

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

Τ.Ε.Ι. ΠΕΙΡΑΙΑ
Technological Educational Institute of Piraeus



ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

«Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυσή της »



ΕΠΙΜΕΛΕΙΑ:

ΝΤΖΕΡΟΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ

A.M. 35240

Επιβλέπων καθηγητής :

Δρ. Δημήτριος Κωτσοβός

ΑΘΗΝΑ 2013

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Οι κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος, ανεξάρτητα από το πόσο καλά σχεδιασμένες είναι, είναι πολύ πιθανό να παρουσιάσουν βλάβες κατά τη διάρκεια της ζωής τους λόγω της υποβολής τους σε εξωτερικές δράσεις ή σε συνδυασμό εξωτερικών δράσεων (π.χ. σεισμικές δράσεις, φορτίο χιονιού, ανεμοπιέσεις, διαβρωτικό περιβάλλον) οι οποίες μπορεί να είναι αρκετά μικρότερες από τα φορτία σχεδιασμού. Το γεγονός αυτό οφείλεται σε μεγάλο βαθμό στην λογική που διέπουν τους υφιστάμενους κανονισμούς [ΕΚΩΣ, ΕΑΚ, EC2, EC8] οι οποίοι βασίζονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Όλες οι βλάβες πρέπει να καταγράφονται, να διερευνώνται τα αίτια που τις προκαλούν, να αποτιμάται η επίδραση τους στην φέρουσα ικανότητα των επιμέρους δομικών στοιχείων στα οποία παρουσιάζονται καθώς και η συνολική απόκριση του εξεταζόμενου φορέα. Λαμβάνοντας υπόψη τη σοβαρότητα της βλάβης, την έκτασή της καθώς και τον τύπο του δομικού στοιχείου στο οποίο έχει προκληθεί (πχ. υποστυλώματα, δοκάρια, τοιχία, πλάκες) επιλέγεται η καλύτερη μέθοδος ενίσχυσης ή επισκευής με γνώμονα την ασφάλεια και το κόστος.

Στην παρούσα εργασία διεξάγεται αρχικά μία ανασκόπηση των κυριότερων τύπων βλαβών που παρουσιάζονται σε επιμέρους δομικά στοιχεία κατασκευών ΩΣ καθώς και των κυριότερων μεθόδων αποκατάστασής τους. Στην συνέχεια γίνεται αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και διερεύνηση της συμπεριφοράς μιας υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής ΩΣ έναντι σεισμικής δράσης κάνοντας χρήση ενός λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων (SAP-2000). Η υπό εξέταση πλαισιακή κατασκευή χτίστηκε το 1967 και άρα δεν σχεδιάστηκε σύμφωνα με τους σύγχρονους κανονισμούς σχεδιασμού [ΕΑΚ, ΕΚΩΣ]. Κατά την περίοδο εκείνη, μέχρι τις αρχές του 1981, η στατική επίλυση του φορέα για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών γινόταν βάσει απλοποιητικών παραδοχών, χωρίς να διερευνάται η μη γραμμική συμπεριφορά του φορέα προκειμένου να διασφαλιστεί η πλαστική συμπεριφορά του. Ο σχεδιασμός των κατασκευών αυτών γινόταν με διαδικασίες που βασίζονταν στην λογική των επιτρεπόμενων τάσεων και όχι της οριακής κατάστασης αστοχίας, με απουσία ικανοτικού σχεδιασμού για σεισμικές δράσεις κατά πολύ μικρότερες από αυτές που προσδιορίζονται σήμερα από τον ΝΕΑΚ.

