nacional Autonoma de Mexico.
- Moghaddam H.A., Dowling P.J. (1987): "The State of the Art in infilled frames", ESEE Research Report No 87-2, Imperial College of Science and Technology, August.
- Parducci A., Mezzi M. (1980): "Repeated horizontal displacements of infilled frames having different stiffness and connection systems-Experimental analysis", Proc. 7th WCEE, Istanbul, Vol. 7, 193-196.

- Pires F., Carvalho E.C. (1992): "The behaviour of infilled reinforced concrete frames under horizontal cyclic loading", Proceedings of the 10th WCEE, Madrid, Vol. 6, 3419-3422.
- Priestley M.J.N. (1980): "Masonry structural systems for regions of high seismicity", 7th WCEE, Istanbul, Vol. 4, 441-448.
- Priestley M.J.N. (1980): "Seismic design of masonry buildings-Background to the draft masonry design Code DZ4210", Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 13, No 4, Dec., 329-346.
- Schmidt T. (1989): "Experiments on the nonlinear behaviour of masonry infilled reinforced concrete frames", Darmstadt Concrete, Vol. 4, 185-194.
- Schrivier A.B., Dawe J.L., Sofocleous C. (1989): "Dynamic loading of brick panel infills", 5th Canadian masonry Symposium, 415-424.
- Shahinian S.G., Khachian E.E., Stepanian V.A. and Melkumian M.G. (1982): "An experimental study of seismic resistance of framed and large-panel reinforced structures", 7th ECEE, Athens, Vol. 3, 284-286.
- Smolira M. (1973): "Analysis of infilled shear walls", Proc. ICE, Paper No 7672, Dec., 895-912.
- Sonobe V., Yokoyama M., Imai H. (1980): "Necessary and sufficient conditions for properties of framed shear walls after cracking", 7th WCEE, Istanbul, Vol. 7, 543-550.
- Stafford Smith B. (1966): "Behaviour of square infilled frames", ASCE, STRD, Febr., 381-403.
- Stafford Smith B. (1968): "Model test results of vertical and horizontal loading of infilled frames", ACI Journal, August, 618-624.
- Stafford Smith B., and Carter C. (1971): "Hypothesis of shear failure of brickwork", ASCE, STRD, April, 1055-1062.
- Stafford Smith B., Riddington J.R. (1978): "The design of masonry infilled steel frames for bracing structures", The Structural Engineer, Volume 568, No 1, March, 1-7.
- Stylianidis K. (1985): "Experimental investigation of the behaviour of R.C. infilled one-storey frames subjected to horizontal cyclic loading", Doctor Thesis, Aristotle University of Thessaloniki, (in greek).
- Sugano S. and Fujimura M. (1980): "Aseismic strengthening of existing reinforced concrete buildings", 7th WCEE, Istanbul, Vol. 4, 449-456.
- Sugano S. and Endo T. (1983): "Seismic strengthening of reinforced concrete buildings in Japan", IABSE Symposium,

Venezia , Final Report, 371-378.

- Tamura R., Murakami M., Osawa Y., Miyajima N. and Tanaka Y. (1968): "A vibration test of a large model steel frame with precast concrete panel until failure", Proc. 4th WCEE, Vol. 1, B-2, 16-30.
- Tanaka Y., Kaneko Y., Mizutani M. (1982): "Frame-wall interaction of multistorey structures at ultimate states", 7th ECEE, Athens, Vol. 3, 209-216.
- Tassios T.P. (1984): "Masonry infill and R.C. walls under cyclic actions", CIB Symposium on Wall Structures, Warsaw, June
- Terceli S. and Sheppard P. (1980): "The load-carrying capacity and deformability of reinforced masonry walls", 7th WCEE, Istanbul, Vol. 6, 431-434.
- Tiedemann H. (1980): "A statistical evaluation of the importance of non-structural damage to buildings", 7th WCEE, Istanbul, Vol. 6, 617-624.
- Tiedemann H. (1982): "Structural and non-structural damage related to building quality", 7th ECEE, Athens, Vol. 3, 27-34.
- Valiasis T., Stylianidis K. (1989): "Masonry infilled R/C frames under horizontal loading. Experimental results", European Earthquake Engineering, Vol. III-n.3, 10-20.
- Vintzeleou E. (1987): "Behaviour of infilled frames subject to lateral actions", A State of the Art Report, Brussels,
- Wood R.H. (1978): "Plasticity, composite action and collapse design of unreinforced shear wall panels in frames", Proceedings ICE, Part 2, Vol. 65, June, 381-411.
- Xihui Liu, Hongxi Zhung, Jingwei Liu and Liquan Lin (1982): "Experimental investigation and aseismic safety evaluation of brick masonry buildings with R.C. columns", 7th ECEE, Athens, Vol. 3, 197-204.
- Yamagushi I., Sugano S., Higashibata Y. and Nagashima T. (1980): "Inelastic cyclic behaviour of reinforced concrete frame-wall structures subjected to lateral forces", Proc. 7th WCEE, Istanbul, Vol. 6, 333-340.
- Yuzugullu O. (1980): "Multiple precast reinforced concrete panels for aseismic strengthening of R.C. frames", 7th WCEE, Istanbul, Vol. 6, 263-270.
- Zarnic R., Tomazevic M. (1985): "Study of the behaviour of masonry infilled reinforced concrete frames subjected to seismic loading, Part II", Report ZRMK/IKPI-85/02, Ljubljana.
- Zarnic R., Tomazevic M. (1988): "An experimentally obtained method for evaluation of the behaviour of masonry infilled R.C. frames", Proceedings of the 9th WCEE, Tokyo-Kyoto,



Vol. 6, 163-168.

Zhong De Teng et al. (1982): "An experimental study on the seismic behaviour of a brick building model and isolated wall specimens with R/C tie columns", 7th ECEE, Athens, Vol. 3, 233-240.

Zhou B. (1980): "Effective measures to improve the earthquake resistant properties to brick buildings", 7th WCEE, Istanbul, Vol. 4, 605-612.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΠΑΡΑΠΟΜΠΕΣ (§3.2)

- Mallick D.V., Severn R.T., *The behaviour of infilled frames under static loading*, Proc. ICE, Sept/Dec 1967, Vol. 39, 639-656.
- Goodman R.E. et al., *A model for the mechanics of jointed rock*, ASCE. Journal of Soil Mechanics, 1968, 94, SM3, 637-659.
- Mallick D.V., Garg R.P., *Effects of openings on the lateral stiffness of infilled frames*, Proc. ICE, 1971, Vol. 49, Paper 7371, 193-210.
- Kost E.G., Weaver W. Jr., Barber R., *Non-linear dynamic analysis of frames with filler panels*, ASCE Structural Division Journal, Apr. 1974, 743-757.
- Riddington J., Stafford Smith B., *Analysis of infilled frames subject to racking with design recommendations*, Struct. Eng., 1977, Vol. 52, n. 6, 263-268.
- King G.J.W., Pandey P.C., *The analysis of infilled frames using finite element*, Proc. ICE Part. 2, 1978, Vol. 65, 749-760.
- Liauw T.C., Kwan K.H., *New development in research of infilled frames*, 8th WCEE, San Francisco, 1984, Vol. 4, 623-630.
- Rivero C.E., Walker W.H., *An analytical study of the interaction of frames and infill masonry walls*, 8th WCEE, 1984, San Francisco, Vol. 4, 591-598.
- Dhanasekar K., Page A.W., Kleeman P.W., *The behaviour of brick masonry under bi-axial stress with particular reference to infilled frames*, Proc. ICE Part. 2, 1985, Vol. 79, 295-313.
- Lotfi H.R., Shing P.B., *An appraisal of smeared crack models for masonry shear wall analysis*, Computers and Structures, Vol. 41, No. 3, 1991, 413-425.
- Lotfi H.R., Shing P.B., *An interface model applied to fracture of masonry structures*, (in preparation), 1992.
- Shing P.B., Lotfi H.R. et al., *Finite element analysis of shear resistance of masonry wall panels with and without confining frames*, 10th WCEE, 1992, Madrid, 2581-2586.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΠΑΡΑΠΟΜΠΕΣ (§3.3)

- Polyakov S.V., *Masonry in framed buildings*, Gosudarstvennoe Izdatel Stvo Literaturny Po Stroitel Stvui Arkhitektuze, Moscow, 1956 (Translation into English by G.L. Cairns).
- Holmes M., *Steel frames with brickwork and concrete infilling*, Proc. ICE, 1961, Vol. 19, 473.
- Stafford Smith B., *Behaviour of square infilled frames*, ASCE Structural Division Journal, Feb. 1966, 381-403.
- Stafford Smith B., *Model test results of vertical and horizontal loading of infilled frames*, ACI Journal, August 1968, 618-624.
- Stafford Smith B., Carter C., *A method of analysis for infilled frames*, Proc. ICE, Vol. 44, Sept/Dec. 1969, 31-48.
- Mainstone R.J., *On the stiffnesses and strengths of infilled frames*, Current Paper CP 2/72, Building Research Station, Feb. 1972, Reprinted from Proc. ICE, 1971, Suppl., Paper

7360S. 57-90.

Kadir M.R.A., *The structural behaviour of masonry infill panels in framed structures*. Ph.D. thesis, University of Edinburgh, 1974.

Klingner R.E., Bertero V.V., *Infilled frames in earthquake resistant construction*. UCB/EERC - 76/32, Dec. 1976, University of California, Berkeley.

Klingner R.E., Bertero V.V., *Earthquake resistance of infilled frames*, ASCE Structural Division Journal, June 1978, 973-989.

Liauw T.C., Lee S.W., *On the behaviour and the analysis of multistorey infilled frames subjected to lateral loading*, Proc. ICE, Part 2, Vol. 63. Sept. 1977, 641-656.

Thiruvengadam V., *On the natural frequencies of infilled frames*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 13, 1985, 401-419.

Doudomis I.N., Mitsopoulos E.N., *Non-linear analysis of multistorey infilled frames for unilateral contact conditions*, 8th ECEE, 1986, Lisbon. Vol. 3, 6.5/63-70.

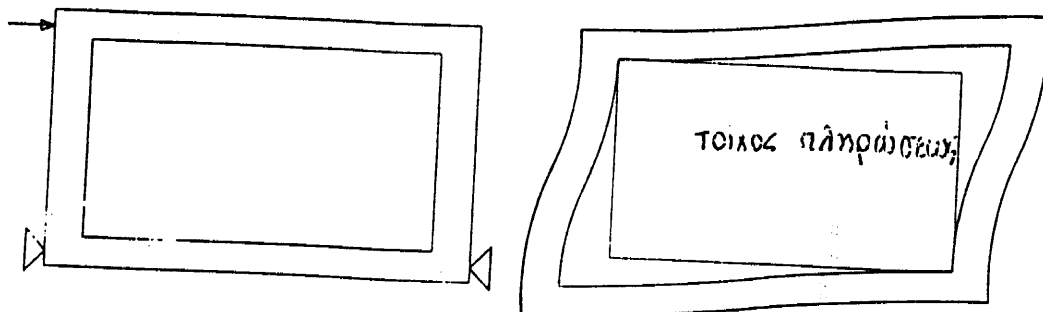
Syrmakizis C.A., Vratsanou V.Y., *Influence of infill walls to R.C. frames response*, 8th ECEE, 1986, Lisbon. Vol. 3, 6.5/47-53.

D'Asdia P., D'Ayala D., Palombini F., *On the seismic behaviour of infilled frames*, 9th ECEE, 1990, Moscow, Vol. 8, 162-171.

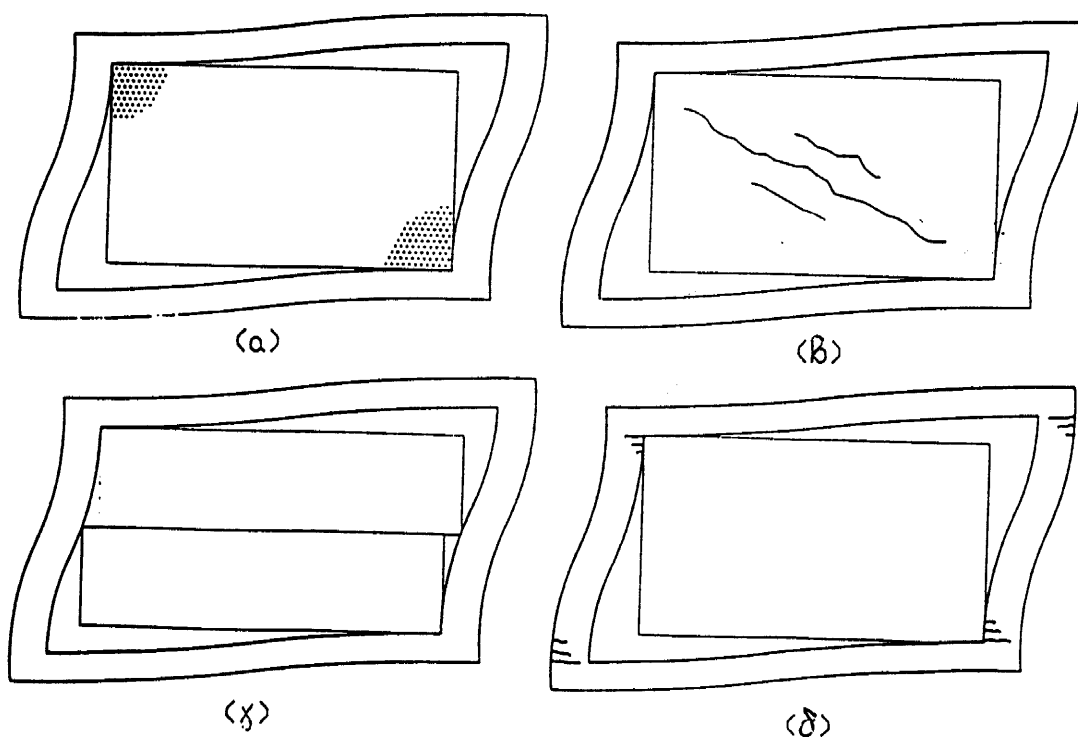
Bazan E., Meli R., *Seismic analysis of structures with masonry walls*, 7th WCEE, 1980, Istanbul, 633-640.

Chrysostomou C.Z., *Effects of degrading infill walls on the non-linear seismic response of two dimensional steel frames*. A dissertation presented to the Faculty of the Graduate School of Cornell University, in partial fulfillment of the requirements for Ph.D., January 1991.

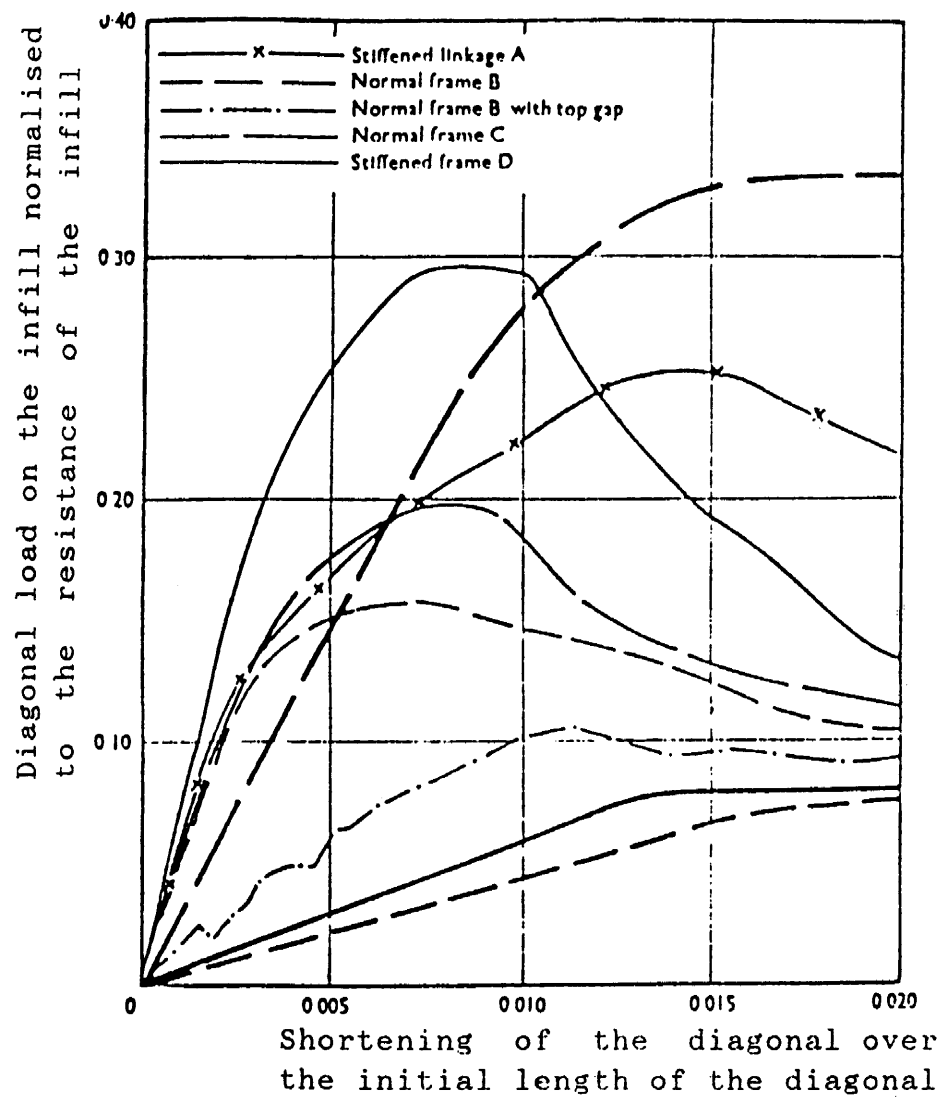
Chrysostomou C.Z., Gergely P., Abel J.F., *Non-linear seismic response of infilled steel frames*, 10th WCEE, 1992, Madrid, 4435-4437.



Σχ. 1: Τοιχοπληρωμένα πλαίσια υποβαλλόμενα σε οριζόντια τέμνουσα στην κορυφή-τους (σχηματικών)



Σχ. 2: Πιθανοί τρόποι αστοχίας τοιχοπληρωμένων πλαισίων



Σχ. 3: Μέσες καμπύλες φορτίου-παραμορφώσεως για πλαίσια τετραγωνικής όψεως με τοίχους πληρώσεως από οπτοπλινθοδομή (Mainstone, 1972). Παρατηρήσατε τις καμπύλες για "Κανονικό πλαίσιο B" και "Κανονικό πλαίσιο B με κενό στην κορυφή".

Δοκίμιο	Ακαμψία	Αντοχή
AS1	1.00	1.00
AS2	0.93	0.57
AS4	0.89	0.53
AO1	1.00	1.00
AO2	0.32	0.38
AO4	0.23	0.49
CS1	1.00	1.00
CS2	0.62	0.47
CS4	0.53	0.41
CO1	1.00	1.00
CO2	0.40	0.62
CO4	0.31	0.68

A:  $L/H=2.0$

S: με διατμητικούς συνδέσμους

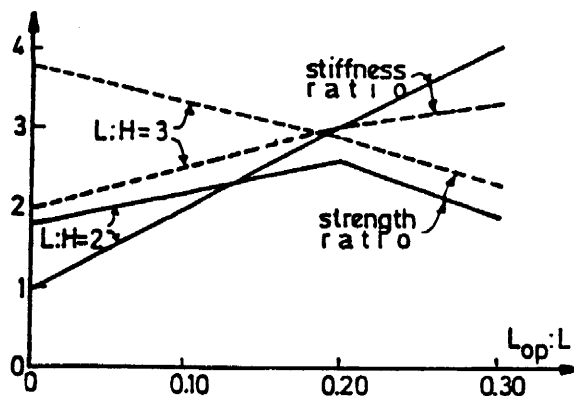
O: χωρίς διατμητικούς συνδέσμους

C:  $L/H=3.0$

1:  $L_{av}/L=0.0$

2:  $L_{av}/L=0.2$

4:  $L_{av}/L=0.4$



Σχ. 4: Μείωση της ακαμψίας και της αντοχής, συναρτήσει της παρουσίας διατμητικών συνδέσμων μεταξύ πλαισίου και τοίχου πλήρωσεως (Βάσει των αποτελεσμάτων των Liao, Lee, 1977)

Δοκίμιο	Λόγος ακαμψιών	Λόγος αντοχών
AS1/AO1	1.04	1.78
AS2/AO2	3.02	2.62
AS4/AO4	4.09	1.91
CS1/CO1	1.96	3.79
CS2/CO2	3.01	2.90
CS4/CO4	3.34	2.30

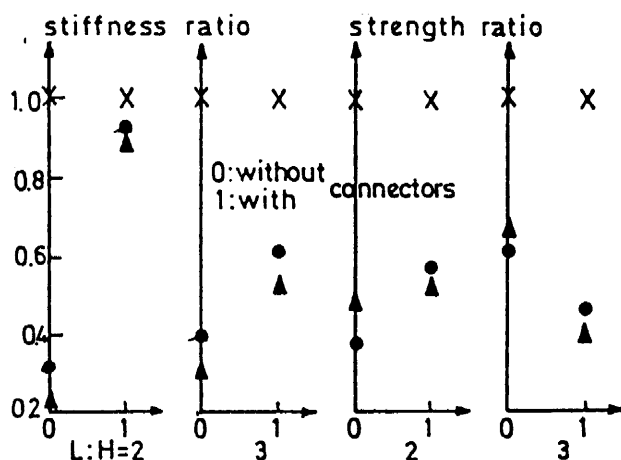
A:  $L/H=2.0$

1:  $L_{av}/L=0.0$

2: 0.2

4: 0.4

C:  $L/H=3.0$



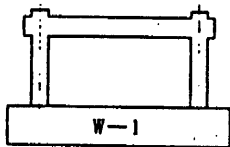
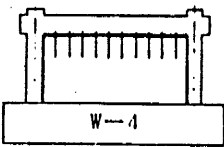
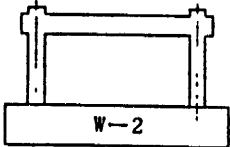
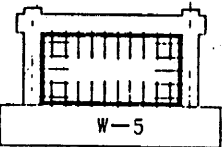
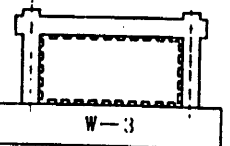
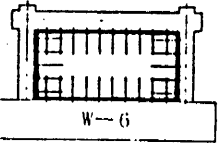
Σχ. 5: Αποτελεσματικότητα των διατμητικών συνδέσμων συναρτήσει του πλάτους του ανοίγματος (βάσει των Liauw, Lee,

F			4 $\phi$ #100 PC BAR 22 $\phi$ D-13 (#4) COLUMN 200 250 BEAM 150 550 1700/2	W-40W		ADDITIONAL WALL a <sub>w</sub> : 6 $\phi$ #100 EXISTING WALL a <sub>w</sub> : 6 $\phi$ #100 40 L1140
			$t_w = 80$ mm a <sub>w</sub> : 6 $\phi$ #50 P <sub>w</sub> = 0.70 % WALL REFMT a <sub>w</sub>	W-BL		L.W.A. 10 $\phi$ #200 CONCRETE BLOCK MORTAR C. BLOCK
W-40S			$t_w = 40$ mm a <sub>w</sub> : 6 $\phi$ #100 P <sub>w</sub> = 0.70 %			
W-HA			W.ANCHOR 10 $\phi$ #100 DOWEL 10 $\phi$ #100 a <sub>w</sub> : 6 $\phi$ #50			
W-CO			W.ANCHOR P <sub>w</sub> = 0.70 % 10 $\phi$ #150 EPOXY MORTAR SHEAR KEY BOLT 10 $\phi$ #150			

Σχ. 6: Δοκίμια των Sugano, Fujimura (1980)

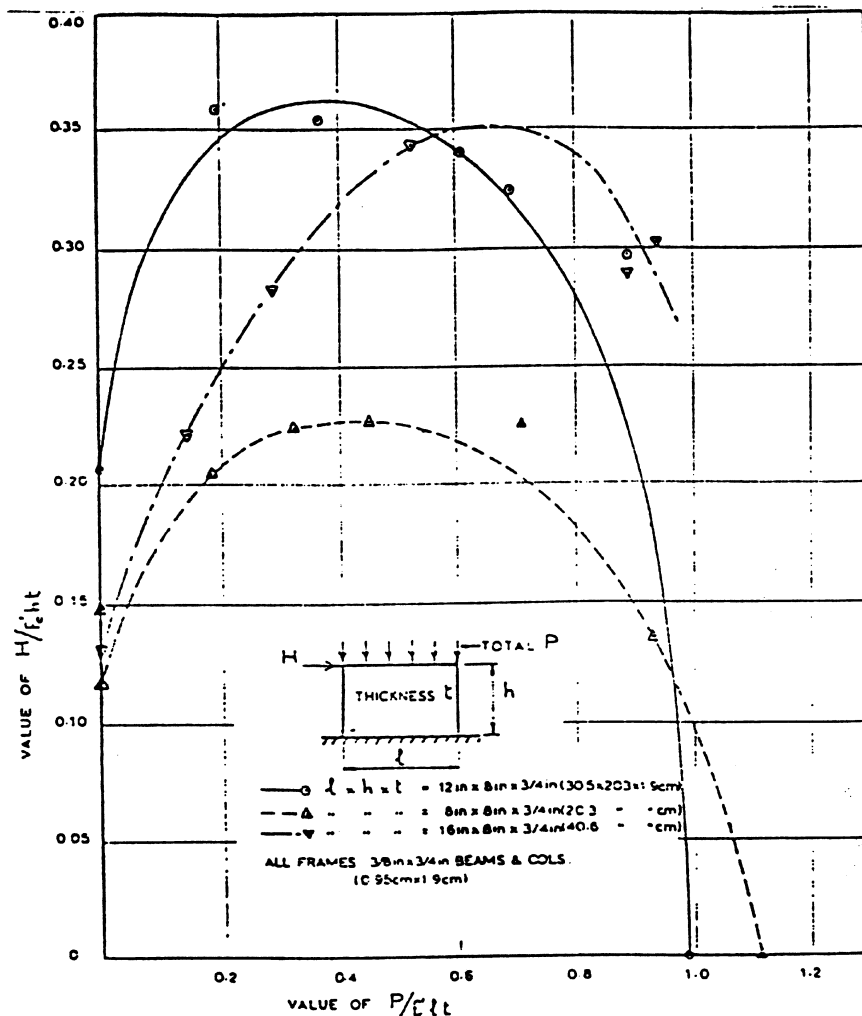
Δοκίμια	$V_{u,IF}:V_{u,BF}$	$\theta_u(\%)$	$K_{0,IF}:K_{0,BF}$
Γυμνά πλαίσια	1.00	42.00	1.00
Πλαίσια με δυο τοιχία- ασυνεχής σύνδεση με τις δοκούς	4.48	30.00	2.18
Πλαίσια με δυο τοιχία- ασυνεχής σύνδεση με τα υπ/τα και τις δοκούς	8.12	42.00	2.34
Πλαίσια με τέσσερα τοιχία- ασυνεχής σύνδεση με τις δοκούς	6.23	32.00	2.13
Πλαίσια με τέσσερα τοιχία- συνεχής σύνδεση με τις δοκούς	3.28	17.00	1.32