Με βάση τα σχέδια της κατασκευής έγινε αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των επιμέρους δομικών στοιχείων ΩΣ του υπό εξέταση φορέα. Στην συνέχεια έγινε προσομοίωση του πλαισιακού φορέα (με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων) και διερευνήθηκε η συμπεριφορά/απόκριση της κατασκευής αυτής κάνοντας χρήση στατικής και δυναμικής ανάλυσης. Επίσης έγινε χρήση και push-over ανάλυσης προκειμένου να διερευνηθεί η μη γραμμική συμπεριφορά της κατασκευής υπό στατική μονοτονική δράση μέχρι την κατάρρευσή της. Από την ανάλυση προέκυψαν οι μέγιστες τιμές των εντατικών μεγεθών που αναμένεται να αναπτυχθούν στα επιμέρους δομικά στοιχεία της κατασκευής σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΑΚ-2000. Συγκρινόμενες οι τιμές αυτές με την φέρουσα

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

ικανότητα των επιμέρους δομικών στοιχείων προκύπτει ότι σε πολλές περιπτώσεις ο υφιστάμενος οπλισμός δεν επαρκεί για την ασφαλή παραλαβή των φορτίων σχεδιασμού και ότι απαιτείται ενίσχυσή του. Με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα γίνεται μελέτη ενίσχυσης του παραπάνω φορέα.

ABSTRACT

Reinforced concrete structures are likely to exhibit damages (mainly in the form of cracking) at some stage in their life when subjected to external action (such as earthquake, snow, wind, corrosive environment, etc). These damages must be recorded, their causes examined and their influence on the carrying capacity of individual structural elements and their overall structural response of the structure assessed. Depending on level of damage sustained and the danger it poses to safety and structural stability the appropriate (safe and cost-effective) rehabilitation or strengthening method is chosen.

In the present dissertation a review is initially carried out on the main types of damages observed in individual reinforced concrete structural elements on the available assessment and rehabilitation methods. The load-carrying capacity and the response of a reinforced concrete frame structure built in the 1967 are assessed for seismic action through the use of finite elements software package (SAP 2000). Due to the fact that the frame-building was constructed prior to 1980, the structural design and analysis was not carried out in accordance to the new Design Code Regulations (EAK, ΕΚΩΣ) based on the ultimate limit state but in accordance to previous codes of practice based on the permissible stress approach. As a result is observed a lack of spatial analysis and a two dimension operation of framework. In addition the dimensioning was done with procedures which are revised in our days. The old building's simulators are inaccurate and they present a lack of ductility, insufficient structural layouts and others. The seismic action for which was done the seismic study is less than that of new buildings.

Based on the building's designs, we value the carrying capacity of the individual structural elements. After that, the simulation of the construction is made with the method of finite elements and its behavior/response is examined with use of static and dynamic analysis. From the analysis are taken the higher values of the internal forces which are expected to be developed at the individual structural elements of the construction according to the conditions of EAK 2000. Comparing these values with the carrying capacity of individual structural elements we have that in a lot of cases the existing reinforcement is not sufficient for the safe receipt of charging and its repair is required. Based on the previous results a study of reinforcement was done.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

Πρόλογος

1. <u>Παθολογία κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος</u>	7
1.1 Βλάβες σε υποστυλώματα.....	7
1.2 Βλάβες σε κόμβους Δοκών-Υποστυλωμάτων.....	11
1.3 Βλάβες σε τοιχώματα.....	12
1.4 Βλάβες σε δοκούς.....	13
1.5 Βλάβες σε πλάκες.....	14
2. <u>Τρόποι αποτίμησης και ενίσχυσης των δομικών στοιχείων υφιστάμενης κατασκευής</u> ...16	
2.1 Αποτίμηση των υλικών των δομικών στοιχείων υφιστάμενης κατασκευής.....16	
2.1.1 Μέθοδοι αποτίμησης δομικών στοιχείων από σκυρόδεμα.....16	
2.1.2 Μέθοδοι αποτίμησης δομικών στοιχείων από τοιχοποιία.....17	
2.2 Ενίσχυση των δομικών στοιχείων υφιστάμενης κατασκευής.....19	
2.2.1 Ενισχύσεις υποστυλωμάτων.....19	
2.2.1.1 Ενίσχυση υποστυλωμάτων με περίσφιξη.....19	
2.2.1.2 Ενίσχυση υποστυλωμάτων με μανδύες από οπλισμένο σκυρόδεμα...21	
2.2.2 Ενισχύσεις τοιχωμάτων.....23	
2.2.2.1 Ενίσχυση τοιχωμάτων με περίσφιξη.....23	
2.2.2.2 Ενίσχυση τοιχωμάτων με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος.....23	
2.2.3 Ενισχύσεις δοκών και πλακών.....25	
2.2.3.1 Καμπτική ενίσχυση με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος.....25	
2.2.3.2 Καμπτική ενίσχυση με επικολλητά φύλλα από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή.....26	
2.2.3.3 Διατμητική ενίσχυση με εξωτερικά στοιχεία.....27	
2.2.3.4 Ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος.....27	
2.2.4 Ενισχύσεις κόμβων.....27	
2.2.4.1 Ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος.....28	
2.2.4.2 Ενίσχυση με την τεχνική των χιαστί κολάρων.....28	
2.2.4.3 Ενίσχυση με την τεχνική των επικολλητών φύλων.....28	

3.	<u>Βασικές Αρχές Ανασχεδιασμού</u>	31
3.1	Ο Ανασχεδιασμός ως ένα πολυδιάστατο πρόβλημα.....	31
3.2	Η στρατηγική των Επεμβάσεων.....	32
3.3	Ενίσχυση της κατασκευής ως σύνολου.....	33
3.4	Προσθήκη δικτυωτών συστημάτων εντός πλαισίων.....	35
3.5	Σχεδιασμός φορέων ΟΣ σύμφωνα με τους EC2 και EC8.....	36
3.5.1	Εξιδανίκευση συμπεριφοράς σκυροδέματος και χάλυβα.....	37
3.5.2	Υπολογισμός αντοχής έναντι κάμψης.....	39
3.5.3	Επιρροή της περίσφιξης στην συμπεριφορά του σκυροδέματος.....	40
3.5.4	Η επίδραση της περίσφιξης των άκρων στην πλαστιμότητα.....	41
3.5.5	Φέρουσα ικανότητα έναντι διάτμησης.....	43
4.	<u>Ενίσχυση σύνθετων υλικών με FRPS</u>	47
4.1	Γενικοί κανόνες εφαρμογής των ΙΝΟΠ.....	49
4.2	Ανθεκτικότητα.....	49
4.3	Κόστος εφαρμογής.....	50
4.4	Συντελεστές ασφαλείας συνθέτου υλικού ΙΝΟΠ.....	51
4.4.1	Μερικός συντελεστής ασφαλείας για το μέτρο ελαστικότητας γ_{Me}	51
4.4.2	Μερικός συντελεστής ασφαλείας μέγιστης παραμόρφωσης γ_{me}	53
4.4.3	Μερικός συντελεστής ασφαλείας εφελκυστικής αντοχής γ_{mf}	53
4.5	Ενίσχυση έναντι κάμψης.....	53
4.5.1	Μέγιστη παραμόρφωση των ΙΝΟΠ.....	54
4.5.2	Έλεγχος διατμητικών τάσεων στη διεπιφάνεια μεταξύ σκυροδέματος και ΙΝΟΠ.....	55
4.6	Έλεγχος αγκύρωσης.....	56
4.7	Ενίσχυση έναντι τέμνουσας.....	56
4.8	Περίσφιξη με ΙΝΟΠ.....	58
4.8.1	Ορθογωνικές διατομές.....	60
4.9	Οδηγίες εφαρμογής των ΙΝΟΠ.....	62