Σχ. 7: Συνοπτική παρουσίαση των αποτελεσμάτων του Yuzugullu (1980)

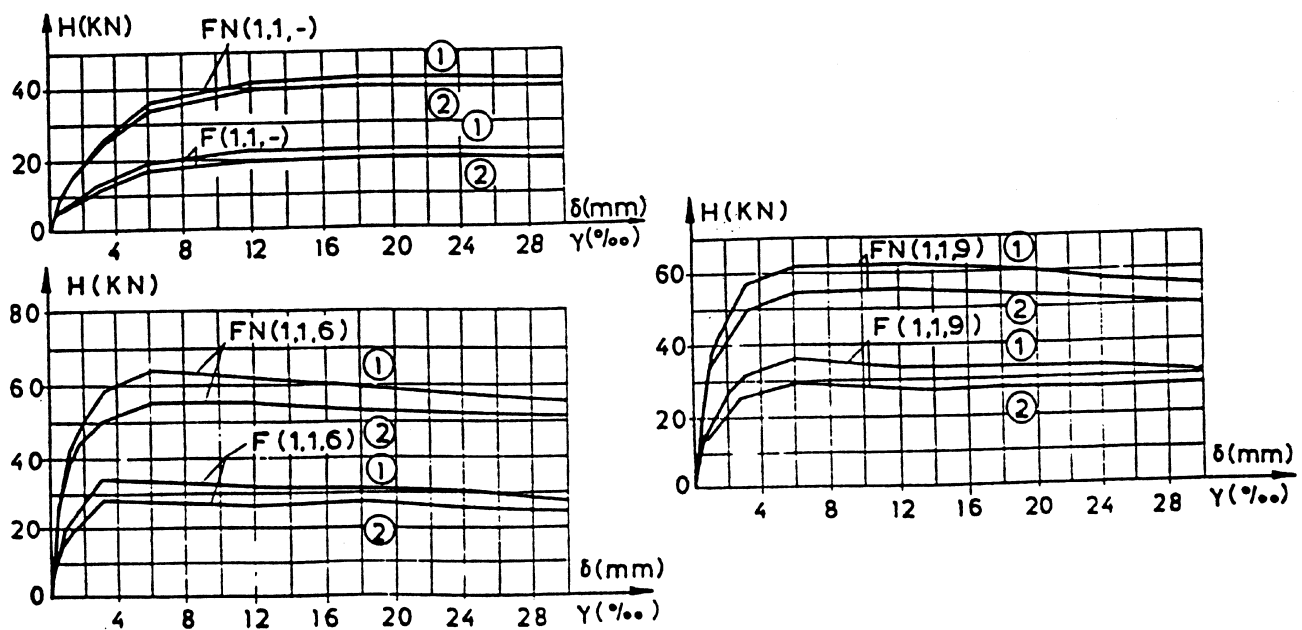
Δοκίμιο	$V_{u,IF}:V_{u,BF}$	Δοκίμιο	$V_{u,IF}:V_{u,BF}$
 W-1	1.00	 W-4	4.91
 W-2	6.92	 W-5	4.23
 W-3	3.71	 W-6	4.91

Σχ. 8: Η επιρροή των διαταμητικών συνδέσεων στην αντοχή τοιχοπληρωμένων πλαισίων [βάσει των πειραματικών αποτελεσμάτων των Hayashi και άλλων (1980)]

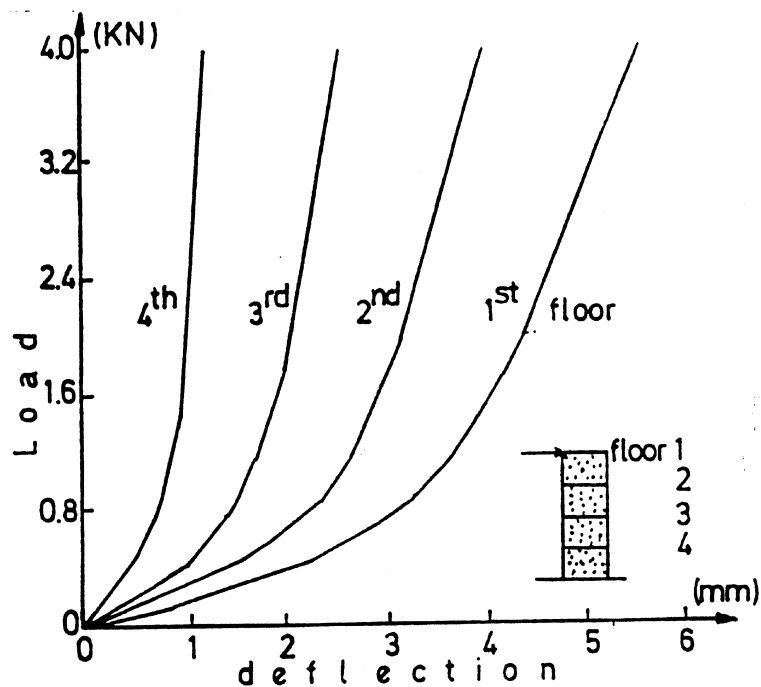




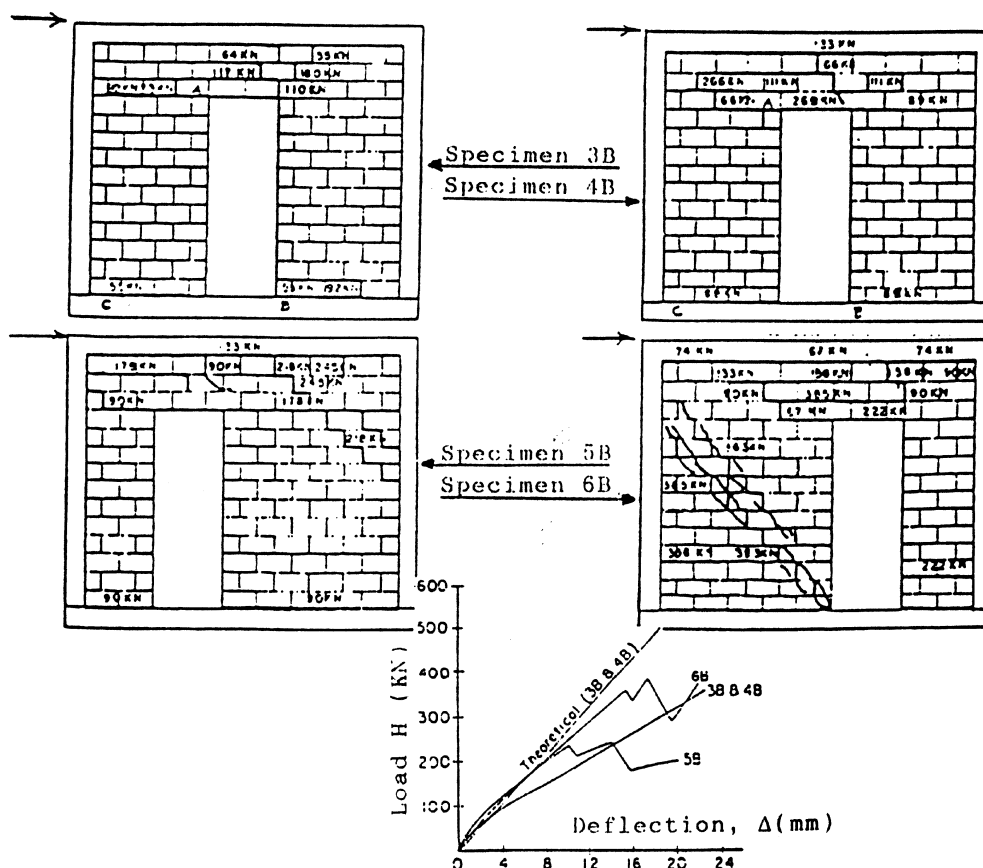
Σχ. 9: Σχέση μεταξύ κατακόρυφου φορτίου και διατμητικής αντοχής για διάφορους λόγους μήκους προς ύψος (Stafford Smith, 1968)



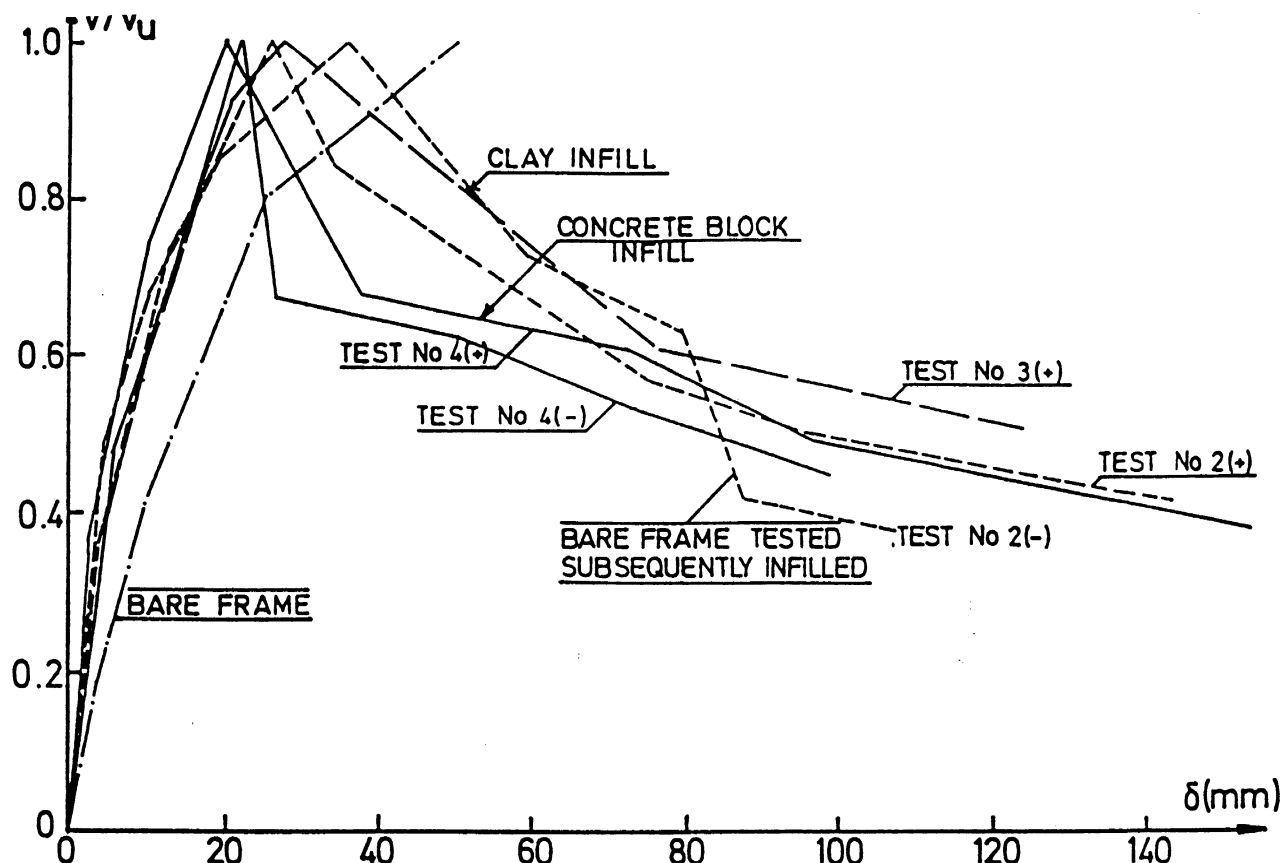
Σχ. 10: Περιβάλλουσες βρόχων οριζόντιου φορτίου-μετακινήσεως. 1: πρώτος κύκλος, 2: δεύτερος κύκλος (Valiasis, Stylianidis, 1989)



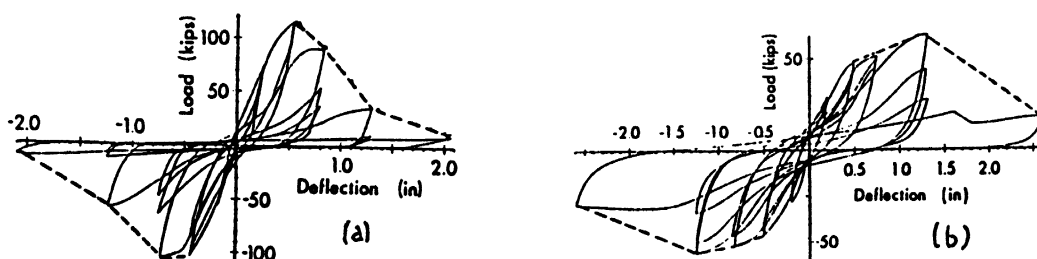
Σχ. 11: Καμπύλες φορτίου-παραμορφώσεως για διάφορους ορόφους (βάσει των Dawson, Ward, 1972)



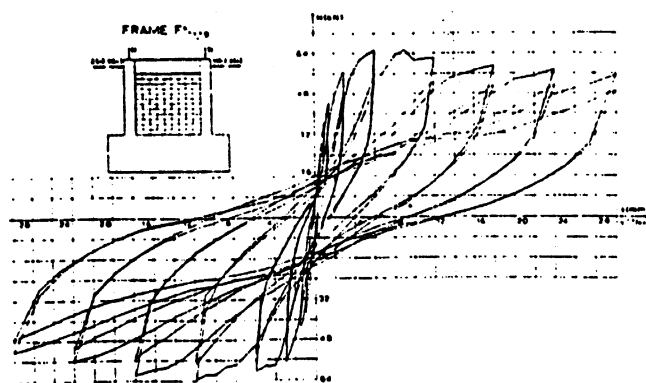
Σχ. 12: Παθολογία εμφάνισης για τα δοκίμια της σειράς B και καμπύλες φορτίου-μετακινήσεως για τα ίδια δοκίμια (Dawe, Ward 1985)



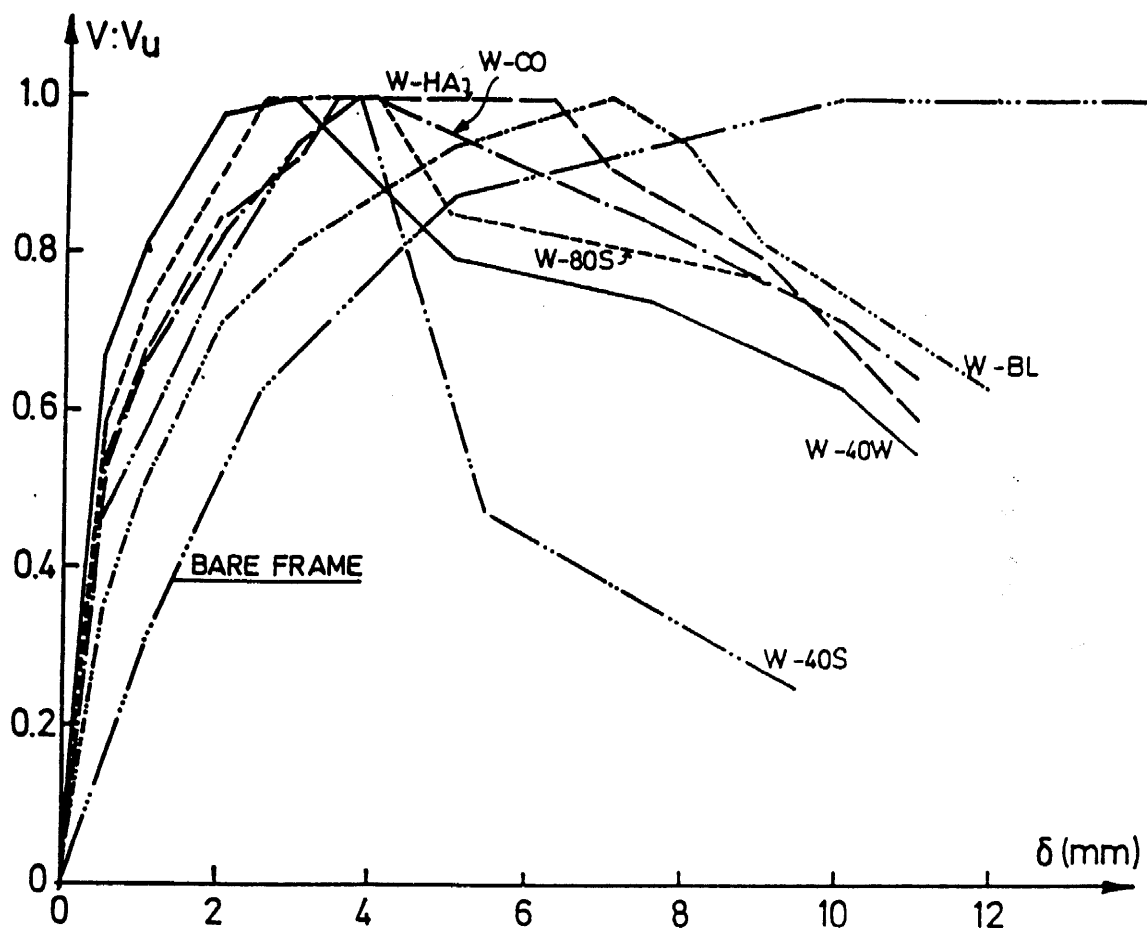
Σχ. 13: Καμπύλες οριζόντιας δυνάμεως-οριζόντιας μετακινήσεως (περιβάλλουσες βρόχων υστερήσεως). (Βάσει των αποτελεσμάτων Klingner, Bertero, 1976)



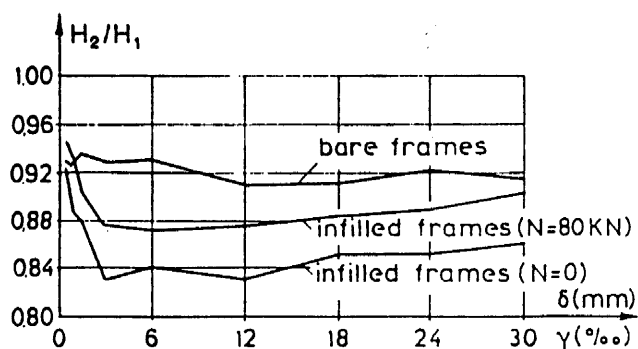
Σχ. 14: Καμπύλες φορτίου-μετακινήσεως: (α) Επι τόπου χυτευμένος τοίχος, (β) Πολλαπλά προκατασκευασμένα τοιχεία (Kahn, Hanson, 1979)



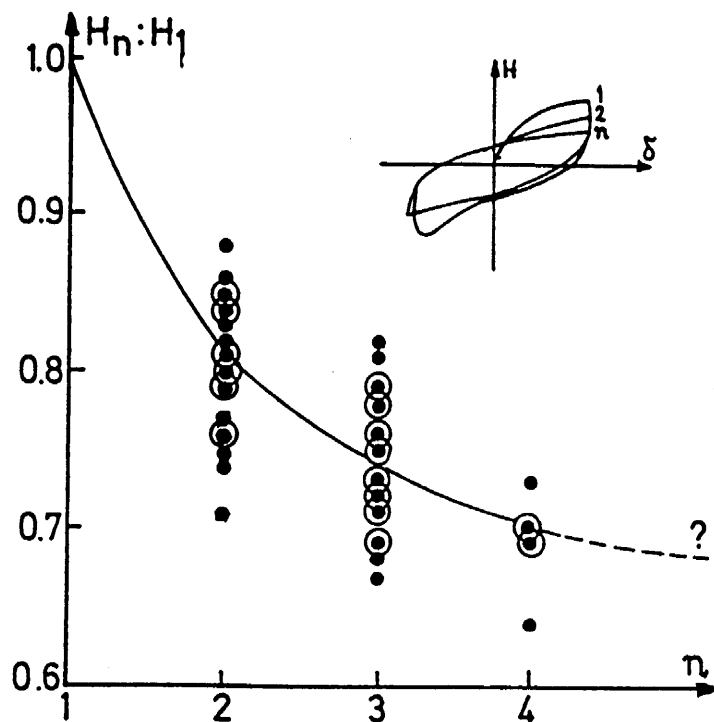
Σχ. 16: Καμπύλες οριζόντιου φορτίου-μετακινήσεως (Valiasis, Stylianidis, 1989)



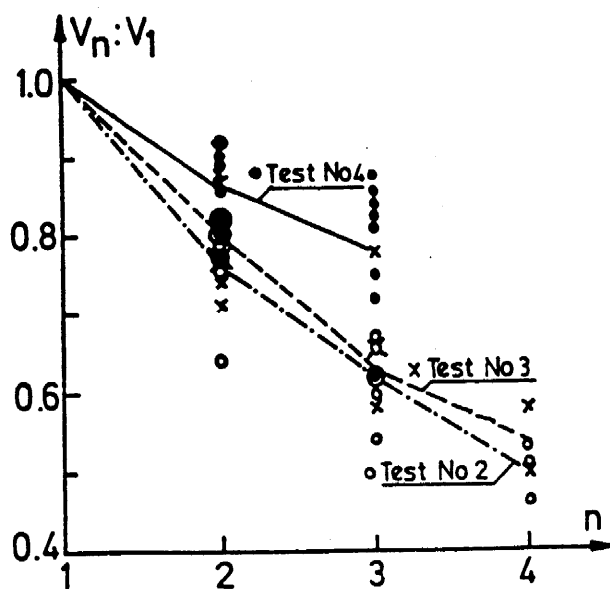
Σχ. 15: Περιβάλλοντες βρόχων υστερήσεως για τα δοκίμια των Sugano και Fujimura (βασισμένο στα απ/τα Sugano, Fujimura, 1980)



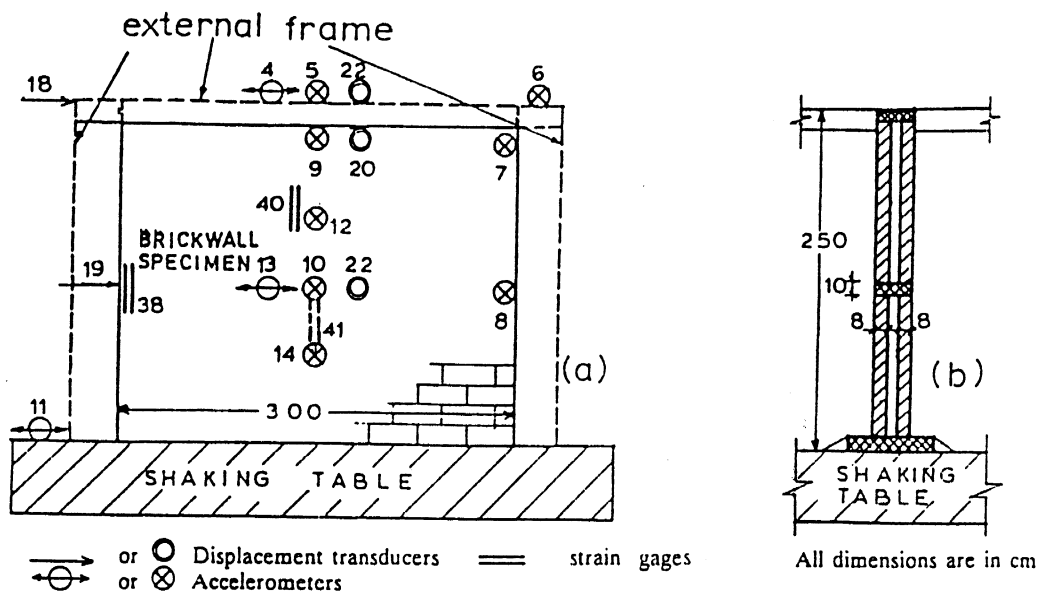
Σχ. 17: Λόγος αντιστάσεως κατά τον δεύτερο κύκλο προς την αντίσταση κατά τον πρώτο κύκλο (μέσες τιμές), (Valiasis, Stylianidis, 1989)



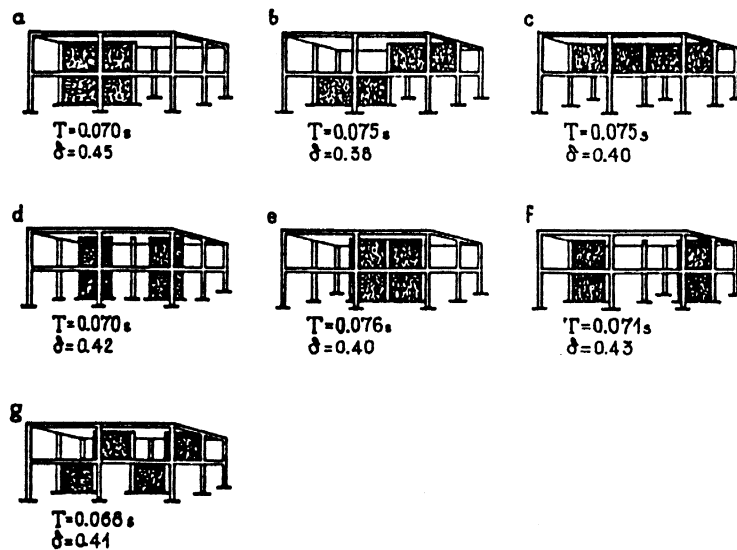
Σχ. 18: Μείωση της αποκρίσεως τοιχοπληρωμένων πλαισίων με την ανακύκλιση (βασισμένο στα απ/τα Zarnic, Tomazevic, 1985)



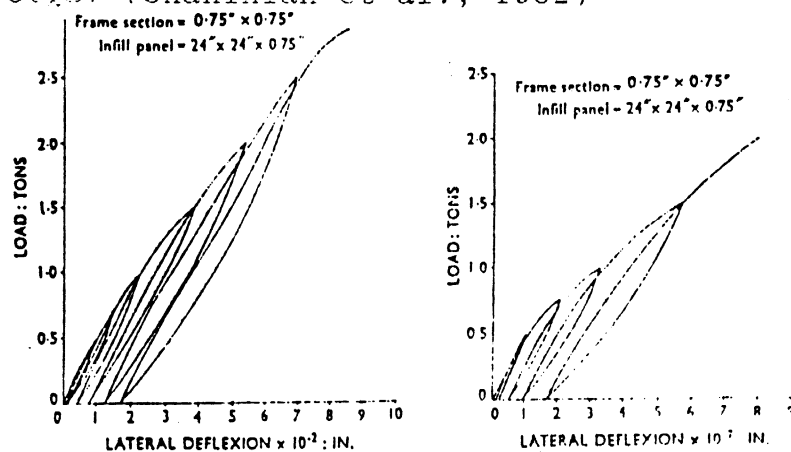
Σχ. 19: Μείωση της αποκρίσεως τοιχοπληρωμένων πλαισίων με την ανακύκλιση (βασισμένο στα απ/τα των Klingner, Bertero, 1976)



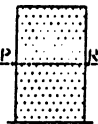
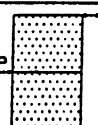
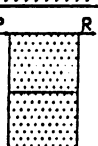
Σχ. 20: Κύρια και πλάγια όψη του δοκιμίου. Οργανα μετρήσεων. (Carydis et al., 1992)



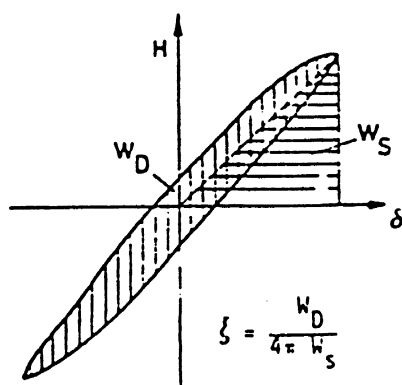
Σχ. 21: Ιδιοπερίοδος ταλαντώσεως ομοιομάτων για διάφορες θέσεις των τοίχων (Shahinian et al., 1982)



Σχ. 22: Καμπύλες επαναλαμβανόμενης φορτίσεως τοιχοπληρωμένων πλαισίων (α) με, (β) χωρίς διαγμ.συνδ. (Mallick, Severn, 1967)

Type of test	Natural frequencies		Assoc.damping values	
	1st mode c/s	2nd mode c/s	1st mode %	2nd mode %
	142	394.4	2.4	1.35
	141.75	394.4	1.36	1.57
	142	399.5	2.0	1.0

Σχ. 23: Πειραματικές τιμές ιδιοσυχνότητας και αποσβέσεως διώροφων, δίστυλων τοιχοπληρωμένων πλαισίων (Mallick, Severn, 1967)

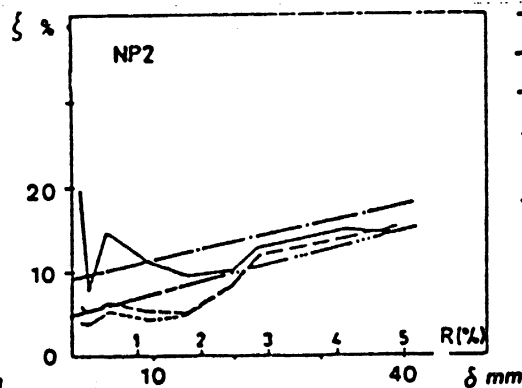
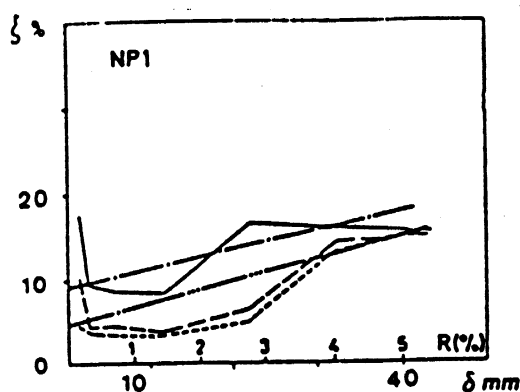


Evaluation of the equivalent viscous damping ratio

$\zeta$  - equivalent viscous damping ratio,

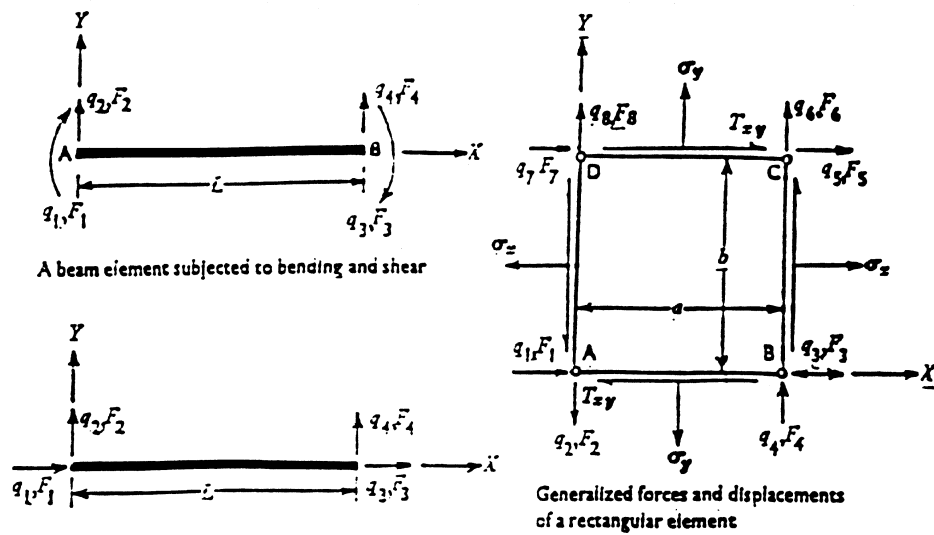
$W_D$  - the area of the hysteresis loop at the given amplitude of force and deformation (the amount of energy absorbed during one loading cycle),

$W_S$  - the area of the triangle, defined by the given amplitude of force and deformation (the amount of input energy at one loading cycle).

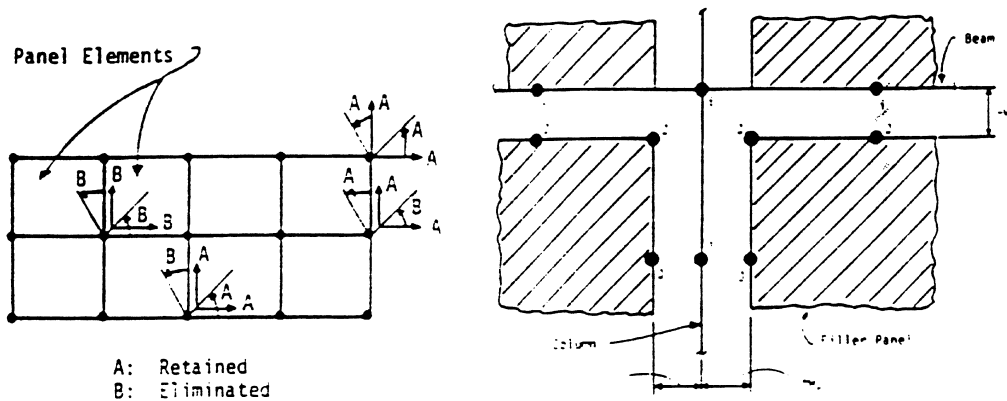


— first cycle  
 --- second cycle  
 ---- third cycle  
 - - - idealised for first cycle  
 - - - idealised for other cycles

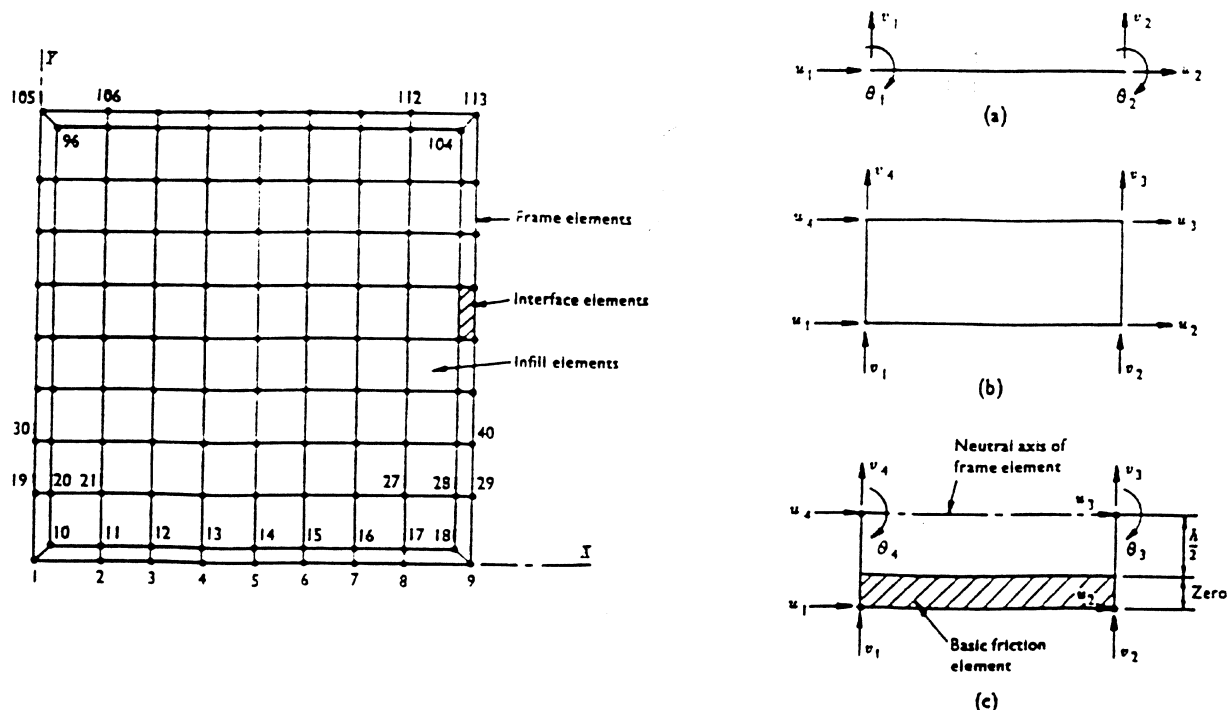
Σχ. 24: Υστερητική απόσβεση ως συνάρτηση της επιβαλλόμενης ταρταμοσφύσεως (Zarnic, Tomazevic, 1985)



Σχ. 25: Στοιχείο δοκού υποβαλλόμενο σε διατμητικές και αξονικές παραμορφώσεις (Mallick, Garg, 1971)

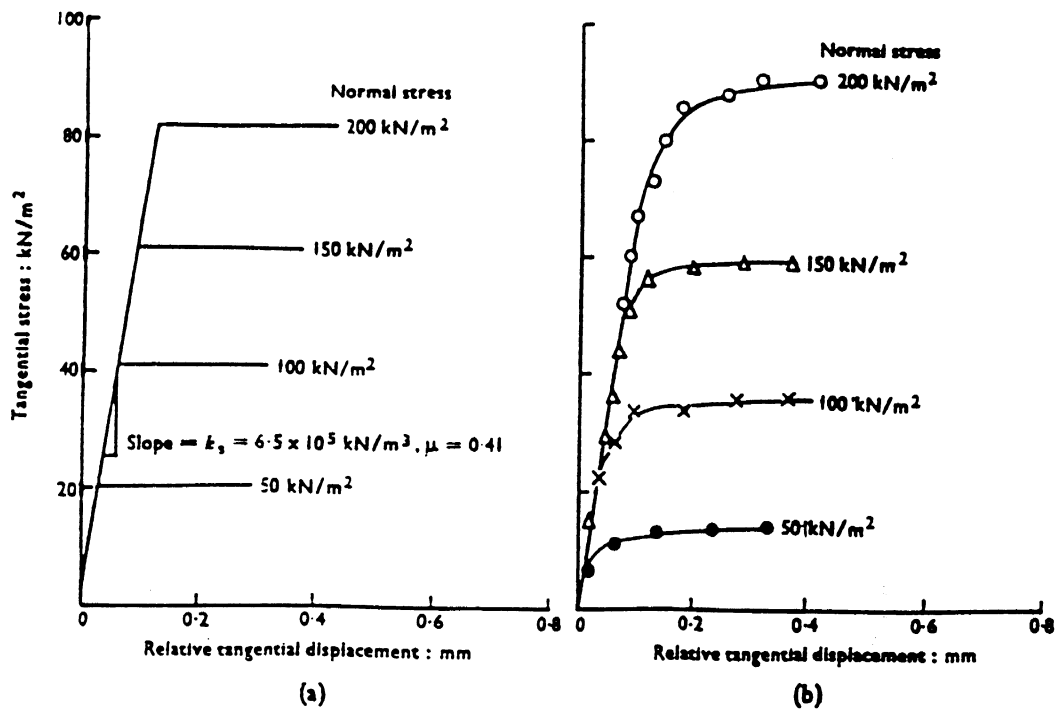


Σχ. 26: Τοίχος πληρώσεως και τύποι κενών μεταξύ τοίχου και πλαισίου (Kost, Weaver, Barber, 1974)

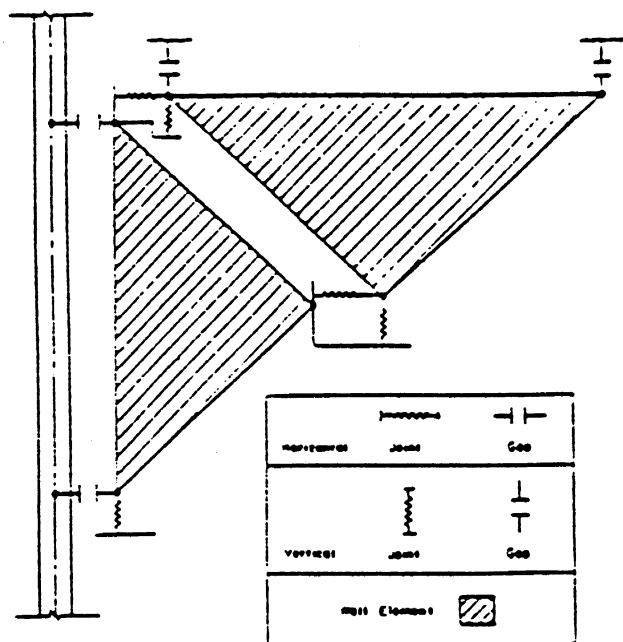


Σχ. 27: Τυπικά συμβατικά πεπερασμένα στοιχεία για τοιχοπληρωμένα πλαίσια: (α) Πλαίσιο, (β) Τοίχος πληρώσεως, (γ) Στοιχεία διεπιφάνειας (King, Pandey, 1978)

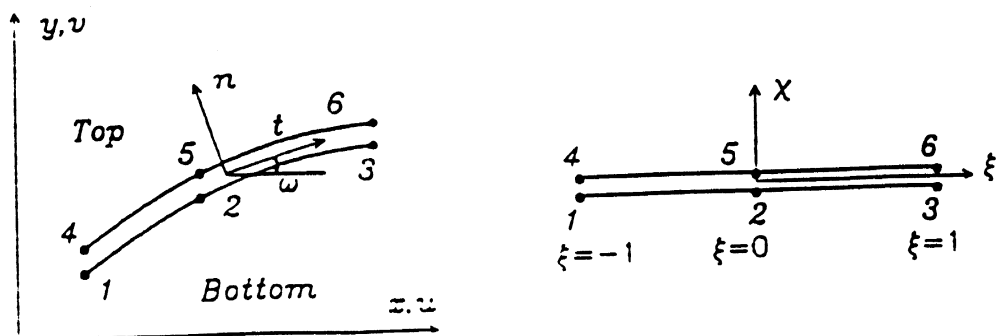




Σχ. 28: Καμπύλες διατμητικών τάσεων-σχετικών μετακινήσεων: (α) Θεωρητικές, (β) Πειραματικές (King, Pandey, 1978)

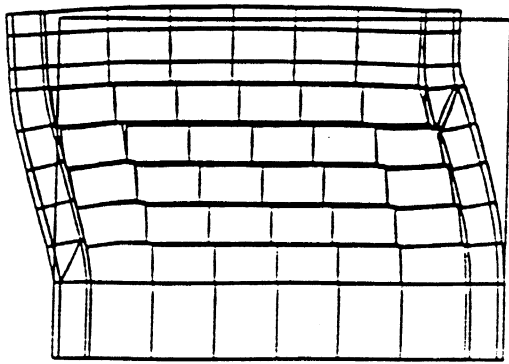


Σχ. 29: Σχηματική παρουσίαση προσομοιώματος τοίχου πληρώσεως (Rivero, Walker, 1984)

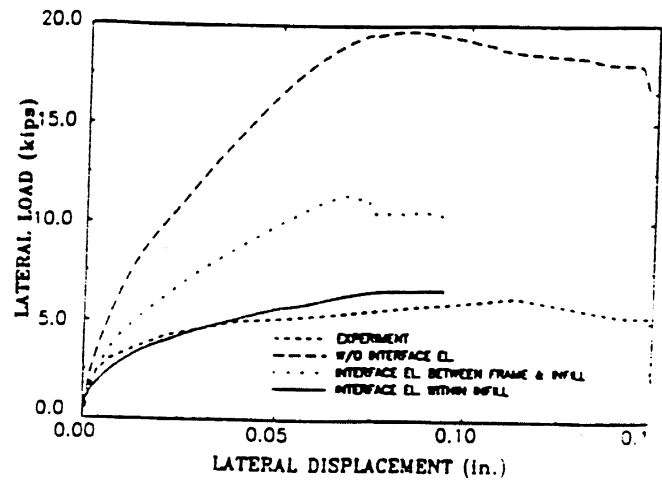


(a) Global Coordinate System (b) Local Coordinate System

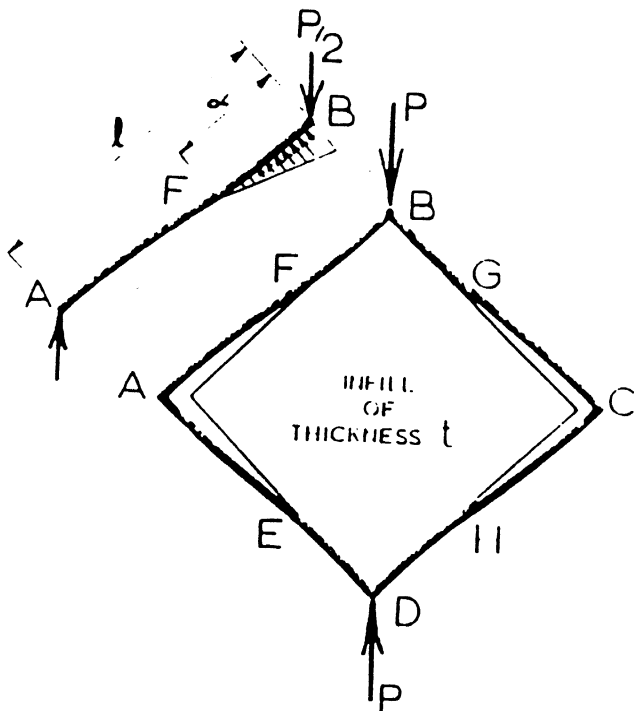
Σχ. 30: Ισοπαμετρικό στοιχείο διεπιφάνειας (Shing, Lotfi, 1991, 1992)



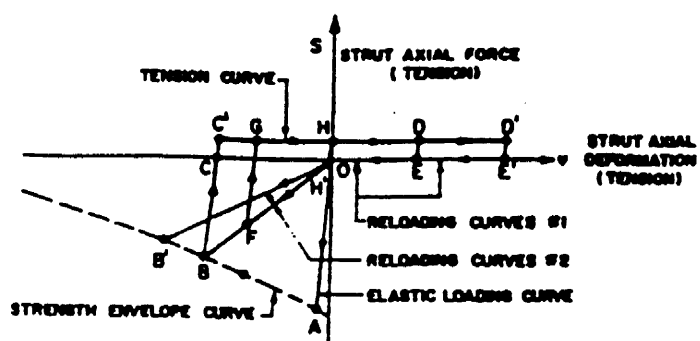
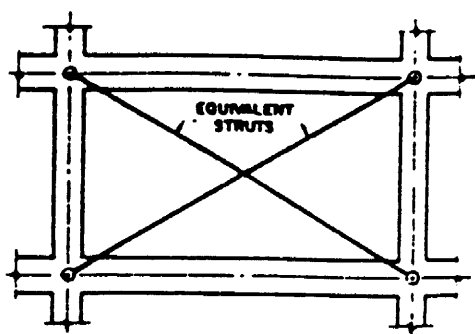
Σχ. 31: Παραμορφωμένος κάναβος τοίχου πληρώσεως (Shing, Lotfi 1991, 1992)



Σχ. 32: Καμπύλες δυνάμεων-μετακινήσεων για τοιχοπληρωμένα πλαίσια (Shing, Lotfi, 1991, 1992)

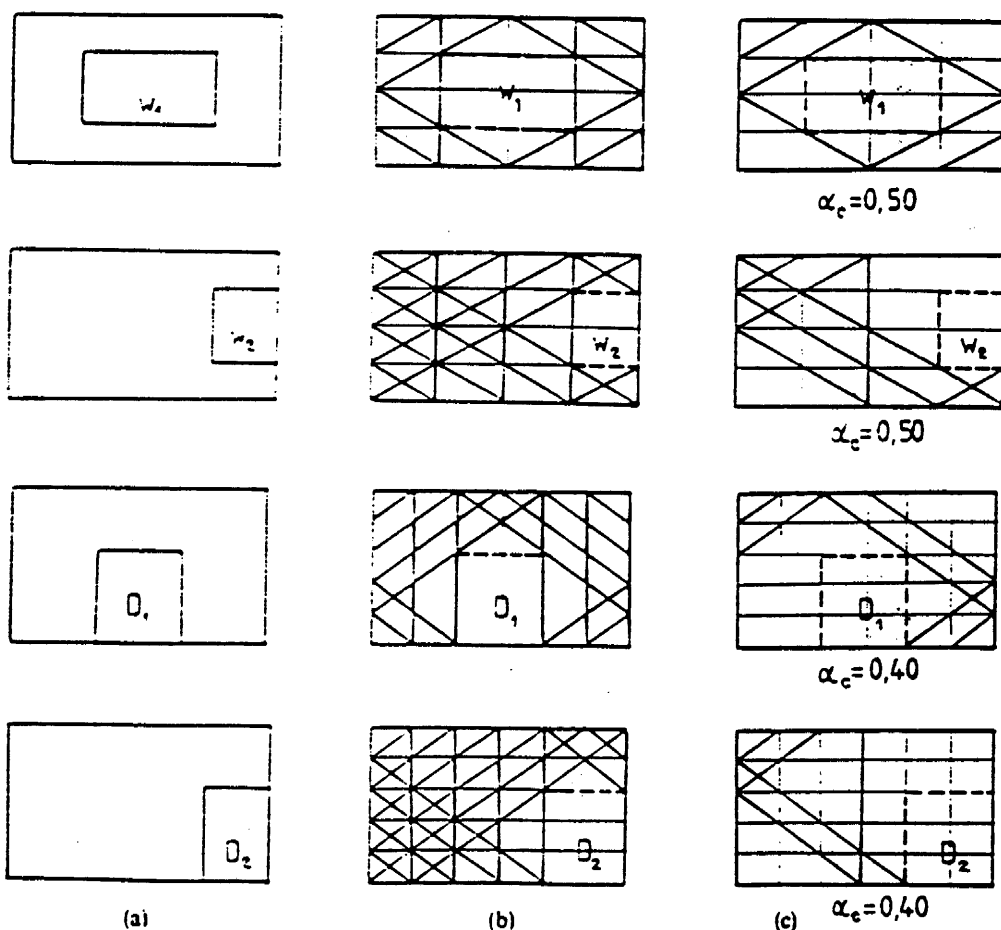


Σχ. 33: Τοίχος πληρώσεως φορτιζόμενος διαγωνίως (Stafford Smith, Carter, 1966, 1968, 1969)

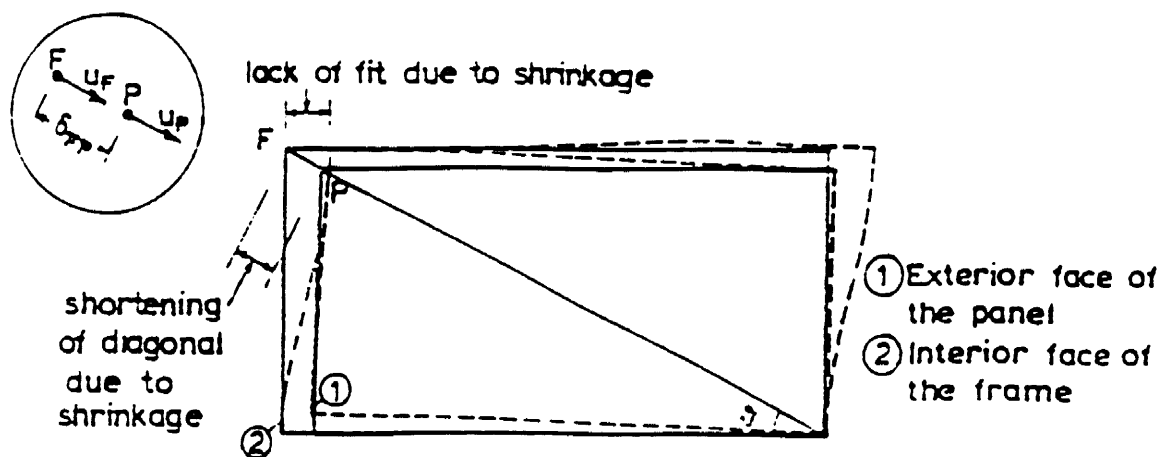


Σχ. 34: Αναλυτική προσομοίωση τοίχων πληρώσεως μέσω δύο ισοδυνάμων διαγωνίων (Klingner, Bertero, 1976)