5.	<u>Αποτίμηση της υφιστάμενης Φέρουσας Ικανότητας της πλαίσιακής κατασκευής</u>	64
5.1	Παρουσίαση του φορέα της υφιστάμενης κατασκευής.....	64
5.2	Περιγραφή εισαγωγής δεδομένων.....	65
5.3	Επιβολή φορτίων στη φέρουσα ικανότητα.....	68
5.4	Αποτίμηση της Φέρουσας Ικανότητας των φερόντων στοιχείων της κατασκευής κατά τη διεύθυνση χ.....	75
5.5	Αποτίμηση της Φέρουσας Ικανότητας των φερόντων στοιχείων της κατασκευής κατά τη διεύθυνση ψ.....	85
6.	<u>Ανελαστική ανάλυση-push over</u>	96
6.1	Χρήση push over σε υφιστάμενα κτίρια.....	96
6.2	Εφαρμογή Push over στο υπό εξέταση κτίριο.....	99
7.	<u>Ενίσχυση των δομικών στοιχείων της υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής σε διάτμηση και κάμψη με σύνθετα υλικά (ΙΝΟΠ-FRPs)</u>	108
7.1	Ενίσχυση υποστυλώματος σε διάτμηση.....	108
7.2	Ενίσχυση υποστυλώματος σε κάμψη.....	110
7.3	Ενίσχυση δοκού σε διάτμηση.....	111
7.4	Ενίσχυση δοκού σε κάμψη.....	113
7.5	Ενίσχυση των υποστυλωμάτων με μανδύες.....	113
8.	<u>Συμπεράσματα</u>	117
	<u>Βιβλιογραφία</u>	118

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Ανάπτυξη βλαβών σε κατασκευές δεν είναι δυνατό να αποφευχθούν ακόμη και αν γίνει ο αρτιότερος σχεδιασμός και η πληρέστερη μελέτη. Η φιλοσοφία των σύγχρονων κανονισμών επιτρέπει τις βλάβες ακόμη και στο φέροντα οργανισμό της κατασκευής. Τίθεται όμως ως απαραίτητος κανόνας αυτές να είναι περιορισμένες και επιδιορθώσιμες. Δεν πρέπει να ξεχνάμε επίσης τον ανθρώπινο παράγοντα ο οποίος υπεισέρχεται στη διαδικασία της κατασκευής με μοναδικό κριτήριο τη μείωση του κόστους. Πολλές φορές παρατηρείται το φαινόμενο της μακροχρόνιας αποπεράτωσης του έργου. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα την εμφάνιση του φαινομένου του μαλακού ορόφου αλλά και τη δυσμενέστερη κατανομή των δυσκαμψιών.

Οι βλάβες που παρουσιάζονται στις κατασκευές διακρίνονται σε πέντε (5) κατηγορίες ανάλογα με το δομικό στοιχείο που βλάπτουν. Η κατάταξη τους αυτή έχει ως στόχο να βοηθήσει τον μηχανικό στην εκτίμηση της κατάστασης της υφιστάμενης κατασκευής αλλά και στον τρόπο με τον οποίο θα την ενισχύσει. Οι κατηγορίες αυτές είναι:

- Βλάβες σε Υποστυλώματα
- Βλάβες σε Κόμβους Δοκών-Υποστυλωμάτων
- Βλάβες σε Τοιχώματα
- Βλάβες σε Δοκούς
- Βλάβες σε Πλάκες

1.1 Βλάβες σε υποστυλώματα

Οι βλάβες στα υποστυλώματα είναι από τις πιο συχνές και πιο σοβαρές καθώς σε πολλές περιπτώσεις ένας μετασεισμός μπορεί να προκαλέσει μερική ή ολική κατάρρευση της κατασκευής. Οι βλάβες αυτές ανάλογα με την καταπόνηση του υποστυλώματος διακρίνονται σε καμπτικού και διατμητικού χαρακτήρα.

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

Οι βλάβες καμπτικού χαρακτήρα εμφανίζονται στα σημεία με τη μεγαλύτερη καμπτική ένταση δηλαδή στην κορυφή και τη βάση των υποστυλωμάτων. Στα σημεία με μικρότερη ένταση όπως είναι τα περιμετρικά υποστυλώματα των ανωτέρω ορόφων, η βλάβη παρουσιάζεται με τη μορφή οριζόντιας ρωγμής. Όσο μεγαλύτερο είναι το εύρος της ρωγμής τόσο μεγαλύτερη είναι και η βλάβη. Η ρωγμή έχει ως αιτία την υπέρβαση του ορίου διαρροής του χάλυβα σε εφελκυσμό, η οποία οφείλεται στην ανεπάρκεια του διαμήκους οπλισμού. Στην περίπτωση της υπέρβασης του ορίου θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος, η βλάβη εμφανίζεται ως αποφλοιώση του στην περιοχή επικάλυψης των οπλισμών. Δεν είναι ιδιαίτερα σοβαρή όταν παρατηρείται σε περιοχή εκτός του πυρήνα. Οφείλεται στην παρουσία υπεροπλισμένων στοιχείων σε πολύ μικρή απόσταση μεταξύ τους.