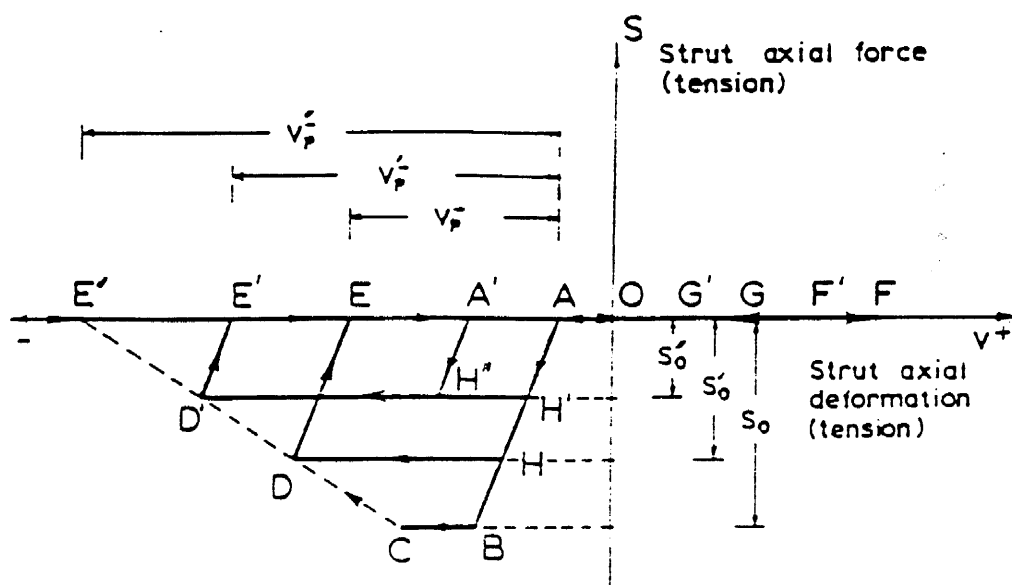
Σχ. 35: Μηχανική συμπεριφορά θλιπτήρα (Klingner, Bertero, 1976)



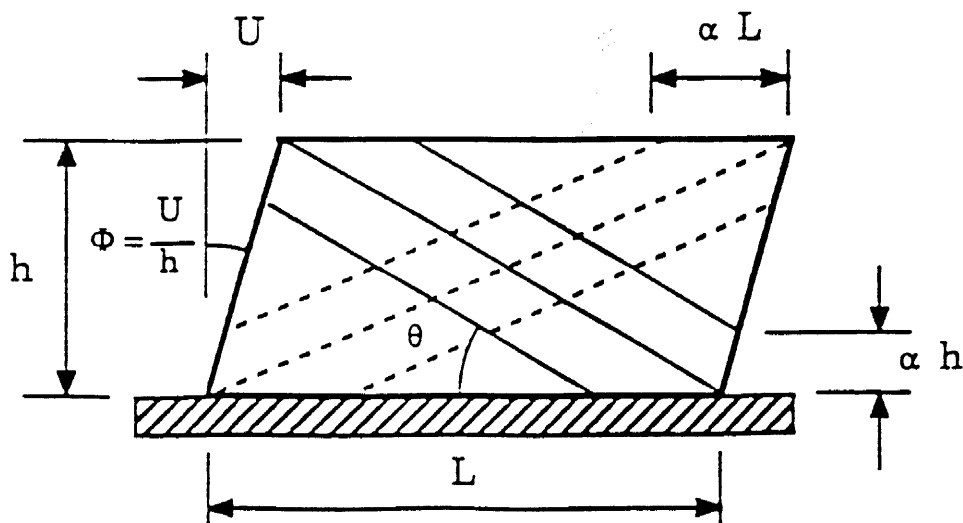
Σχ. 36: Πρόσθεση θλιπτήρων γύρω από ανοίγματα: (α) Θέση ανοιγμάτων, (β) Θλιπτήρες για πλήρεις τοίχους, (γ) Θλιπτήρες για τοίχους με ανοίγματα (Thirunvengadam, 1985)



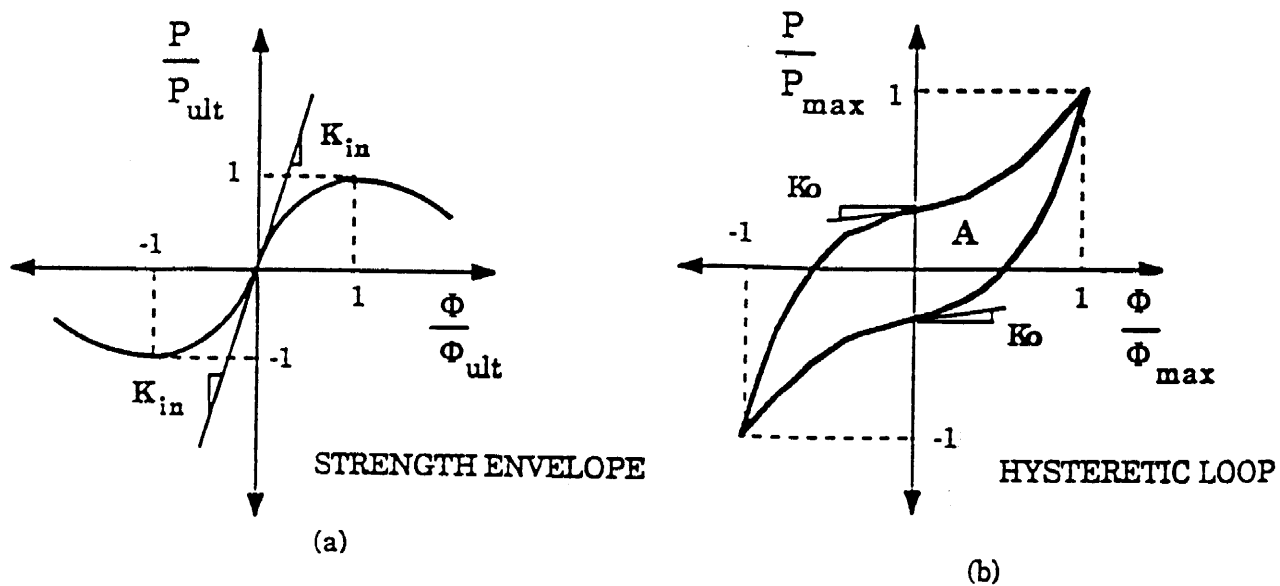
Σχ. 37: Ελλειψη επαφής μεταξύ τοίχου και πλαισίου, λόγω συστολής ξηράνσεως (Doudoumis, Mitsopoulou, 1986)



Σχ. 38: Νόμος συμπεριφοράς για το προσομοίωμα θλιπτήρα (Doudoumis, Mitsopoulou, 1986)



Σχ. 39: Προσομοίωση τοίχου πληρώσεως μέσω έξι θλιπτήρων (Chrysosostomou, 1991, 1992)



Σχ. 40: Περιβάλλουσα βρόχων υστερήσεως και βρόχοι υστερήσεως (Chrysostomou, 1991, 1992)

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 1

# ΠΙΝΑΚΑΣ 1: ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

$v=V_u, f:V_u, bf$ =αντοχή τοιχοπληρωμένου πλαισίου έναντι οριζόντιων δράσεων, ανηγμένη στην αντοχή του γυμνού πλαισίου

$\theta_u$ : γωνιακή παραμόρφωση που αντιστοιχεί στην  $V_u$

$\kappa=K_0, f:K_0, bf$ = αρχική ακαμψία τοιχοπληρωμένου πλαισίου, ανηγμένη στην αρχική ακαμψία του αντίστοιχου γυμνού πλαισίου

$v_{lin}$ = λόγος μεταξύ της τέμνουσας δύναμης που αντιστοιχεί στο πέρας της γραμμικής/ελαστικής συμπεριφοράς και της μέγιστης αντιστάσεως σε τέμνουσα του πλαισίου (γυμνού ή τοιχοπληρωμένου)

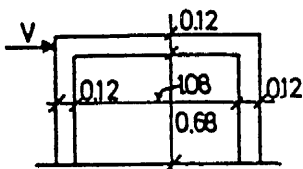
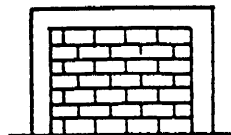
$\mu_{0.85}$ : δείκτης πλαστιμότητας για στάθμη  $V=0.85V_u$

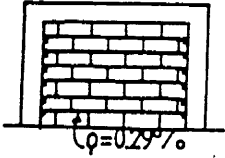
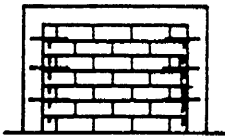
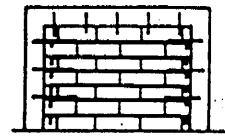
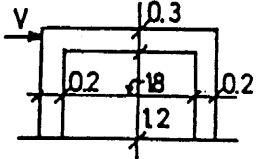


$V_2:V_1$ = απόκριση κατά τον δεύτερο κύκλο φορτίσεως, ανηγμένη στην απόκριση του πρώτου κύκλου

$\beta_{res}=V_{res}, f:V_{res}; bf$ =απομένουσα αντοχή τοιχοπληρωμένου πλαισίου για γωνιακή παραμόρφωση  $\theta=2-3\%$ , ανηγμένη στην απομένουσα αντοχή του γυμνού πλαισίου

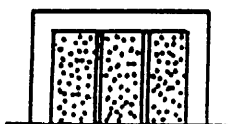
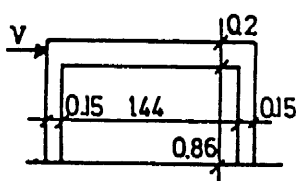
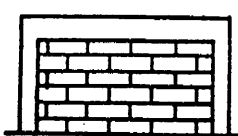
$v=N/A_c f_c$  (ανηγμένη αξονική δύναμη)

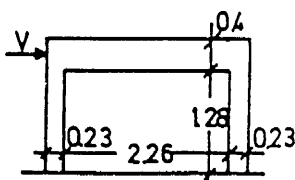
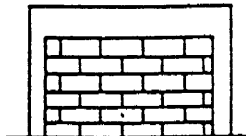
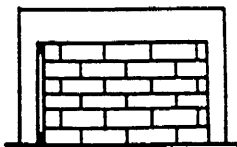
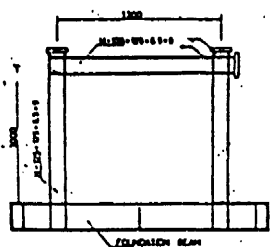
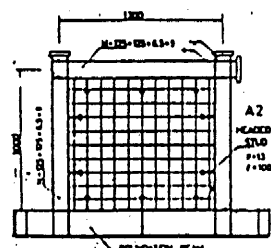
1,2,3: 1ος, 2ος, 3ος όροφος

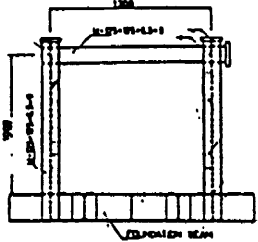
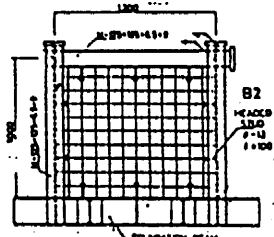
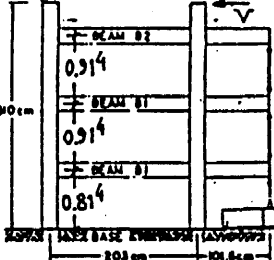
ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΑ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΜΕ- ΝΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ	$v$	$\theta_u$ (%)	$\kappa$	$v_{lin}$	$\mu_{0.85}$	$V_2:V_1$	$\beta_{res}$
<u>ZARNIC, TOMAZEVIC (1985)</u> γυμνό πλαίσιο							
	1.00	40.50	1.00	0.75	>>	0.80	
άοπλο γέμισμα							
	1.43	29.20	16.91		4.49		1.43
	1.46	22.40	20.80	0.50	2.70	0.80	1.46

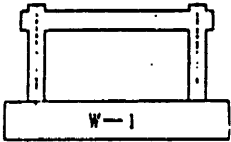
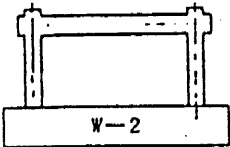
<p>οριζ. ωπλ. γέμισμα</p>  <p><math>\zeta_0=0.29\%</math></p>	1.62	25.70	30.55		4.50		1.62
	1.34	30.00	19.90	0.50	4.52	0.80	1.34
<p>οριζ. ωπλ. γέμισμα, οπλ. αγκυρ. στα υποστυλώματα</p> 	1.51	27.16	32.90		3.50		1.51
	1.62	28.38	37.20	0.50	4.21	0.80	1.62
<p>οριζ. ωπλ. γέμισμα, οπλ. αγκυρ. σε δοκούς+υπ/τα</p> 	1.31	23.65	19.10		6.44		1.31
	1.34	32.70	12.90	0.50	4.50	0.30	1.34
<p>JURINA (1976) γυμνό πλαίσιο</p> 	1.00	8.00	1.00	0.40	>>	0.75	
<p>άοπλη πλινθοπλήρωση</p> 	4.00	5.50	20.00	0.50	4.80	0.75	1.82
<p>ωπλ. πλινθοπλήρωση</p>  <p>21% 0.54%</p>	5.40	3.70	30.00	0.50	7.10	0.75	2.05

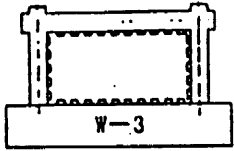
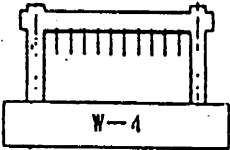
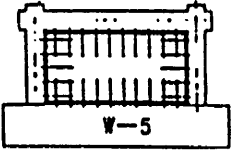
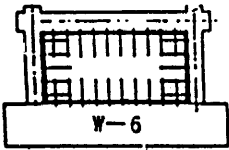
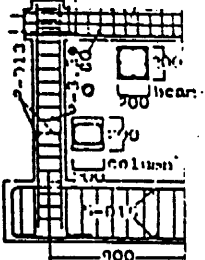
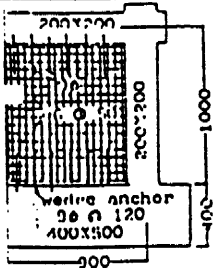


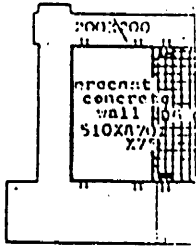
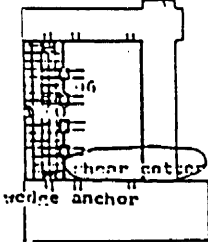
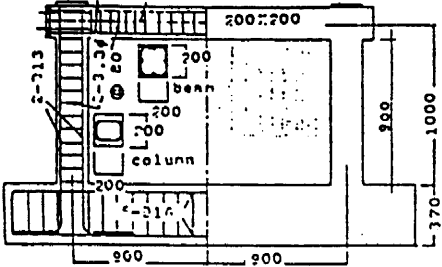
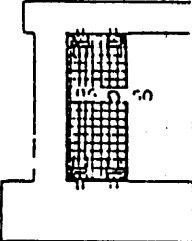
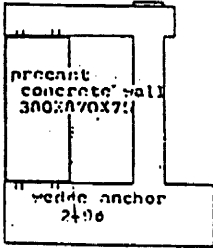
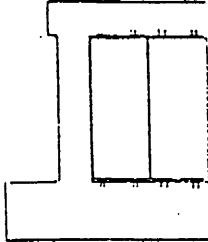
ωπλ.τοιχοπετάσματα								
		3.10	5.70	4.00	0.60	4.33	0.75	2.95
<u>ΣΤΥΛΙΑΝΙΔΗΣ (1985)</u>								
γυμνό πλαίσιο		$v=0.0$						
		1.00	12.00	1.00	0.36	>>	0.85	1.00
		$v=.14$						
		2.02	18.00	1.00	0.29	>>	0.85	1.00
$f_{mc}=12.4\text{MPa}$		$v=0.0$						
άοπλη πλινθοπλήρωση		1.92	12.00	4.80	0.50	20.70	0.85	1.52
		2.08				11.70		
		$v=.14$						
		3.44	6.00	7.62	0.60	20.70	0.85	1.52
		4.09		6.38		9.50		
$f_{mc}=2.4\text{MPa}$		$v=0.0$						
άοπλη πλινθοπλήρωση		2.25	6.00	4.90	0.57	5.70	0.85	1.33
		1.70				3.70		
		$v=.14$						
		4.04	12.00	6.26	0.47	11.40	0.85	1.49
		3.46		6.02		4.30		
άοπλη πλινθοπλήρωση κενό μεταξύ τοίχου και δοκού		$v=0.0$						
		1.64		3.81		8.00		
		1.82	3.00	3.55	0.60	6.00	0.85	1.50
		2.71		4.20				
		$v=.14$						
		2.95		3.86		6.50		
		3.57	3.00	4.00	0.45	5.00	0.85	1.56
		3.86		4.27				
<u>WEI ET AL. (1980)</u>								
γυμνό πλαίσιο		1.00		1.00				

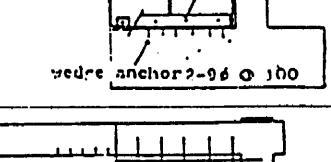
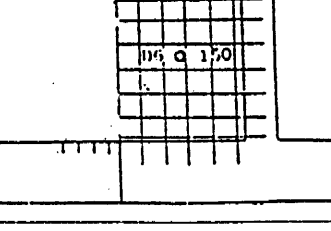
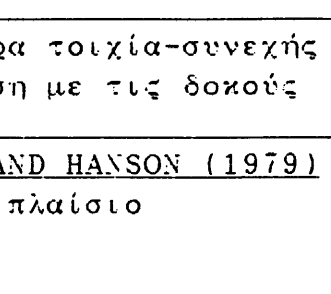
άοπλος τοίχος		2.77	11.20			0.82	
		1.44	2.40				
PARDUCCI, MEZZI (1980)							
γυμνό πλαίσιο							
		1.00	1.00	0.50		0.87	
άοπλος τοίχος							
		1.80	2.80	3.27	1.00	3.33	0.56
διάτρ. τούβλα							
πλήρη λιθοσώματα		3.00	7.00	4.50	0.60	2.82	0.40
άοπλος τοίχος (κενό μεταξύ τοίχου και δοκού)							
		2.34	30.00	3.40	0.40		0.81
MAKINO ET AL. (1980)							
		1.00	40.00				
		1.71				6.00	0.85
		1.35	13.00			6.10	0.90

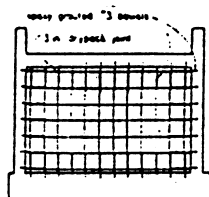
	1.00	50.00					
	2.80	12.00			4.40	0.87	
	2.66	30.00			6.40	0.78	
<u>KLINGNER, BERTERO (1976)</u>							
γυμνό πλαίσιο							
	1.00	61.00	1.00				
γεμίσματα από οπτοπλινθ.							
	5.00	30.00	5.00		2.20	0.76	4.40
	5.26	34.00			2.60	0.84	
τοιχοί από τσιμεντόλιθο							
	5.33	27.00	5.00		1.80	0.86	3.30
<u>BROKKEN, BERTERO (1981)</u>							
γυμνό πλαίσιο							
	1.00	13.20	1.00	0.40	6.00	0.90	
οπτοπλινθοδομή							
$q_1=0, q_2=q_3=0.6\%$	4.38	10.40	5.89	1.00	11.80		
	2.80	10.00	6.74	0.80	6.60	0.85	
τσιμεντόλιθοι, ελαφροσκυρ.							
$q_1=q_2=q_3=0.6\%$	5.39	11.60	6.06	1.00	3.00	0.80	
οπτοπλινθοδομή και Ω.Σ							
$q_1=q_2=q_3=0.6\%$	4.33	14.50	5.34	0.80	4.30	0.78	
τοιχοί Ω.Σ, οπτοπλινθοί							
$q_1=0, q_2=q_3=0.6\%$	5.44	13.90	5.57	1.00	2.40		

Ω.Σ., οπτόπλινθοι, Ω.Σ. $q_2 = q_3 = 0.6\%$	6.35	10.00	6.80	1.00	4.30		
οπτόπλινθοι $q_1 = 0.15\%, q_2 = q_3 = 0.6\%$	3.11	4.50	5.57	1.00	6.90		
τσιμεντόλιθοι, ελαφροσκυρ $q_1 = q_2 = q_3 = 0.6\%$	3.71	5.10	7.14	1.00	13.30	0.84	
πυλωτή, ελαφροσκυρδόδεμα $q_2 = q_3 = 0.6\%$	2.17	26.00	1.71	0.60		0.82	
Ω.Σ., ελαφροσκυρδόδεμα $q_2 = q_3 = 0.6\%$	7.36 7.94		10.23 11.69				
Ω.Σ., οπτόπλινθοι, Ω.Σ. $q_2 = 0.15\%, q_3 = 0.6\%$	5.02	10.00	4.77	1.00	3.00		
Ω.Σ., οπτόπλινθοι $q_2 = q_3 = 0.6\%$	6.03	15.90	5.03	0.80	1.80	0.83	
Ω.Σ., οπτόπλινθοι, Ω.Σ. $q_2 = q_3 = 0.6\%$	6.59	13.90	6.00	0.90	2.60		
οπτόπλινθοι $q_1 = q_2 = q_3 = 0.4\%$	4.00	6.10	4.67	0.80	6.90	0.80	
HAYASHI ET AL. (1980) γυμνό πλαίσιο							
 W-1	1.00	19.00	1.00				
μονολιθικός τοίχος Ω.Σ.							
 W-2	6.92	9.00	12.40		3.30	0.80	1.73

κλείδες σκυροδέματος							
	3.71	5.00	20.70	5.50	0.80	1.63	
διατμητικοί σύνδεσμοι + αγκίστρια διεπιφάνειας							
	4.91	5.00	17.20	3.30	0.80	1.77	
διατμητικοί σύνδεσμοι							
	4.23	7.60	12.40	2.60	0.80	1.78	
διατμητικοί σύνδεσμοι + αγκίστρια διεπιφάνειας							
	4.91	5.00	20.70	2.90	0.80	1.77	
HIGASHI ET AL. (1980)							
	1.00	16.50	1.00				
	3.40	7.30	20.70	3.05	0.73	2.50	

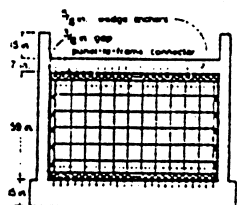
	3.10	18.90	6.20	2.70	0.81	2.10
	4.30	10.30	8.70	2.05	0.70	2.20
	1.00	19.50	1.20	2.60	0.90	
	1.30	33.50	6.40	6.70	0.86	1.20
	1.20	25.60	3.60	4.00	0.84	1.20
	3.70	7.30	22.40	3.60	0.65	1.10

	1.40	40.00	6.50	>>	0.88	1.30
	5.40	8.70	27.30	2.50		1.10
<p>YUZUGULLU (1980)</p> <p>γυμνά πλαίσια</p>	1.00	42.00	1.00			
<p>δυο τοιχία-ασυνεχής</p> <p>σύνδεση μόνον με τις</p> <p>δοκούς</p>	4.48	30.00	2.18			
<p>δυο τοιχία-ασυνεχής σύν-</p> <p>δεση με δοκούς+υπ/τα</p>	8.12	42.00	2.34			
<p>τέσσερα τοιχία-ασυνεχής</p> <p>σύνδεση με τις δοκούς</p>	6.23	32.00	2.13			
<p>τέσσερα τοιχία-συνεχής</p> <p>σύνδεση με τις δοκούς</p>	3.28	17.00	1.32			
<p>KAHN AND HANSON (1979)</p> <p>γυμνό πλαίσιο</p>	1.00	40.00	1.00			
	14.30	13.00	52.00	3.10	0.43	2.72



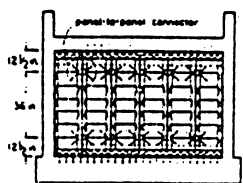
Cast-in-Place Wall  
Specimen 2

12.70	10.00	30.00	2.30	0.50	2.63
-------	-------	-------	------	------	------



Single Precast Panel Wall  
Specimen 3

10.70	13.00	29.00	2.60	0.78	8.35
-------	-------	-------	------	------	------

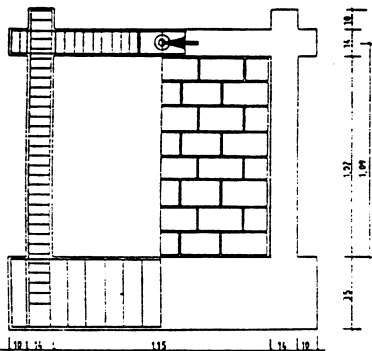


Multiple Precast Panel Wall  
Specimen 4

7.30	22.00	17.00	2.10	0.80	4.67
------	-------	-------	------	------	------

SCHMIDT (1989)

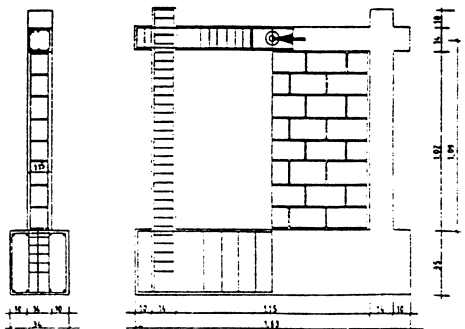
γυμνό πλαίσιο



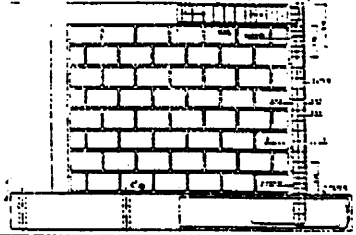
1.00	47.00	1.00	4.00		
------	-------	------	------	--	--

πλινθοδομή, αριμός  
κονιάματος μεταξύ τοίχου  
και πλαισίου

1.52	19.50	3.75	6.20		
------	-------	------	------	--	--





πλινθοδομή, αρμός μεταξύ τοιχών και πλαισίου γεμισμένος με styrofoam	1.15	34.40	1.00	4.07		
<u>GAVRILOVIC, SENDOVA (1992)</u> (για τον 2ον όροφο)						
γυμνό πλαίσιο	1.00	11.70		5.40		
τοιχοποιία πληρώσεως	2.73	5.30		4.60		
γεμίσματα Eltozol	1.48	11.00		3.00		
<u>PIRES, CARVALHO (1992)</u> γυμνό πλαίσιο						
	1.00		1.00			
<p>πλαίσιο κατασκευασμένο πριν απ' το γέμισμα</p> 						
	3.00	23.10				2.00
	2.60	22.00				2.50
	5.40	51.50				1.50
<p>πλαίσιο κατασκευασμένο μετά απ' το γέμισμα</p>						
	3.90	51.30				2.20
	4.70	67.90				2.20
	6.20	60.10				1.80

ΠΙΝΑΚΑΣ 2: ΣΤΑΤΙΣΤΙΚΗ ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΤΟΥ ΠΙΝΑΚΑ 1

		$V_0, IF: V_0, BF$		$K_0, IF: K_0, BF$		$\theta_u (\%)$		$\mu_{0.85}$		$\beta_{res}$	
		MV	CoV	MV	CoV	MV	CoV	MV	CoV	MV	CoV
NLD	WSC	3.34	0.43	15.10	0.72	11.40	1.25	5.80	0.52	3.92	0.21
	W/OSC	3.80	0.40	11.10	0.98	36.60	0.59	4.88	0.35	2.01	0.15
LD	WSC	1.44	0.10	28.00	0.14	25.50	0.45	4.66	0.27	1.44	0.10
	W/OSC	1.79	0.26	14.90	0.78	8.80	0.98	7.07	0.71	1.49	0.045
NLD	WSC	3.09	0.425	14.30	0.55	15.70	0.63	4.15	0.43	1.98	0.31
LD	WSC	7.92	0.57	8.37	0.44	26.00	0.50	3.20	0.34	2.95	0.82
NLC	WSC	5.02	0.36	23.10	0.59	6.51	1.27	2.82	0.39	1.65	0.47
LD	WSC	2.80	1.07	30.30	0.27	8.38	0.71	4.27	0.54	2.09	0.82

|1|: Τοίχοι πληρώσεως απο τούβλα ή τσιμεντόλιθους

|2|: Πληρώσεις απο Ω.Σ.

|3|: Πολλαπλά προκατασκευασμένα τοιχεία Ω.Σ.

NLD: Δέν παρατηρήθηκαν τοπικές βλάβες στα στοιχεία Ω.Σ.

LD: Παρατηρήθηκαν τοπικές βλάβες στα στοιχεία Ω.Σ.

WSC: Υπήρχαν διατμητικοί σύνδεσμοι μεταξύ του τοίχου πληρώσεως και των στοιχείων του πλαισίου

W/OSC: Δέν υπήρχαν διατμητικοί σύνδεσμοι μεταξύ τοίχου και πλαισίου

MV: Μέση τιμή

CoV: Συντελεστής μεταβλητότητας

## 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στην παρούσα έρευνα εξετάζεται η επιρροή των τοίχων πληρώσεως στην ακαμψία των πλαισίων και γενικότερα των τοιχωμάτων. Επιχειρείται μία θεωρητική (αναλυτική) διερεύνηση της συμπεριφοράς του συστήματος πλαίσιο-τοίχος πληρώσεως, το οποίο στο εξής θα ονομάζουμε σύνθετο τοίχωμα. Ο τοίχος πληρώσεως βρίσκεται σε επαφή με το πλαίσιο. Το είδος της επαφής επηρεάζει ουσιαστικά την παραμορφωσιακή και εντατική κατάσταση του συστήματος. Έχουν διατυπωθεί διάφορα προσομοιώματα εξαρτώμενα κυρίως από την ανάπτυξη μεθόδων επιλύσεως του μαθηματικού προβλήματος που περιγράφει το φυσικό σύστημα. Μία πρώτη προσέγγιση είναι η θεώρηση πλήρους συνάφειας στη διεπιφάνεια μεταξύ πλαισίου και τοίχου πληρώσεως, δηλαδή η παραδοχή πλήρους συνέχειας του πεδίου μετατοπίσεων στη διεπιφάνεια. Οι λύσεις αυτές αποτέλεσαν μία πρώτη βελτιωμένη προσέγγιση της συμπεριφοράς των σύνθετων τοιχωμάτων σε σχέση με εκείνες που αναζητούσαν την αντικατάσταση των τοίχων πληρώσεως με διαγώνιες ράβδους ισοδύναμης επιρροής στην ακαμψία. Τέτοιες λύσεις σύνθετων τοιχωμάτων έχουν προκύψει με την εφαρμογή της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων (FEM) ή της μεθόδου των Συνοριακών Στοιχείων (BEM) (Katsikadelis & Kokkinos, 1987). Οι λύσεις αυτές αποκλίνουν σημαντικά από την πραγματική συμπεριφορά του σύνθετου τοιχώματος λόγω της παραδοχής πλήρους συνάφειας στη διεπιφάνεια. Οι πραγματικές συνθήκες επαφής δεν επιτρέπουν ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων στη διεπιφάνεια, δηλαδή η πραγματική επαφή είναι μονόπλευρη (tensionless ή unilateral

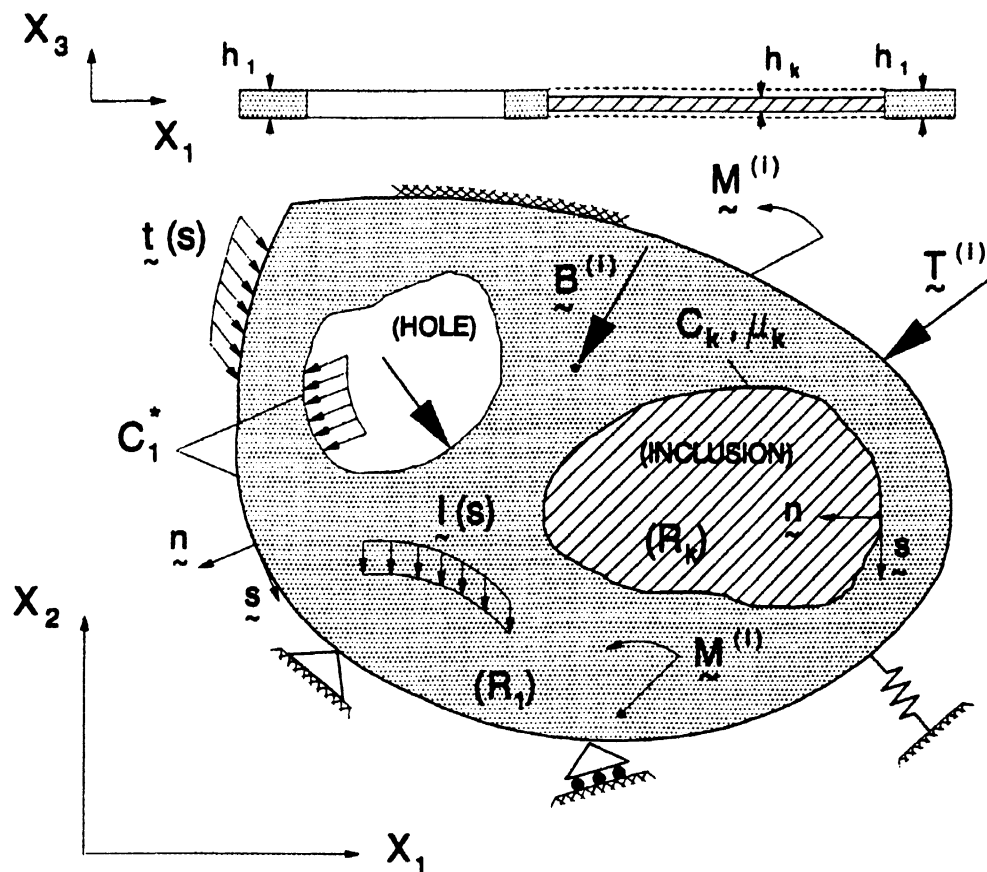
contact). Επίσης κατά την εφαπτομενική διεύθυνση πραγματοποιείται σχετική ολίσθηση του τοίχου πληρώσεως ως προς το πλαίσιο όταν οι αντίστοιχες δυνάμεις υπερβούν τις δυνάμεις τριβής. Στην παρούσα έρευνα το προτεινόμενο προσομοίωμα λαμβάνει υπόψη τις συνθήκες αυτές επαφής. Έτσι επιχειρείται μία πιο ρεαλιστική προσέγγιση της συμπεριφοράς του σύνθετου τοιχώματος. Η έρευνα αποτελείται από δύο σκέλη α) την ανάπτυξη κατάλληλης μεθόδου για την επίλυση του προβλήματος μονόπλευρης επαφής με τριβή και ολίσθηση στη διεπιφάνεια σύνθετων τοιχωμάτων και β) την εξαγωγή χρήσιμων συμπερασμάτων για την επιρροή των τοίχων πληρώσεως στην ακαμψία πλαισίων, τα οποία καταλήγουν σε προτάσεις εκτιμήσεως της ακαμψίας πλαισίων με τοίχους πληρώσεως.

Η μέθοδος ανάλυσης είναι αυτή που αναπτύχθηκε από τους Katsikadelis & Kokkinos (1993). Άλλωστε το ερευνητικό αυτό πρόγραμμα αποτέλεσε το υλικό για την εν λόγω επιστημονική δημοσίευση.

Η μέθοδος που εφαρμόζεται είναι απλή, αποτελεσματική, ακριβής, με ποικίλες δυνατότητες. Επιτρέπει την ανάπτυξη επαναληπτικής μεθόδου ταχείας συγκλίσεως για τον προσδιορισμό της τελικής παραμορφωσιακής και εντατικής κατάστασης. Η μέθοδος αναπτύσσεται με τη διατύπωση της τελικής παραμόρφωσης (total deformation formulation) και βασίζεται σε λογικά βήματα για την πρόβλεψη της επιφάνειας επαφής και της περιοχής ολίσθησης, διαχωρισμού και πλήρους συνοχής.

## 2. ΜΑΘΗΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΤΥΠΩΣΗ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ

Το σύνθετο τοίχωμα προσομοιάζεται με επίπεδο σύνθετο δίσκο αποτελούμενο από ένα μητρικό υλικό που περιβάλλει πεπερασμένο πλήθος εγκλείσματα (τοίχους πληρώσεως) διαφορετικού υλικού (Σχ.1). Οι εξισώσεις και η ανάλυση που παρουσιάζεται κατωτέρω αναφέρονται σε σύνθετο δίσκο με τυχούσα γεωμετρία μήτρας και εγκλεισμάτων.



Σχ.1. Γεωμετρία, φόρτιση και συνθήκες στηρίξεως σύνθετου τοιχώματος.

Το υλικό της μήτρας και των εγκλεισμάτων θεωρείται ομογενές, ισότροπο και γραμμικά ελαστικό. Το πάχος της μήτρας και των εγκλεισμάτων είναι μικρό σε σχέση με τις άλλες δύο διαστάσεις, έτσι ώστε να ισχύουν οι παραδοχές της επίπεδης έντασης της θεωρίας της ελαστικότητας. Στις διεπιφάνειες δεν επιτρέπεται η ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων (μονόπλευρη επαφή), δηλαδή είναι δυνατή η αποκόλληση του εγκλείσματος από τη μήτρα. Εφαπτομενικά στις διεπιφάνειες αναπτύσσεται τριβή Coulomb, η οποία μπορεί να έχει τιμή από μηδενική (ελεύθερη ολίσθηση) έως άπειρη (δεν επιτρέπεται ολίσθηση).

Κατά τη διατύπωση των εξισώσεων χρησιμοποιούνται οι παρακάτω συμβολισμοί (βλ. Σχ.1).

$R_1$  : Η διδιάστατη περιοχή του επιπέδου  $x_1x_2$  που καταλαμβάνει η μήτρα

$C_1^*$  : Το εξωτερικό σύνορο της περιοχής  $R_1$  (συμπεριλαμβάνεται και το σύνορο των οπών)

$E_1, \nu_1$  : Οι ελαστικές σταθερές της μήτρας (μέτρο ελαστικότητας και λόγος Poisson)

$h_1$  : Το πάχος της μήτρας

$R_k$  : Η διδιάστατη περιοχή του επιπέδου  $x_1x_2$  που καταλαμβάνει το έγκλεισμα  $k$  ( $k = 2, 3, \dots, K$ )

$C_k$  : Το σύνορο της περιοχής  $R_k$

$E_k, \nu_k$  : Οι ελαστικές σταθερές (μέτρο ελαστικότητας και συντελεστής Poisson του εγκλείσματος  $k$  ( $k = 2, 3, \dots, K$ ))

$h_k$  : Το πάχος του εγκλείσματος  $k$  ( $k = 2, 3, \dots, K$ )

$\bar{\nu}_k = 1 / (1 + \nu_k)$ : Ο ισοδύναμος λόγος Poisson για το πρόβλημα της επίπεδης έντασης

$G_k$  : Το μέτρο διατμήσεως του εγκλείσματος  $k$

$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2}{\partial x_2^2}$ : Ο διδιάστατος τελεστής Laplace

$C_1$  : Το σύνορο της περιοχής  $R_1$ ,

$$C_1 = C_1^* \cup C_2 \cup C_3 \cup \dots \cup C_K$$

$\mu_k$  : Ο συντελεστής τριβής Coulomb στη διεπιφάνεια επαφής μεταξύ  $k$ -εγκλείσματος και μήτρας ( $0 \leq \mu_k$ )

$K$  : Το πλήθος των περιοχών (μήτρα και εγκλείσματα)

Το μητρικό υλικό εκτός από τα εγκλείσματα μπορεί να έχει και οπές. Στην περίπτωση αυτή το σύνορο τους αντιμετωπίζεται ως εξωτερικό (Σχ.1).

Η φόρτιση του τοιχώματος εφαρμόζεται συμμετρικά ως προς το μέσο επίπεδο και αποτελείται από:

(a) Φορτία που επενεργούν στο σύνορο: κατανομημένο φορτίο

$\mathbf{t}(s)$ , συγκεντρωμένες δυνάμεις  $\mathbf{T}^{(i)}$  ( $i = 1, 2, \dots, n_1$ ) και

συγκεντρωμένες ροπές  $\mathbf{M}^{(i)}$  ( $i = 1, 2, \dots, n_2$ ).

(b) Φορτία που επενεργούν στο εσωτερικό της περιοχής

$$R^* = \bigcup_{k=1}^K R_k \text{ (μαζικές δυνάμεις):}$$

- (i) κατανεμημένες μαζικές δυνάμεις  $\mathbf{b}(\mathbf{x})$ :  $\mathbf{x}(x_1, x_2)$ ,
- (ii) δυνάμεις  $\ell(s)$  που επενεργούν κατά μήκος μιας καμπύλης  $L$ ,
- (iii) συγκεντρωμένες δυνάμεις  $\mathbf{B}^{(i)}$  ( $i = 1, 2, \dots, n_3$ ) και συγκεντρωμένες ροπές  $\mathbf{M}^{(i)}$  ( $i = 1, 2, \dots, n_4$ ).

Όσον αφορά τις συνθήκες στηρίξεως (συνοριακές συνθήκες) το σύνορο μπορεί να είναι:

- (a) Ελεύθερο.
- (b) Πακτωμένο ή υποκείμενο σε προκαθορισμένες μετατοπίσεις σ' όλο το σύνορο, σ' ένα τμήμα του ή σε διακεκριμένα σημεία.
- (c) Ελαστικά εδραζόμενο σε τμήμα του συνόρου ή σε διακεκριμένα σημεία.
- (d). Απλή στήριξη σε προκαθορισμένη διεύθυνση σε διακεκριμένα σημεία.

Με τις παραπάνω παραδοχές η αναπτυσσόμενη ένταση είναι διδιάστατη και έτσι οι τάσεις και οι μετατοπίσεις εξαρτώνται μόνο από τις συντεταγμένες  $x_1, x_2$ . Στην περίπτωση αυτή οι εξισώσεις που διέπουν το πρόβλημα είναι οι εξισώσεις ισορροπίας *Navier*, οι οποίες γράφονται:

$$\nabla^2 u_i + \frac{1}{1-2\nu_k} \frac{\partial}{\partial x_i} \left( \frac{\partial u_j}{\partial x_j} \right) + \frac{1}{G_k} b_i = 0 \quad (i, j = 1, 2) \quad (1)$$

Οι εξισώσεις (1) ισχύουν για όλες τις περιοχές  $R_k$  ( $k = 1, 2, \dots, K$ ).



Οι συνοριακές συνθήκες του προβλήματος μπορεί να γραφούν ως εξής:

$$u_i = u_i(s) \text{ στο } C_u \quad (2a)$$

$$t_i = t_i(s) \text{ στο } C_t \quad (2b)$$

όπου  $u_i(s)$  και  $t_i(s)$  είναι δεδομένες συναρτήσεις που ορίζονται στα τμήματα  $C_u$  και  $C_t$  του εξωτερικού συνόρου.  $C_u$  είναι το τμήμα του εξωτερικού συνόρου, στο οποίο οι μετακινήσεις είναι γνωστές και  $C_t$  το συμπληρωματικό του τμήμα στο οποίο δίδονται οι ολικές τάσεις (tractions), δηλαδή  $C_u \cup C_t = C_1^*$ ,  $C_u \cap C_t = \{\emptyset\}$ .

Όταν ένα τμήμα  $C_e$  του συνόρου στηρίζεται ελαστικά, οι συνοριακές συνθήκες πάνω σ' αυτό θα είναι:

$$\alpha_1(s)u_n + \beta_1(s)t_n = \gamma_1(s) \quad (3a)$$

$$\alpha_2(s)u_s + \beta_2(s)t_s = \gamma_2(s) \quad (3b)$$

όπου  $\alpha_i(s)$ ,  $\beta_i(s)$  και  $\gamma_i(s)$  είναι δεδομένες συναρτήσεις που ορίζονται πάνω στο  $C_e$  και  $u_n, t_n, u_s, t_s$  είναι οι συνιστώσες των μετατοπίσεων και των ολικών τάσεων στο σύνορο κατά την κάθετη και εφαπτομενική διεύθυνση, αντίστοιχα. Πρέπει να σημειωθεί ότι οι συνοριακές συνθήκες (3a,b) είναι οι πλέον γενικές γραμμικές

συνοριακές συνθήκες, από τις οποίες μπορεί να προκύψουν με κατάλληλο προσδιορισμό των συναρτήσεων  $\alpha_i(s)$ ,  $\beta_i(s)$  και  $\gamma_i(s)$  όλα τα είδη συνοριακών συνθηκών.

Εκτός των ανωτέρω, πρόσθετες συνοριακές συνθήκες (συνθήκες επαφής) πρέπει να ικανοποιούνται στη διεπιφάνεια  $C_k$  ( $k = 2, 3, \dots, K$ ) μεταξύ της μήτρας και του εγκλείσματος  $k$ . Οι συνοριακές αυτές συνθήκες προκύπτουν από την ακόλουθη φυσική θεώρηση, που βασίζεται στο είδος επαφής μεταξύ μήτρας και εγκλείσματος.

#### ***i) Πλήρης συνάφεια***

Οι συνιστώσες της ολικής τάσεως είναι ίσες σε μέγεθος και αντίθετες σε κατεύθυνση, ενώ οι μετατοπίσεις παραμένουν συνεχείς στην διεπιφάνεια. Οι συνθήκες αυτές διατυπώνονται μαθηματικά ως εξής:

$$u_i^{(1)} = u_i^{(k)} \quad (4a)$$

$$t_i^{(1)} + t_i^{(k)} = 0 \quad (i = 1, 2) \quad (4b)$$

#### ***(ii) Αμφίπλευρη επαφή με ολίσθηση***

Οι συνιστώσες της ολικής τάσεως είναι ίσες σε μέγεθος και αντίθετες σε κατεύθυνση. Επίσης, οι συνιστώσες της ολικής τάσεως κατά την εφαπτομενική κατεύθυνση ικανοποιούν το νόμο της τριβής του Coulomb και οι συνιστώσες της μετατοπίσεως κατά την κάθετη ως προς τη διεπιφάνεια διεύθυνση είναι ίσες, ώστε να

διατηρείται η συνέχεια προς την κατεύθυνση αυτή. Οι συνθήκες αυτές διατυπώνονται μαθηματικά ως εξής:

$$u_n^{(1)} = u_n^{(k)} \quad (5a)$$

$$t_i^{(1)} + t_i^{(k)} = 0, \quad (i = 1,2) \quad (5b)$$

$$t_s^{(1)} = \pm \mu t_n^{(1)} \quad (5c)$$

Στις ανωτέρω σχέσεις οι δείκτες  $n$  και  $s$  δηλώνουν την κάθετη και την εφαπτομενική διεύθυνση, αντιστοίχως, (Σχ.1),  $\mu$  είναι ο συντελεστής τριβής και το πρόσημο στην τρίτη σχέση επιλέγεται αντίθετο προς τη σχετική κίνηση στη διεπιφάνεια. Η περίπτωση  $\mu = 0$  αναφέρεται στην επαφή χωρίς τριβή.

### **(iii) Διαχωρισμός στη διεπιφάνεια**

Στην περίπτωση αυτή η συνέχεια χάνεται σ'ένα τμήμα της διεπιφάνειας και στα αποχωριζόμενα σύνορα δεν αναπτύσσονται τάσεις. Οι συνθήκες αυτές διατυπώνονται μαθηματικά ως εξής:

$$t_i^{(1)} = 0 \quad (6a)$$

$$t_i^{(k)} = 0 \quad (6b)$$

Η λύση του προβλήματος γίνεται με τη μέθοδο των συνοριακών ολοκληρωτικών εξισώσεων, όπως αναπτύσσεται στις εργασίες Katsikadelis & Kokkinos (1987 & 1993). Η ολοκληρωτική εξίσωση

για τα σημεία πάνω στο σύνορο  $C_k$  ( $k = 1, 2, \dots, K$ ) δίδεται από την ακόλουθη ολοκληρωτική έκφραση (βλέπε ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ):

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} u_j^{(k)}(\mathbf{x}) = & \int_{C_k} [t_i^{(k)}(\xi) U_{ij}^{(k)}(\xi, \mathbf{x}) - u_i^{(k)}(\xi) T_{ij}^{(k)}(\xi, \mathbf{x})] ds_\xi \\ & + \iint_{R_k} b_i^{(k)}(\mathbf{Z}) U_{ij}^{(k)}(\mathbf{Z}, \mathbf{x}) d\sigma_z \quad (i, j = 1, 2) \end{aligned} \quad (7)$$

όπου  $\mathbf{x}, \xi \in C_k$  και  $\mathbf{Z} \in R_k$ . Οι δείκτες στα στοιχεία  $dx$  και  $d\sigma$  δηλώνουν το σημείο που μεταβάλλεται κατά την ολοκλήρωση.  $U_{ij}(\xi, \mathbf{x})$  και  $T_{ij}(\xi, \mathbf{x})$  είναι δισημειακοί (σχετικοί) τανυστές, οι οποίοι εκφράζουν τη μετατόπιση και την τάση, αντιστοίχως, στο σημείο  $\mathbf{x}$  κατά τη διεύθυνση του άξονα  $x_i$  και οφείλεται σε μοναδιαία συγκεντρωμένη δύναμη στο σημείο  $\xi$  κατά τη διεύθυνση του άξονα  $x_j$  (βλέπε ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ).

Η σχέση (7) συνδέει τις μετατοπίσεις  $u_i$  με τις ολικές τάσεις  $t_i$  στο σύνορο  $C_k$ . Αποτελούν ολοκληρωτικές εξισώσεις οι οποίες μπορούν να λυθούν σε συνδυασμό με τις συνοριακές συνθήκες (2a,b) ή (3a,b) και τις συνθήκες επαφής (4a,b), (5a,b,c) και (6a,b) και να δώσουν τις άγνωστες συνοριακές μετατοπίσεις  $u_i$  και τις ολικές τάσεις  $t_i$ . Ακολούθως οι μετατοπίσεις και οι τάσεις στο εσωτερικό της περιοχής  $R_k$  δίδονται από τις σχέσεις

$$\begin{aligned}
u_j^{(k)}(\mathbf{X}) = & \int_{C_i} [t_i^{(k)}(\xi)U_{ij}^{(k)}(\xi, \mathbf{X}) - u_i^{(k)}(\xi)T_{ij}^{(k)}(\xi, \mathbf{X})]dx_\xi \\
& + \iint_{R_i} b_i^{(k)}(\mathbf{Z})U_{ij}^{(k)}(\mathbf{Z}, \mathbf{X})d\sigma_z \quad (i, j = 1, 2)
\end{aligned} \tag{8a}$$

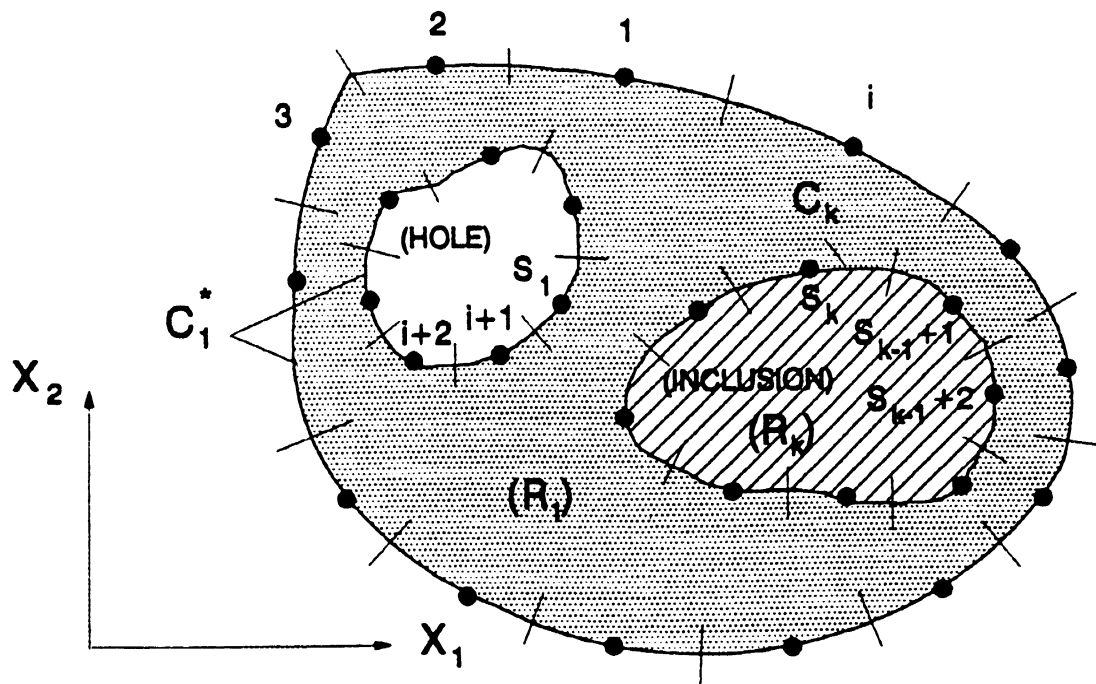
$$\begin{aligned}
\tau_{ij}(\mathbf{X}) = & \int_{C_i} \{D_{mij}^{(k)}(\xi, \mathbf{X})t_m(\xi) - S_{mij}^{(k)}(\xi, \mathbf{X})u_m(\xi)\}ds_\xi \\
& + \iint_{R_i} b_m^{(k)}(\mathbf{Z})D_{mij}^{(k)}(\mathbf{Z}, \mathbf{X})d\sigma_z \quad (i, j, m = 1, 2)
\end{aligned} \tag{8b}$$

όπου  $D_{mij}^{(k)}, S_{mij}^{(k)}$  είναι τανυστές τρίτης τάξεως (βλέπε ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ).

Διευκρινίζεται ότι τα σημεία στο εσωτερικό των περιοχών  $R_k$  δηλώνονται με κεφαλαία γράμματα (π.χ.  $\mathbf{X}, \mathbf{Z}$ ), ενώ στο σύνορο με μικρά ( $\mathbf{x}, \mathbf{z}, \xi$ ).

### 3. ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΩΝ ΕΞΙΣΩΣΕΩΝ

Αναλυτική επίλυση των ολοκληρωτικών εξισώσεων (7) δεν είναι εφικτή. Τουναντίον, η αριθμητική επίλυση είναι δυνατή με τη μέθοδο των συνοριακών στοιχείων (ΜΣΣ) (Boundary Element Method) όπως αναπτύχθηκε από τους Katsikadelis & Kokkinos (1993). Σύμφωνα με αυτή τα σύνορα  $C_1^*, C_2, \dots, C_k$  χωρίζονται σε  $N_1^*, N_2, \dots, N_k$  συνοριακά στοιχεία, αντιστοίχως (Σχ. 2).



Σχ.2. Διακριτοποίηση του συνόρου σύνθετου τοιχώματος.

Τα συνοριακά στοιχεία δεν είναι απαραίτητο να είναι ίσα. Τα στοιχεία στο εξωτερικό σύνορο αριθμούνται διαδοχικά κατά την αντιωρολογιακή φορά, ενώ στα εσωτερικά σύνορα κατά την ωρολογιακή φορά. Οι τιμές των άγνωστων συνοριακών συναρτήσεων  $u_i^{(k)}$  και  $t_i^{(k)}$  ( $i = 1, 2, \dots, K$ ) θεωρούνται σταθερές σε κάθε στοιχείο (παραδοχή κλιμακωτής συνάρτησης) και ίσες με την τιμή στο κομβικό σημείο κάθε στοιχείου. Επίσης, η γεωμετρία των στοιχείων προσεγγίζεται με παραβολικό τόξο (Katsikadelis & Sapountzakis, 1985). Τούτο επιτρέπει ακριβέστερη διατύπωση των συνθηκών επαφής.

Εάν παραστήσουμε με  $\{u\}_m$  και  $\{t\}_m$  τις συνιστώσες της μετατοπίσεως και ολικής τάσεως, αντιστοίχως, στο κομβικό σημείο  $m$  του διακριτοποιημένου συνόρου, η εξίσωση (7) γράφεται ως εξής:

$$\frac{1}{2} \{u\}_m^{(1)} = \sum_{l=1}^N [G]_m^{(1)} \{t\}_l^{(k)} - \sum_{l=1}^N [H]_m^{(1)} \{u\}_m^{(1)} + \{F\}_m^{(1)} \quad (9a)$$

$$\frac{1}{2} \{u\}_m^{(k)} = \sum_{l=S_{k-1}+1}^N [G]_{ml}^{(k)} \{t\}_l^{(k)} - \sum_{l=S_{k-1}+1}^N [H]_m^{(1)} \{u\}_l^{(k)} + \{F\}_m^{(k)} \quad (m = S_{k-1} + 1, S_{k-1} + 2, \dots, S_k. \quad k = 2, 3, \dots, K) \quad (9b)$$

στην οποία είναι  $S_1 = N_1^*$ ,  $S_2 = S_1 + N_2, \dots, S_k = S_{k-1} + N_k$  και  $S_K = N$  όπου  $N$  είναι ο συνολικός αριθμός των στοιχείων και

$$[G]_{m\ell}^{(k)} = \begin{bmatrix} \int_{\ell} U_{11}^{(k)}(\xi, \mathbf{x}) ds_{\xi} & \int_{\ell} U_{21}^{(k)}(\xi, \mathbf{x}) ds_{\xi} \\ \int_{\ell} U_{12}^{(k)}(\xi, \mathbf{x}) ds_{\xi} & \int_{\ell} U_{22}^{(k)}(\xi, \mathbf{x}) ds_{\xi} \end{bmatrix} \quad (10a)$$

$$[H]_{m\ell}^{(k)} = \begin{bmatrix} \int_{\ell} T_{11}^{(k)}(\xi, \mathbf{x}) ds_{\xi} & \int_{\ell} T_{21}^{(k)}(\xi, \mathbf{x}) ds_{\xi} \\ \int_{\ell} T_{12}^{(k)}(\xi, \mathbf{x}) ds_{\xi} & \int_{\ell} T_{22}^{(k)}(\xi, \mathbf{x}) ds_{\xi} \end{bmatrix} \quad (10b)$$

$$\{F\}_{m\ell}^{(k)} = \left\{ \begin{aligned} & \iint_{R_k} [U_{11}^{(k)}(\mathbf{Z}, \mathbf{x}) b_1^{(k)}(\mathbf{Z}) + U_{21}^{(k)}(\mathbf{Z}, \mathbf{x}) b_2^{(k)}(\mathbf{Z})] d\sigma_z \\ & \iint_{R_k} [U_{12}^{(k)}(\mathbf{Z}, \mathbf{x}) b_1^{(k)}(\mathbf{Z}) + U_{22}^{(k)}(\mathbf{Z}, \mathbf{x}) b_2^{(k)}(\mathbf{Z})] d\sigma_z \end{aligned} \right\} \quad (10c)$$

$\xi \in \ell$ -στοιχείο,  $\mathbf{x}$  το  $m$ -κομβικό σημείο και  $\mathbf{Z} \in R_k$ . Οι εξισώσεις (9a,b) αποτελούν σύστημα  $2N + 2(N - N_1^*)$  αλγεβρικών εξισώσεων με  $4N + 4(N - N_1^*)$  αγνώστους. Οι επιπλέον  $4(N - N_1^*) + 2N_1^*$  εξισώσεις, που απαιτούνται για τον προσδιορισμό των αγνώστων, προκύπτουν από τις συνοριακές συνθήκες (3a,b), (4a,b), (5a-c) και (6a,b). Ειδικώς, οι εξισώσεις (3a,b), όταν εφαρμοσθούν σ'όλα τα κομβικά σημεία του εξωτερικού συνόρου δίδουν τις παρακάτω  $2N_1^*$  αλγεβρικές εξισώσεις:

$$[\alpha]_m \{u\}_m^{(1)} + [\beta]_m \{t\}_m^{(1)} = \{\gamma\}_m \quad (11)$$

όπου τα μητρώα  $[\alpha]_m, [\beta]_m$  διαστάσεων  $2 \times 2$  και το μητρώο  $\{\gamma\}_m$  διαστάσεων  $2 \times 1$  δίδονται από τις σχέσεις



$$[\alpha]_m = \begin{bmatrix} \alpha_1^{(m)} \cos \theta_m & \alpha_1^{(m)} \sin \theta_m \\ -\alpha_2^{(m)} \sin \theta_m & \alpha_2^{(m)} \cos \theta_m \end{bmatrix}$$

$$[\beta]_m = \begin{bmatrix} \beta_1^{(m)} \cos \theta_m & \beta_1^{(m)} \sin \theta_m \\ -\beta_2^{(m)} \sin \theta_m & \beta_2^{(m)} \cos \theta_m \end{bmatrix} \quad (12)$$

$$\{\gamma\}_m = \begin{Bmatrix} \gamma_1^{(m)} \\ \gamma_2^{(m)} \end{Bmatrix}$$

στις οποίες  $\alpha_i^{(m)}, \beta_i^{(m)}, \gamma_i^{(m)}$  ( $i = 1, 2, m = 1, 2, \dots, N_1^*$ ), είναι οι τιμές των συναρτήσεων  $\alpha_i(s), \beta_i(s), \gamma_i(s)$  στο κομβικό σημείο  $m$  και  $\theta_m$  είναι η γωνία μεταξύ του άξονα  $x_1$  και του εξωτερικού κάθετου διανύσματος στο σύνορο  $C_1^*$  στο κομβικό σημείο  $m$ .

Οι υπόλοιπες  $4(N - N_1^*)$  εξισώσεις λαμβάνονται από τις συνθήκες επαφής εφαρμοζόμενες στη διεπιφάνεια μεταξύ των εγκλεισμάτων και της μήτρας [σχέσεις (4a,b), (5a-c) και (6a,b)]. Οι εξισώσεις αυτές γράφονται υπό την ακόλουθη γενική μορφή

$$[\alpha]_m \{u\}_m^{(t)} + [b]_m \{u\}_m^{(k)} = \{0\} \quad (13a)$$

$$[c]_m \{t\}_m^{(t)} + [d]_m \{u\}_m^{(k)} = \{0\} \quad (13b)$$

$$(m = S_{k-1} + 1, S_{k-1} + 2, \dots, S_k \quad k = 2, 3, \dots, K)$$

όπου τα μητρώα  $[a]_m, [b]_m, [c]_m$  και  $[d]_m$ , διαστάσεων  $2 \times 2$ , ορίζονται σύμφωνα με το είδος της επαφής στο  $m$ -στοιχείο της διεπιφάνειας μεταξύ μήτρας και  $k$ -εγκλείσματος

Κατά την παραμόρφωση του σύνθετου δίσκου, η επιφάνεια επαφής δεν είναι *a priori* γνωστή, επειδή μερικά κομβικά σημεία αποχωρίζονται, άλλα ολισθαίνουν, ενώ τα υπόλοιπα διατηρούν την πλήρη επαφή. Κατά την εξέταση του φαινομένου, ο αποχωρισμός, η ολίσθηση και η απώλεια τριβής στη διεπιφάνεια μεταξύ μήτρας και εγκλεισμάτων επιτρέπονται σύμφωνα με την ακόλουθη επαναληπτική διαδικασία.

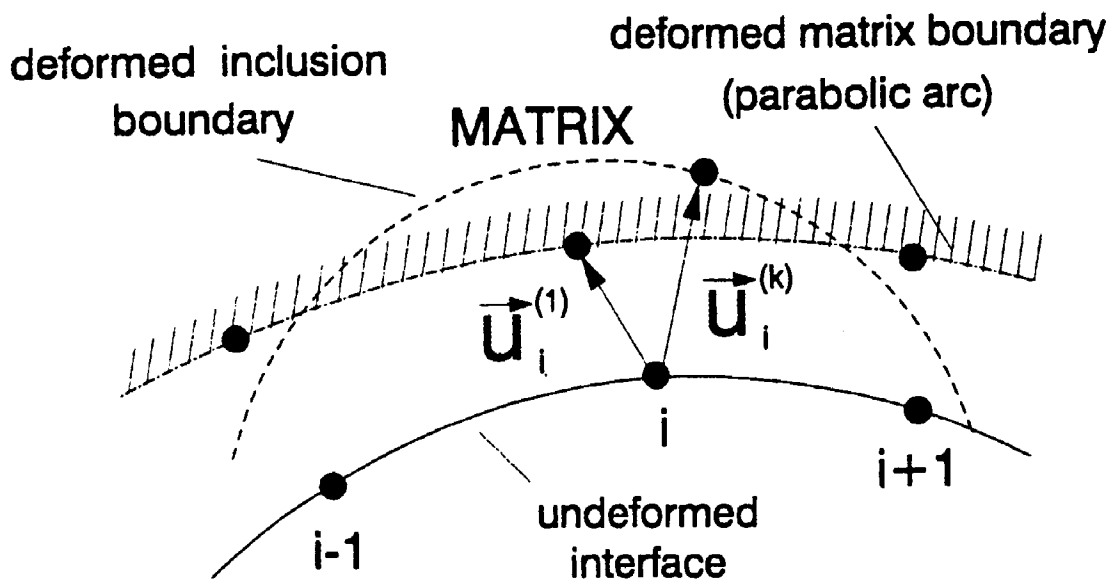
1. Η ανάλυση εκκινεί με την παραδοχή πλήρους συνάφειας (*bonding*) στη διεπιφάνεια.
2. Χρησιμοποιείται αλγόριθμος που ελέγχει τις συνθήκες επαφής και αποφασίζει εάν πρέπει να γίνουν αλλαγές σύμφωνα με τα παρακάτω βήματα.
  - (i) Οι ορθές ολικές τάσεις στην διεπιφάνεια πρέπει να είναι αρνητικές, άλλως το κομβικό σημείο παραλείπεται από την υποψήφια ζώνη επαφής και εντάσσεται στην ελεύθερη ζώνη.
  - (ii) Εάν ο λόγος της εφαπτομενικής συνιστώσας της ολικής τάσεως προς την κάθετη συνιστώσα είναι μεγαλύτερος από τον συντελεστή τριβής, τότε λαμβάνει χώρα ολίσθηση.
  - (iii) Εάν ο κόμβος βρίσκεται μέσα στη ζώνη επαφής και επιτρέπεται η ολίσθηση, η εφαπτομενική συνιστώσα της ολικής τάσεως και της μετατοπίσεως πρέπει να έχουν

αντίθετες κατευθύνσεις. Άλλως, ο κόμβος θα περιληφθεί στη ζώνη συνάφειας για την επόμενη επανάληψη.

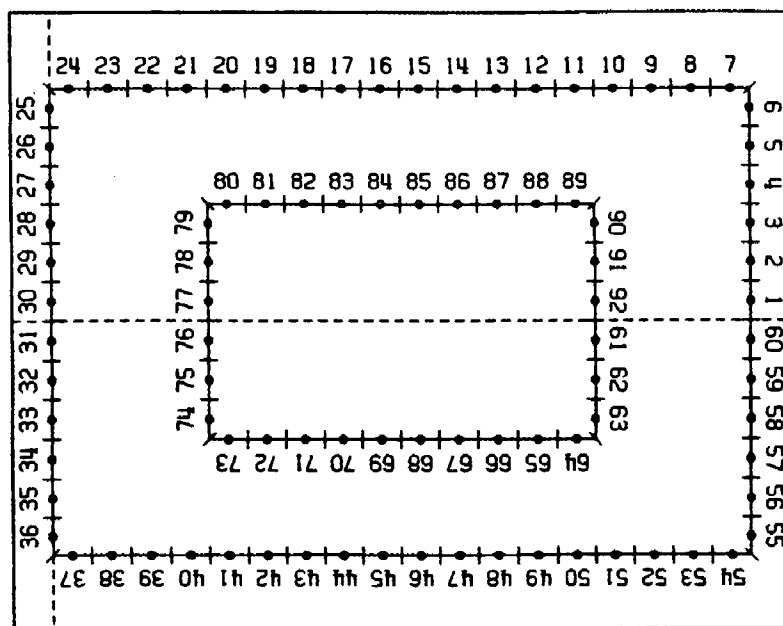
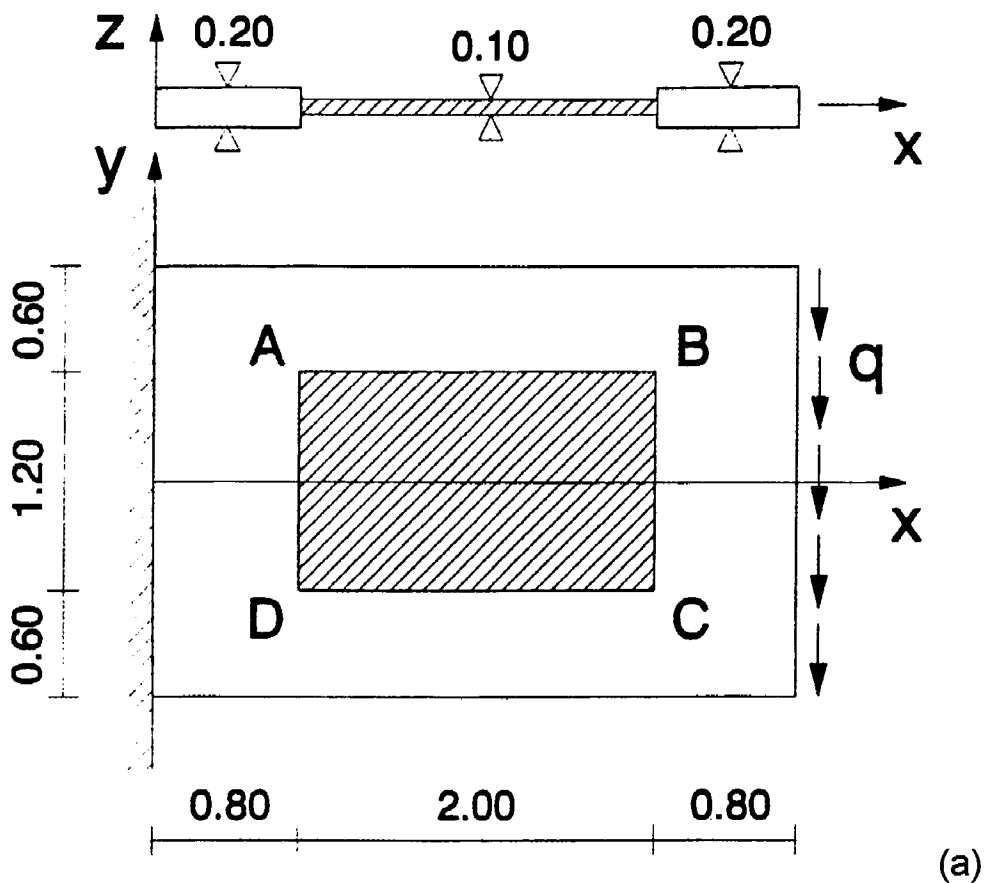
- (iv) Κόμβοι πάνω στα ελεύθερα σύνορα των εγκλεισμάτων δεν πρέπει να διεισδύουν στην περιοχή της παραμορφωμένης μήτρας (επικάλυψη υλικού). Εάν αυτό συμβεί τότε οι κόμβοι αυτοί πρέπει να επανενσωματώνονται στη ζώνη συνάφειας. Είναι άξιο μνείας ότι στην έρευνα αυτή ο έλεγχος διεισδύσεως πραγματοποιείται εξετάζοντας τη σχετική θέση των κομβικών σημείων του εγκλείσματος ως προς το παραμορφωμένο σχήμα του συνόρου της μήτρας. Επειδή το παραμορφωμένο σύνορο περιγράφεται με τα μετατοπισμένα κομβικά σημεία, το παραμορφωμένο του σχήμα προσεγγίζεται τοπικά από ένα παραβολικό τόξο που διέρχεται από το εξεταζόμενο κομβικό σημείο και τα δύο γειτονικά κομβικά σημεία (Σχ.3).

3. Εάν κατά το δεύτερο βήμα δεν παρατηρούνται ασυμβατότητες, τότε η διαδικασία έχει συγκλίνει και μία ευσταθής εικόνα παραμορφώσεως έχει επιτευχθεί.
4. Όλες οι μεταβολές του δεύτερου βήματος εισάγονται στις συνοριακές συνθήκες και το πρόβλημα λύνεται πάλι.

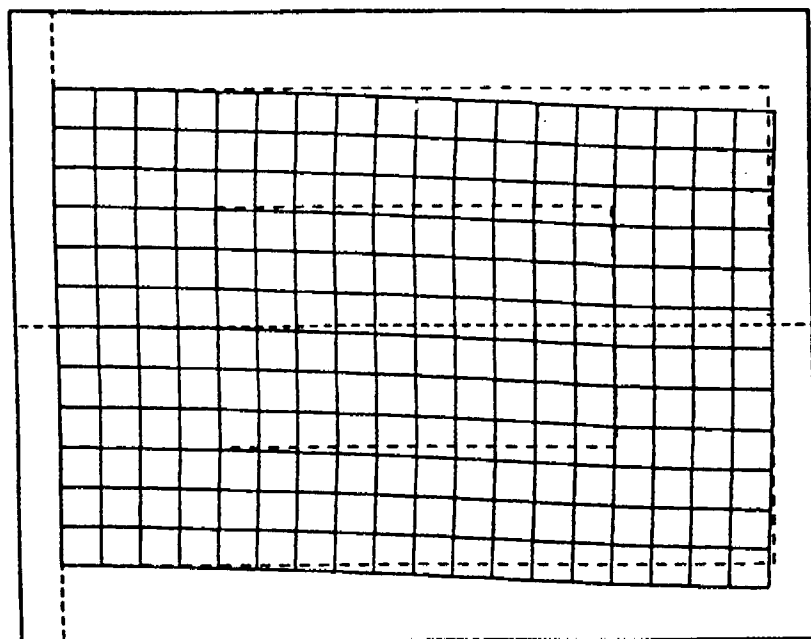
Τα βήματα 2 έως 4 επαναλαμβάνονται μέχρις ότου δεν λαμβάνει χώρα αποχωρισμός, ολίσθηση ή ασυμβίβαστες μετατοπίσεις. Ευθύς ως οι περιοχές επαφής και αποχωρισμού καθορίζονται, οι συνοριακές ποσότητες του προβλήματος είναι γνωστές και τότε οι συνιστώσες των μετατοπίσεων και των τάσεων στο εσωτερικό των ελαστικών σωμάτων υπολογίζονται από τις σχέσεις (8a,b).



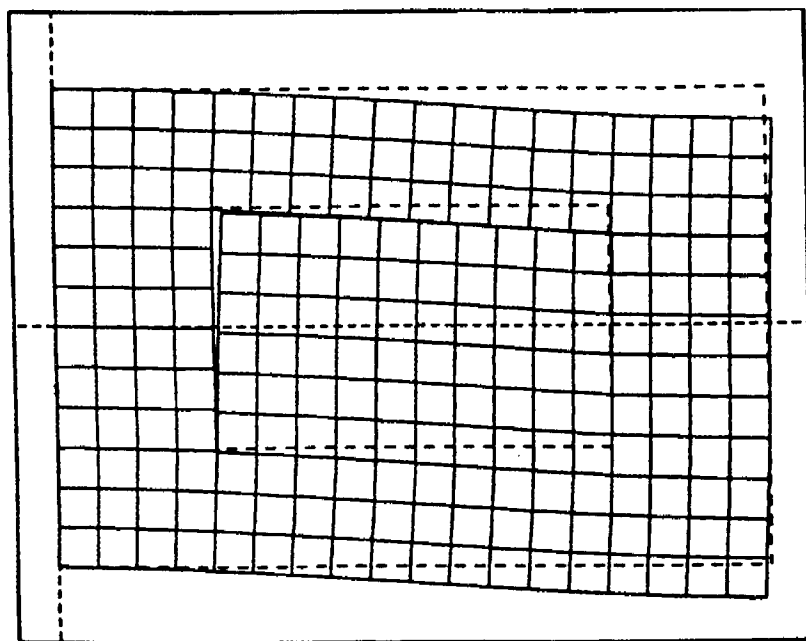
Σχ.3. Ελεύθερος κόμβος που δεισδύει στη περιοχή της παραμορφωμένης μήτρας (επικάλυψη υλικών).



Σχ.4. Φόρτιση, συνθήκες στηρίξεως και διακριτοποίηση ορθογωνικού προβόλου με ορθογωνικό έγκλεισμα (a) Φόρτιση και συνθήκη στηρίξεως (b) Διακριτοποίηση του συνόρου (92 σταθερά στοιχεία).

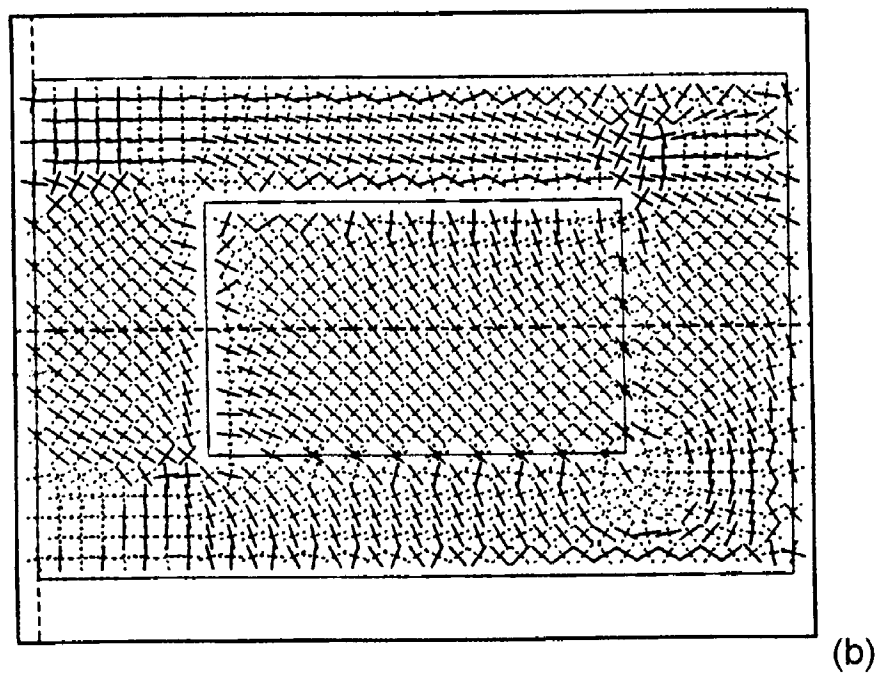
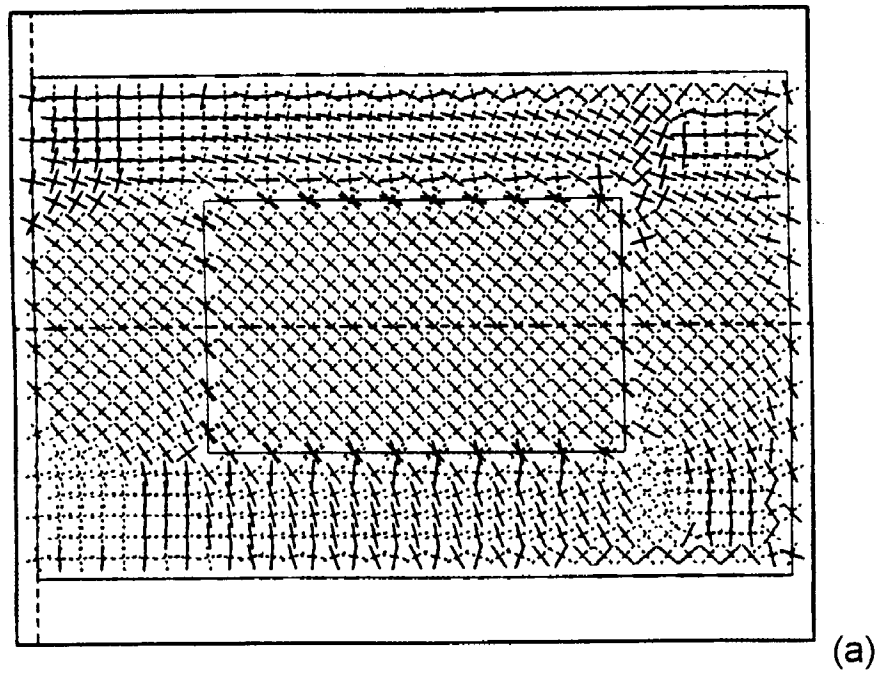


(a)

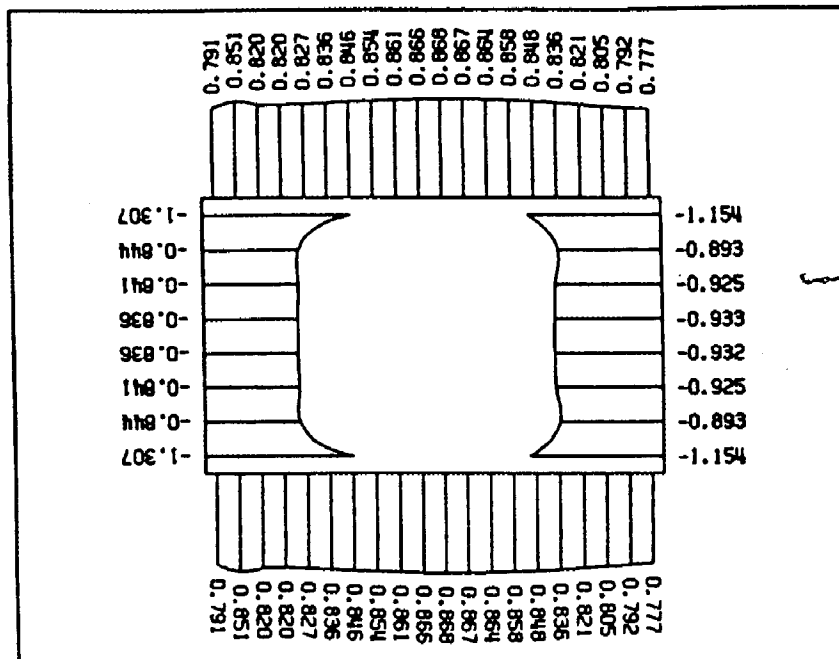


(b)

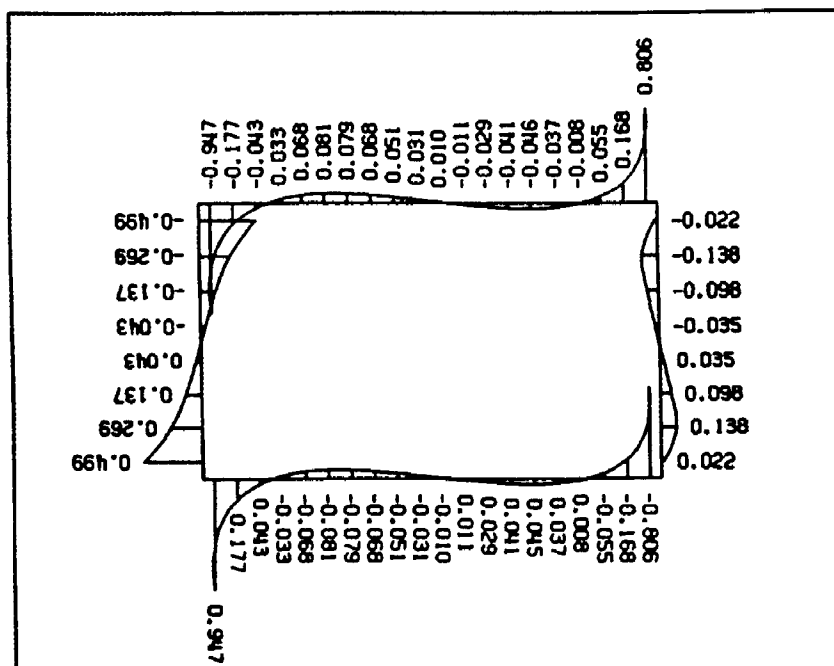
Σχ.5. Παραμορφωμένο σχήμα του σύνθετου τοιχώματος εν προβόλω (a) Πλήρης συνάφεια (b) Μονόπλευρη επαφή χωρίς ολίσθηση ( $\mu=\infty$ ).



Σχ.6. Ροή κύριων τάσεων του σύνθετου τοιχώματος εν προβόλω  
 (a) Πλήρης συνάφεια (b) Μονόπλευρη επαφή χωρίς ολίσθηση ( $\mu=\infty$ ).



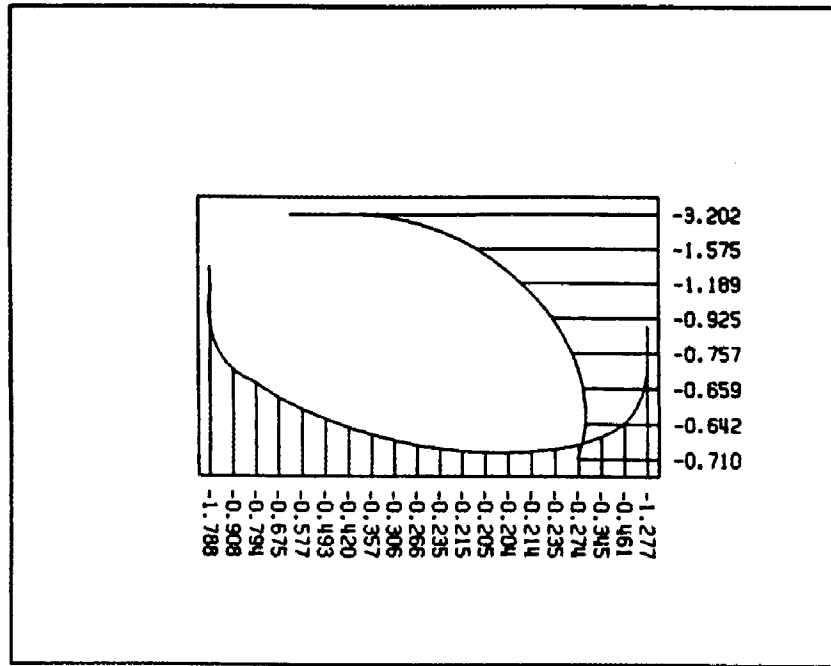
(a)



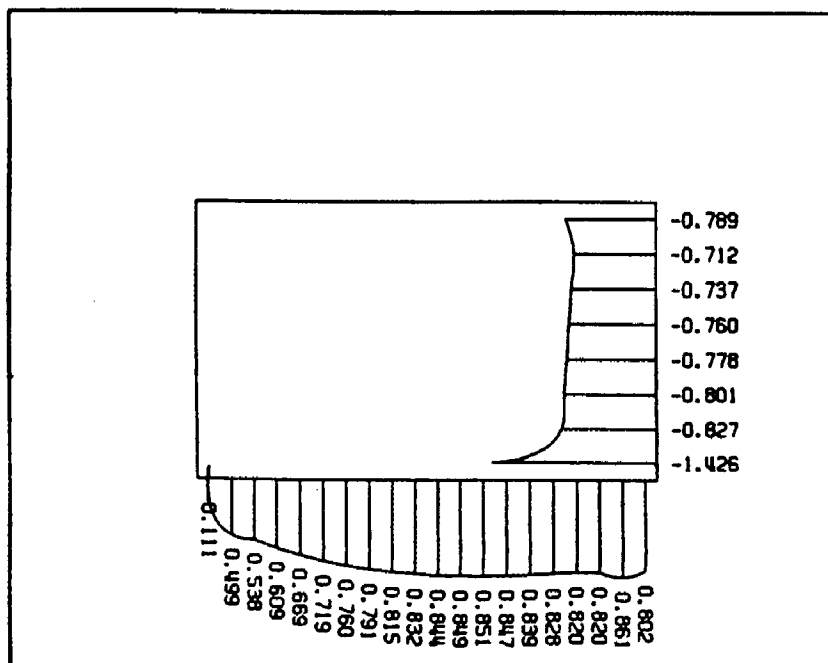
(b)

Σχ.7. Κατανομή των τάσεων ( $\tau_{ij} / q$ ) κατά μήκος της διεπιφάνειας του σύνθετου τοιχώματος εν προβόλω στην περίπτωση πλήρους συνάφειας (a) Ορθές τάσεις (b) Διατμητικές τάσεις.





(a)



(b)

Σχ.8. Κατανομή των τάσεων ( $\tau_{ij} / q$ ) κατά μήκος της διεπιφάνειας του σύνθετου τοιχώματος εν προβόλῳ για την περίπτωση μονόπλευρης επαφής χωρίς ολίσθηση (a) Ορθές τάσεις (b) Διατμητικές τάσεις.

## Παράδειγμα #2

Ως δεύτερο παράδειγμα αναλύεται η συμπεριφορά ενός πλαισίου με τοίχο πληρώσεως με σκοπό να μελετηθεί η επιρροή της γεωμετρίας, των χαρακτηριστικών των συνιστώντων υλικών και των συνθηκών επαφής στη διεπιφάνεια πάνω στην ολική ακαμψία του συστήματος πλαίσιο - τοίχος πληρώσεως. Το πλαίσιο (μήτρα) είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα πακτωμένο σ'ένα ορθογωνικό θεμέλιο BCDE (Σχ.9), το οποίο είναι σε πλήρη επαφή με τον ελαστικό ημίχωρο. Τα δεδομένα του πλαισίου είναι:

$$\text{Μέτρο ελαστικότητας } E_f = 2.1 \times 10^7 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\text{Λόγος Poisson } \nu_f = 0.20$$

Το πλαίσιο υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία  $p = 3 \times 10^3 \text{ kN} / \text{m}^2$  στις κεφαλές των στύλων (Σχ.9).

Ο τοίχος πληρώσεως έχει πλάτος  $b$  και ύψος  $h$ . Το υλικό χαρακτηρίζεται με ελαστικές σταθερές  $E_w$  και  $\nu_w = 0.075$ . Το πάχος του πλαισίου και του τοίχου πληρώσεως είναι το ίδιο  $t = 0.25\text{m}$ . Έγιναν οι παρακάτω παραμετρικές αναλύσεις:

- (i) Πλαίσιο χωρίς τοίχο πληρώσεως ( $E_w / E_f = 0$ ) (Σχ.10).
- (ii) Πλήρης συνάφεια (αμφίπλευρη επαφή) μεταξύ πλαισίου και τοίχου πληρώσεως για υλικά με  $E_w / E_f = 0.2$  (Σχ.11).
- (iii) Μονόπλευρη επαφή με τριβή για υλικά με  $E_w / E_f = 0.2$  και  $\mu = 0.60$  (Σχ.12).
- (iv) Μονόπλευρη επαφή με  $E_w / E_f = 0$  έως 1.0 με βήμα 0.1 και με συνθήκες ολισθήσεως  $\mu = 0$  (ελεύθερη ολίσθηση),

$\mu = 0.20, 0.60$  (ολίσθηση με τριβή) και  $\mu = 1 \times 10^4$  (πρακτικά εμποδιζόμενη ολίσθηση).

Από τις αναλύσεις αυτές υπολογίσθηκε η σχετική μεταφορική ακαμψία του πλαισίου  $K / K_o$  ( $K$ =η ακαμψία του πλαισίου με τον τοίχο πληρώσεως και  $K_o$ =ακαμψία πλαισίου χωρίς τον τοίχο πληρώσεως). Τα αποτελέσματα της παραμετρικής αναλύσεως παρουσιάζονται στο Σχ.13.

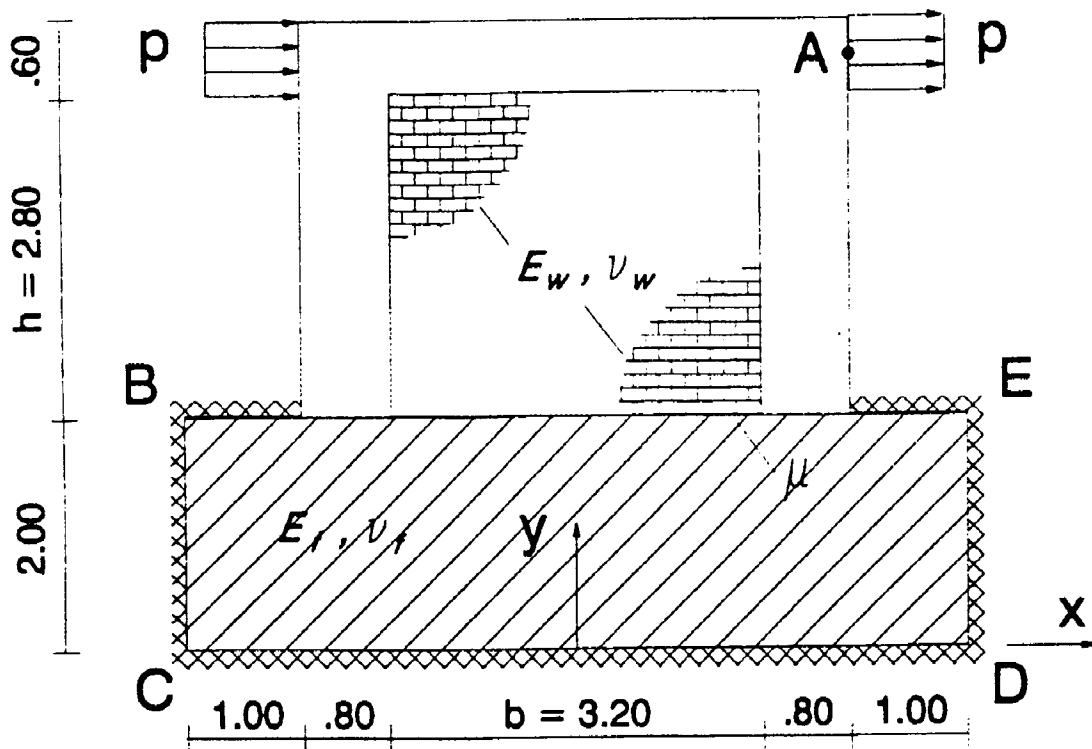
(v) Οι αναλύσεις της περιπτώσεως (iv) για διάφορες διαστάσεις του τοίχου πληρώσεως:

(a) Πλάτος  $b$  ύψος  $h$

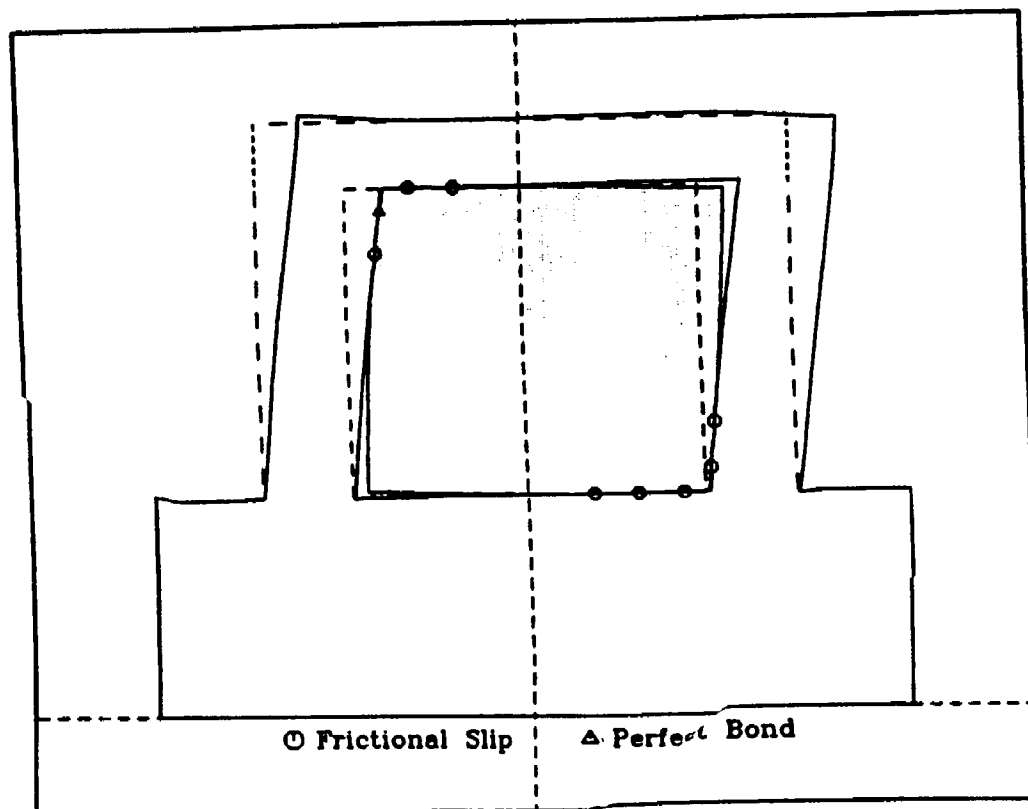
(b) Πλάτος  $b$  ύψος  $1.5h$

(c) Πλάτος  $1.5b$  ύψος  $h$

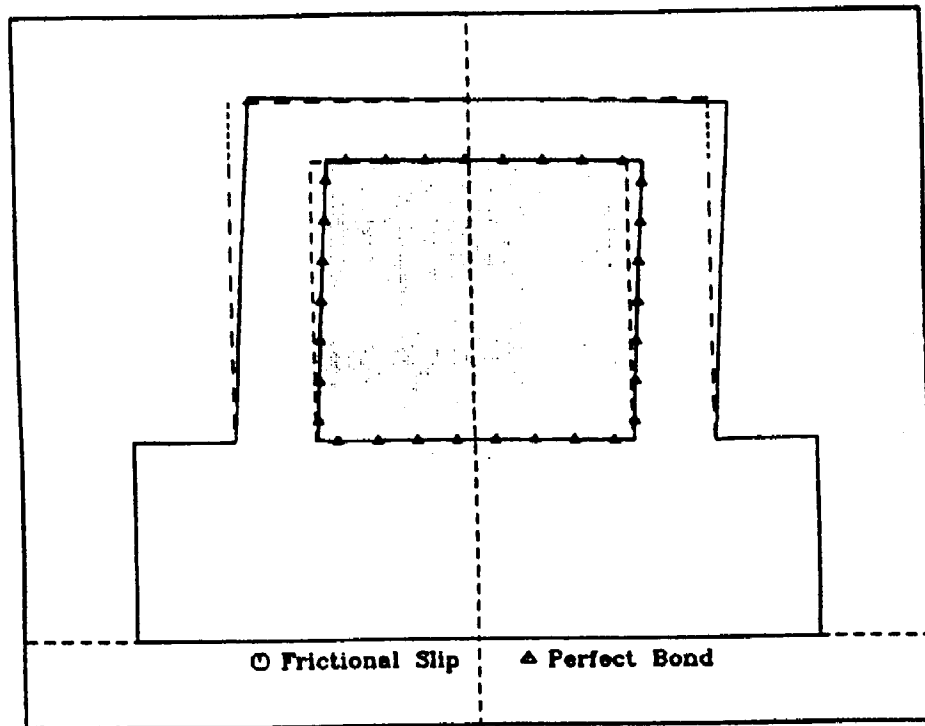
Η σχετική ακαμψία  $K / K_o$  για τις ανωτέρω περιπτώσεις φαίνονται στο Σχ.14 όπως μεταβάλλεται συναρτήσει του λόγου  $E_w / E_f$



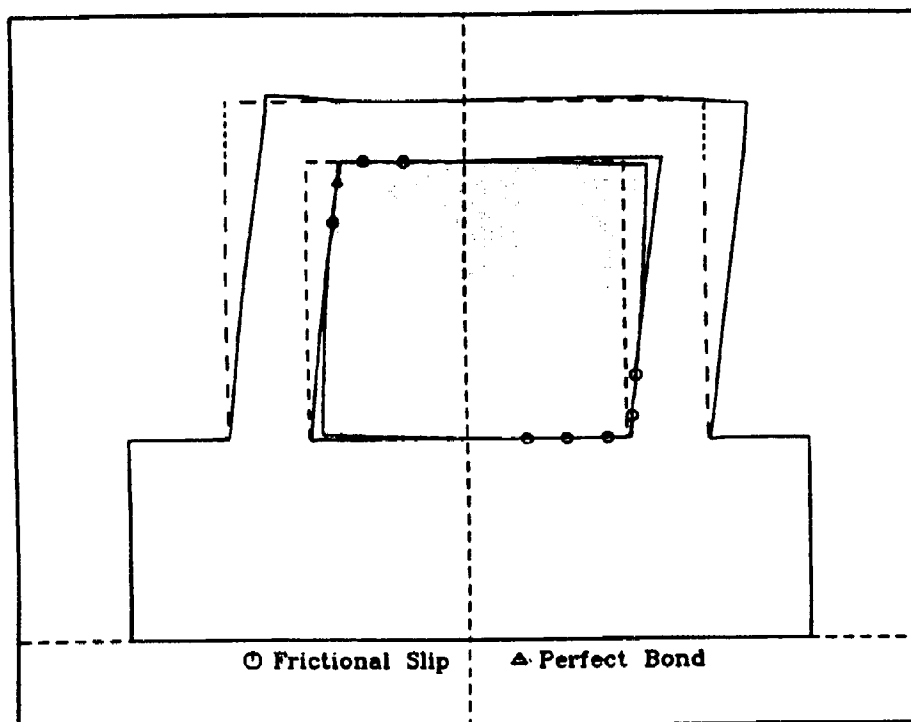
Σχ.9. Φόρτιση και παραμόρφωση δίστυλου πλαισίου με τοίχο πληρώσεως πλάτους  $b = 3.20m$  και ύψους  $h = 2.80m$   
 (α) Φόρτιση και συνθήκες στηρίξεως. Το ελαστικό θεμέλιο προσομοιάζεται από το επίπεδο ελαστικό σώμα BCDE.



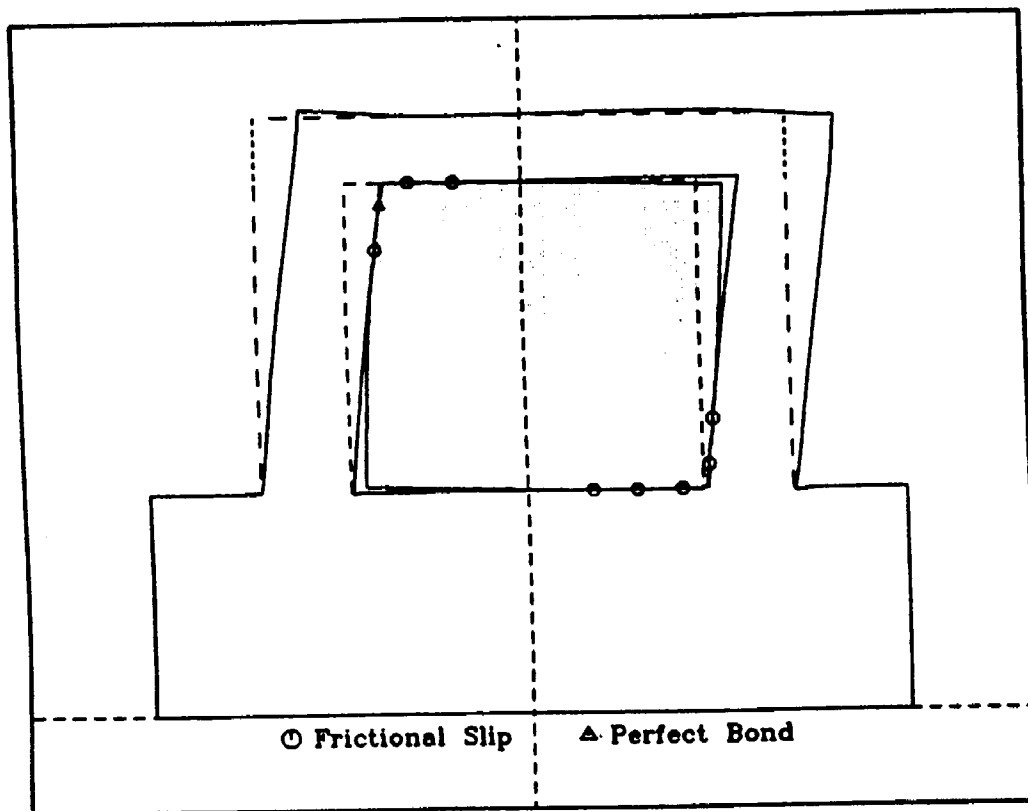
Σχ.10. Παραμορφωμένο σχήμα του πλαισίου για  $E_w / E_f = 0$ ,  $\nu_f = 0.20$  (χωρίς τοίχο πληρώσεως).



Σχ.11. Παραμορφωμένο σχήμα του πλαισίου για  $E_w / E_f = 0.20$ ,  $\nu_f = 0.20$ ,  $\nu_w = 0.075$  με πλήρη συνάφεια στη διεπιφάνεια.

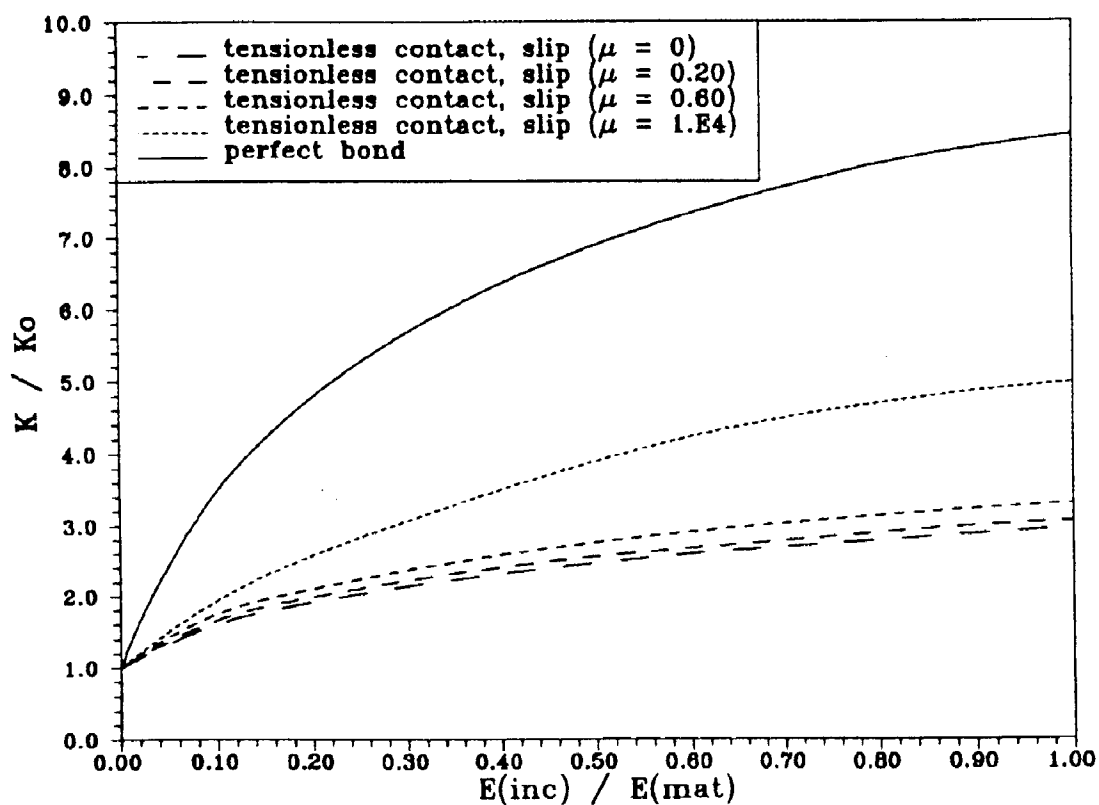


Σχ.12. Παραμορφωμένο σχήμα του πλαισίου για  
 $E_w / E_f = 0.20$ ,  $\nu_f = 0.20$ ,  $\nu_w = 0.075$  με  
 μονόπλευρη επαφή και τριβή  $\mu = 0.60$

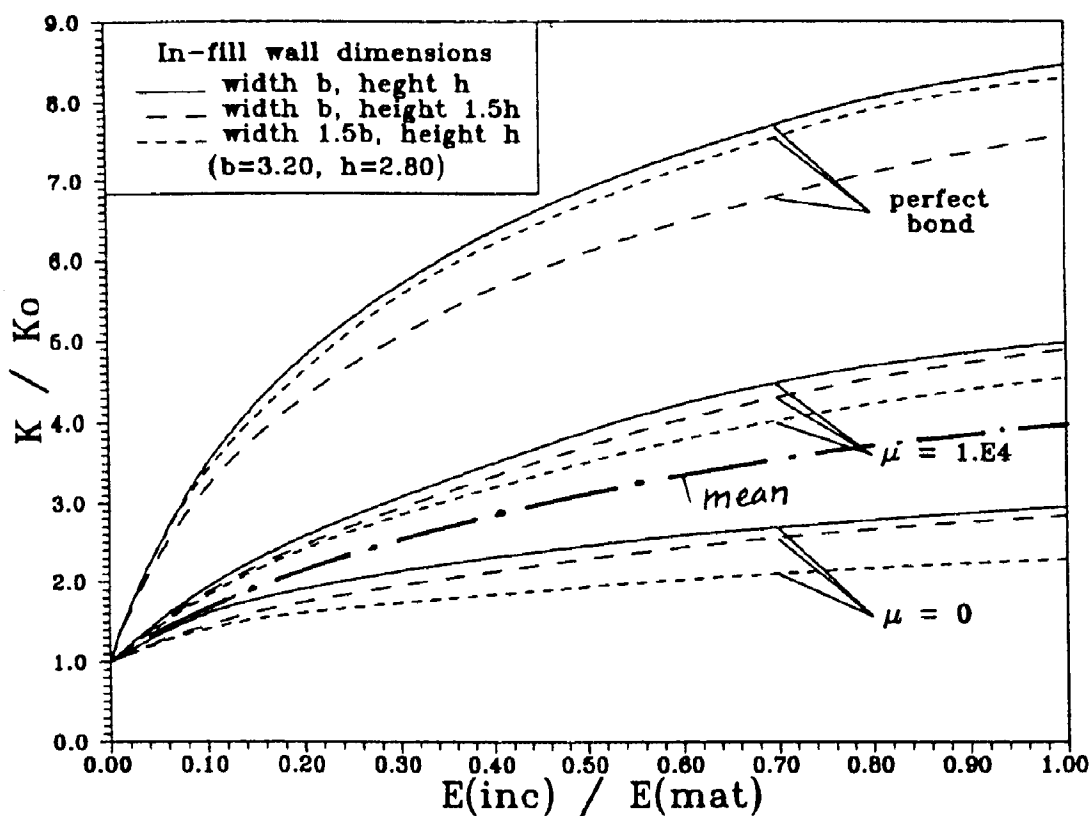


Σχ.12. Παραμορφωμένο σχήμα του πλαισίου για  
 $E_w / E_f = 0.20$ ,  $\nu_f = 0.20$ ,  $\nu_w = 0.075$  με  
 μονόπλευρη επαφή και τριβή ( $\mu = 0.60$ ) στην  
 διεπιφάνεια.





Σχ.13. Μεταβολή της πλευρικής σχετικής ακαμψίας  $K / K_o$  συναρτήσει του λόγου  $E_w / E_f$  του δίστηλου πλαισίου με τοίχο πληρώσεως (βλ. Σχ.9) για διάφορες τιμές του συντελεστού τριβής (διαστάσεις τοίχου πληρώσεως  $b \times h$ ).



Σχ.14. Μεταβολή της πλευρικής σχετικής ακαμψίας  $K / K_0$  συναρτήσει του λόγου  $E_w / E_f$  του δίστυλου πλαισίου του με τοίχο πληρώσεως (βλ. Σχ.9) για διάφορες διαστάσεις του τοίχου πληρώσεως.

## ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Από την παρούσα έρευνα μπορούμε να πούμε ότι

- Μία ρεαλιστική αντιμετώπιση των τοίχων πληρώσεως είναι η εξέταση του συστήματος πλαισίου-τοίχου πληρώσεως ως σύνθετου δίσκου με μονόπλευρη επαφή (αποχωρισμός) και ολίσθηση με τριβή στη διεπιφάνεια. Αυτό επιβάλλει η απόκλιση των αποτελεσμάτων από τη θεώρηση πλήρους συνάφειας.
- Η επίλυση του προβλήματος της μονόπλευρης επαφής και ολίσθηση με τριβή είναι εξαιρετικά δύσκολη. Η αναπτυσχθείσα μέθοδος αποδεικνύεται αποτελεσματική.
- Από τα Σχ.13 και Σχ.14 παρατηρούμε ότι η σχετική ακαμψία ελάχιστα επηρεάζεται από τη μεταβολή του συντελεστή τριβής. Πράγματι για ένα εύρος μεταβολής του  $\mu$ ,  $0 \leq \mu \leq 0.60$ , η καμπύλη της  $K / K_o$  ελάχιστα μεταβάλλεται. Συνεπώς δεν είναι απαραίτητη η γνώση της ακριβούς τιμής του  $\mu$  (πρακτικά ανέφικτο). Αρκεί να δεχθούμε ότι το  $\mu$  έχει μία ενδιάμεση τιμή, πράγμα το οποίο είναι ρεαλιστικό. Άρα μπορούμε να αντικαταστήσουμε τις καμπύλες για  $\mu = 0, 0.20, 0.60, 1.0$ , με μία μέση καμπύλη (βλ. Σχ.14).
- Από τα ίδια Σχήματα παρατηρούμε ότι η σχετική ακαμψία για τη περίπτωση μονόπλευρης επαφής με ολίσθηση τριβής είναι ένα ποσοστό της σχετικής ακαμψίας για την περίπτωση πλήρους συνάφειας (περίπου το 50%). Το ποσοστό αυτό λίγο μεταβάλλεται για ένα πραγματικό εύρος τιμών του λόγου  $E_w / E_f$ .

Η τελευταία παρατήρηση οδηγεί στην εξαγωγή του παρακάτω συμπεράσματος.

Το σύστημα πλαίσιο-τοίχος πληρώσεως μπορεί να αναλυθεί ως σύνθετο τοίχωμα θεωρώντας πλήρη συνάφεια στη διεπιφάνεια και μειώνοντας την προκύπτουσα ακαμψία στο 45-50%.

Το ανωτέρω συμπέρασμα είναι σημαντικό, διότι ο προσδιορισμός της ακαμψίας του σύνθετου τοιχώματος με πλήρη συνάφεια στη διεπιφάνεια των υλικών μπορεί να γίνει εύκολα χρησιμοποιώντας μία από τις γνωστές αριθμητικές μεθόδους (π.χ. Πεπερασμένα Στοιχεία ή Συνοριακά Στοιχεία).

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

### A. Συνοριακές ολοκληρωτικές εξισώσεις

Η λύση της εξισώσεως Navier (1) για την περιοχή  $R_k$  δίδεται από την παρακάτω ολοκληρωτική έκφραση (Banerjee & Butterfield, 1981).

$$u_j(\mathbf{X}) = \int_{C_k} [t_i(\xi)U_{ij}^{(k)}(\xi, \mathbf{X}) - u_i(\xi)T_{ij}^{(k)}(\xi, \mathbf{X})]ds_\xi + \iint_{R_k} b_i^{(k)}(\mathbf{Z})U_{ij}^{(k)}(\mathbf{Z}, \mathbf{X})d\sigma_z \quad (i, j = 1, 2) \quad (\text{A.1})$$

όπου  $\mathbf{x}(x_1, x_2)$ ,  $\mathbf{Z}(z_1, z_2) \in R_k$ ,  $\mathbf{x}(x_1, x_2)$ ,  $\xi(\xi_1, \xi_2) \in C_k$  και  $U_{ij}^{(k)}(\xi, \mathbf{X})$ ,  $T_{ij}^{(k)}(\xi, \mathbf{X})$  δισημειακοί (σχετικοί) τανυστές που εκφράζουν τη μετατόπιση, αντιστοίχως την τάση, στο σημείο  $X$  κατά τη διεύθυνση του άξονα  $x_i$  οφειλόμενη σε μοναδιαία συγκεντρωμένη δύναμη στο σημείο  $\xi$  κατά τη διεύθυνση του άξονα  $x_j$ . Είναι ουσιαστικά η λύση του προβλήματος *Kelvin* για την επίπεδη ένταση της θεωρίας της ελαστικότητας. Οι δισημειακοί αυτοί τανυστές δίδονται από τις σχέσεις

$$U_{ij}^{(k)}(\xi, \mathbf{X}) = A_1[A_2\delta_{ij} \ln r - \frac{y_i y_j}{r^2}] \quad (\text{A.2})$$

$$T_{ij}^{(k)}(\xi, \mathbf{X}) = \frac{A_3}{r^2} \{A_4[n_j y_i - n_i y_j] + (A_4\delta_{ij} + \frac{2y_i y_j}{r^2})y_m n_m\} \quad (\text{A.3})$$

όπου

$$\begin{aligned} A_1 &= -1/8\pi G_k(1-\bar{\nu}_k) & A_2 &= 3-4\bar{\nu}_k, \\ A_3 &= -1/4\pi(1-\bar{\nu}_k) & A_4 &= 1-2\bar{\nu}_k, \end{aligned} \quad (\text{A.4})$$

$$\begin{aligned} y_i &= X_i - \xi_i, \quad y_j = X_j - \xi_j, \\ r &= |\mathbf{X} - \boldsymbol{\xi}| = [(X_1 - \xi_1)^2 + (X_2 - \xi_2)^2]^{1/2} \end{aligned}$$

Οι συνοριακές ολοκληρωτικές εξισώσεις προκύπτουν όταν το  $\mathbf{X} \rightarrow \mathbf{x} \in C_k$  (Banerjee & Butterfield 1981, Rizzo 1967), οπότε λαμβάνοντας υπόψη την ασυνέχεια δυναμικού διπλού στρώματος στο σύνορο προκύπτει

$$\begin{aligned} \frac{1}{2}u_j(\mathbf{x}) &= \int_{C_i} [t_i(\boldsymbol{\xi})U_{ij}^{(k)}(\boldsymbol{\xi}, \mathbf{x}) - u_i(\boldsymbol{\xi})T_{ij}^{(k)}(\boldsymbol{\xi}, \mathbf{x})]ds_{\boldsymbol{\xi}} \\ &+ \int_{R_i} \int b_i^{(k)}(\mathbf{Z})U_{ij}^{(k)}(\mathbf{Z}, \mathbf{x})d\sigma_z \quad (i, j = 1, 2) \end{aligned} \quad (\text{A.5})$$

Οι τάσεις  $\tau_{ij}$  στο σημείο  $\mathbf{X}$  υπολογίζονται από τη σχέση

$$\begin{aligned} \tau_{ij} &= \frac{2G\bar{\nu}}{1-2\bar{\nu}}\delta_{ij}e_{kk} + 2Ge_{ij} \\ &= \frac{G\bar{\nu}}{1-2\bar{\nu}}\delta_{ij}\left(\frac{\partial u_1}{\partial x_1} + \frac{\partial u_2}{\partial x_2}\right) + G\left(\frac{\partial u_i}{\partial x_z} + \frac{\partial u_z}{\partial x_i}\right) \end{aligned} \quad (\text{A.6})$$

Εισάγοντας τις σχέσεις (Α.5) στην (Α.6) λαμβάνουμε

$$\begin{aligned} \tau_{ij}(\mathbf{X}) = & \int_{C_i} D_{mij}^{(k)}(\mathbf{X}, \xi) t_m(\xi) - S_{mij}^{(k)}(\mathbf{X}, \xi) ds_\xi \\ & + \iint_{R_i} b_m^{(k)}(\mathbf{Z}) D_{mij}^{(k)}(\mathbf{Z}, \mathbf{X}) d\sigma_z \end{aligned} \quad (\text{A.7})$$

όπου  $D_{mij}^{(k)}(\xi, \mathbf{X})$  και  $S_{mij}^{(k)}(\xi, \mathbf{X})$  είναι τανυστές τρίτης τάξεως και δίδονται από τις σχέσεις

$$D_{mij}^{(k)}(\xi, \mathbf{X}) = \frac{\alpha_1}{r} \left[ \frac{\alpha_2}{r} (\delta_{mi} y_j + \delta_{mj} y_i - \delta_{ij} y_m) + \frac{2y_i y_j y_m}{r^3} \right] \quad (\text{A.8})$$

$$\begin{aligned} S_{mij}^{(k)}(\xi, \mathbf{X}) = & \frac{\alpha_3}{r^2} \left[ \frac{n_l y_l}{r^2} \{ 2\alpha_2 \delta_{ij} y_m + 2\bar{v}_k (\delta_{im} y_j + \delta_{jm} y_i) \right. \\ & \left. - \frac{8y_i y_j y_m}{r^2} \} + n_i (2\bar{v}_k \frac{y_j y_m}{r^2} + \alpha_2 \delta_{jm}) \right. \\ & \left. + n_j (2\bar{v}_k \frac{y_i y_m}{r^2} + \alpha_2 \delta_{im}) + n_m (2\alpha_2 \frac{y_i y_j}{r^2} - \alpha_4 \delta_{ij}) \right] \\ & (i, j, m, l = 1, 2) \end{aligned} \quad (\text{A.9})$$

Στις παραπάνω σχέσεις τέθηκε

$$\alpha_1 = \frac{1}{4\pi(1 - \bar{v}_k)}, \quad \alpha_2 = 1 - 2\bar{v}_k,$$

$$\alpha_3 = \frac{1}{4\pi(1 - \bar{v}_k)(1 + \bar{v}_k)}, \quad \alpha_4 = 1 - 4\bar{v}_k,$$

$$y_i = \xi_i - X_i, \quad r = (y_1^2 + y_2^2)^{1/2}$$

$$(k = 1, 2, \dots, K)$$

## B. Αριθμητικός υπολογισμός των ολοκληρωμάτων

### α. Επικαμπύλια ολοκληρώματα

Κατά την ολοκλήρωση των πυρήνων των ολοκληρωτικών εξισώσεων εμφανίζονται επικαμπύλια ολοκληρώματα με τις παρακάτω μορφές

$$\int_l \ln r ds_\xi, \quad \int_l \frac{y_1^2}{r^2} ds_\xi, \quad \int_l \frac{y_2^2}{r^2} ds_\xi, \quad \int_l \frac{y_1 y_2}{r^2} ds_\xi$$

$$\int_l \frac{y_1 n_1 + y_2 n_2}{r^2} ds_\xi, \quad \int_l \frac{y_1^2 (y_1 n_1 + y_2 n_2)}{r^4} ds_\xi,$$

$$\int_l \frac{y_2^2 (y_1 n_1 + y_2 n_2)}{r^4} ds_\xi,$$

$$\int_l \frac{y_1 y_2 (y_1 n_1 + y_2 n_2)}{r^4} ds_\xi, \quad \int_l \frac{y_1 n_2 - y_2 n_1}{r^2} ds_\xi \quad (\text{B.1})$$

όπου

$$y_i = x_i - \xi_i (i = 1, 2) \text{ και } r = [(x_1 - \xi_1)^2 + (x_2 - \xi_2)^2]^{1/2}$$

Όταν  $r \neq 0$  τα ολοκληρώματα είναι ομαλά και μπορούν να υπολογισθούν με οποιαδήποτε από τις γνωστές τεχνικές



υπολογισμού επικαμπύλιων ολοκληρωμάτων. Όταν όμως  $r = 0$  ( $\mathbf{x} = \xi$ ) το ολοκλήρωμα είναι ιδιάζον (ανώμαλο) και υπολογίζεται με διαδικασία ορίου. Στην παρούσα έρευνα ακολουθήθηκε η τεχνική που αναπτύχθηκε από τους Katsikadelis & Armenakas (1985).

### β. Διπλά ολοκληρώματα

Στον πεδιακό όρο εμφανίζονται ολοκληρώματα της μορφής

$$\begin{aligned} \iint_{R_i} \ln r b_i^{(k)}(\mathbf{Z}) d\sigma_z, \quad \iint_{R_i} \frac{y_1^2}{r^2} b_i^{(k)}(\mathbf{Z}) d\sigma_z, \\ \iint_{R_i} \frac{y_2^2}{r^2} b_i^{(k)}(\mathbf{Z}) d\sigma_z, \quad \iint_{R_i} \frac{y_1 y_2}{r^2} b_i^{(k)}(\mathbf{Z}) d\sigma_z \end{aligned} \quad (\text{B.2})$$

όπου

$$y_i = x_i \ (i = 1, 2) \text{ και}$$

$$r = [(Z_1 - x_1)^2 + (Z_2 - x_2)^2]^{1/2}$$

Ο υπολογισμός τους εξαρτάται από το είδος της φορτίσεως στο εσωτερικό της περιοχής  $R_k$ . Διακρίνουμε τις παρακάτω περιπτώσεις

- a. Το τοίχωμα υποβάλλεται σε συγκεντρωμένη δύναμη  $\mathbf{B}$  στο σημείο  $Z_o \in R_k$ . Στην περίπτωση αυτή η κατανεμημένη μαζική δύναμη  $b_i^{(k)}(\mathbf{Z})$  παρίσταται ως εξής

$$b_i^{(k)}(\mathbf{Z}) = B_i \delta(\mathbf{Z} - \mathbf{Z}_o) \quad (\text{B.3})$$

όπου  $\delta(\mathbf{Z} - \mathbf{Z}_o)$  είναι η δ-συνάρτηση του *Dirac*. Τα ολοκληρώματα (B.2) υπολογίζονται αμέσως και είναι

$$B_i \ln r, \quad B_i \frac{y_1^2}{r^2}, \quad B_i \frac{y_2^2}{r^2}, \quad B_i \frac{y_1 y_2}{r^2} \quad (\text{B.4})$$

$$\text{όπου } r = |x_m - Z_o|, \quad y_i = (x_m)_i - (Z_o)_i$$

- b. Το τοίχωμα υποβάλλεται σε φορτίο  $\ell(s)$  κατανεμημένο πάνω σε μία καμπύλη  $L$  μέσα στο  $R_k$ . Στην περίπτωση αυτή τα ολοκληρώματα που πρέπει να υπολογισθούν είναι

$$\begin{aligned} \int_L l_i(s) \ln r ds & \quad \int_L l_i(s) \frac{y_1^2}{r^2} ds \\ \int_L l_i(s) \frac{y_2^2}{r^2} ds & \quad \int_L l_i(s) \frac{y_1 y_2}{r^2} ds, \end{aligned} \quad (\text{B.5})$$

όπου  $r = |x_m - \mathbf{Z}|$ ,  $y_i = (x_m)_i - Z_i$  ( $i = 1, 2$ ),  $\mathbf{Z} \in L$

Τα ολοκληρώματα είναι ομαλά και υπολογίζονται με μία από τις γνωστές τεχνικές.

- ς. Το τοίχωμα υποβάλλεται σε φορτίο κατανεμημένο πάνω σε μία περιοχή  $\tilde{R} \leq R_k$  με σύνορο  $\tilde{C}$ . Στην περίπτωση αυτή το διπλό ολοκλήρωμα είτε μετατρέπεται σε επικαμπύλιο πάνω στο  $\tilde{C}$  χρησιμοποιώντας την τεχνική που παρουσιάζεται στην εργασία Brebbia & Nardini (1983), είτε υπολογίζεται απευθείας (Katsikadelis & Armenakas, 1983).

## BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Banerjee P.K. and Butterfield R. (1981). *"Boundary Element Methods in Engineering Science"*. Chapt.4, McGraw-Hill, London.
- Brebbia C.A. and Nardini D. (1983). "A New Approach to Free Vibration Analysis Using Boundary Elements", *Applied Mathematics Modeling*, Vol.7, pp.157-162.
- Katsikadelis J.T. and Armenakas A.E. (1983). "Numerical Evaluation of Double Integrals with Logarithmic or Cauchy-Type Singularity", *ASME, Journal of Applied Mechanics*, Vol.105, pp.682-684.
- Katsikadelis J.T. and Armenakas A.E. (1985). "Numerical Evaluation of Line Integrals with a Logarithmic Singularity", *AIAA Journal*, Vol.23, pp.1135-1137.
- Katsikadelis J.T. and Kokkinos F.T. (1987). "Static and Dynamic Analysis of Composite Shear Walls by the Boundary Element Method", *Acta Mechanica*, Vol.68, pp.231-250.
- Katsikadelis J.T. and Kokkinos F.T. (1993). "Analysis of Composite Shear Walls with Interface Separation, Friction and Slip Using BEM", *International Journal of Solids and Structures*, Vol.30, pp.1825-1848.
- Katsikadelis J.T. and Sapountzakis E.J. (1985). "Torsion of Composite Bars by the Boundary Element Method", *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, Vol.111, pp.1197-1210.

Rizzo F.J. (1967). "An Integral Equation Approach to Boundary Value Problems of Classical Elastostatics", *Quarterly of Applied Mathematics*, Vol.25, pp.83-95.