Μία άλλη σοβαρότερη βλάβη, ψαθυρού χαρακτήρα, είναι αυτή που οφείλεται στην ταυτόχρονη συνύπαρξη κάμψης και διάτμησης σε δομικά στοιχεία που υπόκεινται σε θλίψη μεγάλης έντασης. Προκαλεί σύνθλιψη και αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης, εμφανίζεται και στις δύο πλευρές του υποστυλώματος, οδηγεί σε βράχυνσή του και σε λυγισμό των κατακόρυφων ράβδων οπλισμού. Τα υποστυλώματα αυτά έχουν μικρότερη διατομή από αυτήν που απαιτείται και βρίσκονται κοντά σε κόμβους που συντρέχουν ισχυροί δοκοί. Το σημαντικότερο πρόβλημα που δημιουργεί η βλάβη αυτή στην κατασκευή είναι η σημαντική μείωση της δυσκαμψίας του υποστυλώματος, η οποία αποφέρει αδυναμία μεταφοράς των κατακόρυφων φορτίων. Η αδυναμία αυτή οδηγεί σε υπερφόρτωση των γειτονικών υποστυλωμάτων από ανακατανομή της έντασης, η οποία μπορεί να οδηγήσει σε κατάρρευση της κατασκευής μέσα από μία διενέργεια αλυσιδωτών αστοχιών.

Οι βλάβες διατμητικού χαρακτήρα παρουσιάζονται στις περιοχές των υποστυλωμάτων με τη μεγαλύτερη διατμητική αδυναμία. Τα υποστυλώματα αυτά έχουν μικρό λόγο διάτμησης. Τα δομικά στοιχεία που έχουν μικρότερη αντοχή στις υψηλές καμπτικές ροπές, όπως τα περιμετρικά υποστυλώματα, εμφανίζουν διαρροή του οπλισμού τους με αποτέλεσμα να έχουν μειωμένη διατμητική αντίσταση.

Όταν οι τιμές του λόγου διάτμησης είναι μικρότερες από 2.5, οι καμπτικού χαρακτήρα βλάβες εμφανίζονται τακτικά. Οι κατασκευές που έχουμε συχνότερα αυτό το φαινόμενο, είναι κατοικίες ή βιομηχανικοί χώροι με παράθυρα ή φεγγίτες εκατέρωθεν του

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

υποστυλώματος. Λόγω του ότι οι βλάβες αυτές είναι ψαθυρές θεωρούνται και πιο σημαντικές. Χαρακτηριστικό τους είναι η χαμηλή ποιότητα σκυροδέματος και η έλλειψη επάρκειας διατμητικού οπλισμού.

Ιδιαίτερη προσοχή θα πρέπει να δοθεί στις διατμητικές βλάβες όπου η αστοχία της τοιχοπλήρωσης ενός πλαισιώματος επεκτείνεται στα υποστυλώματα του πλαισίου. Αυτό συμβαίνει συνήθως σε περιπτώσεις μονόπλευρης και καλά δομημένης τοιχοπλήρωσης, σφηνωμένης περιμετρικά σε πλαίσιο με ασθενή κατακόρυφα στοιχεία.

Οι βλάβες στα υποστυλώματα και στα τοιχώματα διακρίνονται σε τέσσερις (4) κατηγορίες κάτι που είναι ιδιαίτερα χρήσιμο για την επιλογή της μεθόδου ενίσχυσης και για την λήψη μέτρων ασφαλείας. Οι κατηγορίες είναι οι εξής :

- **ΒΑΘΜΟΣ ΒΛΑΒΗΣ Α**

Περιλαμβάνει μεμονωμένες οριζόντιες ρωγμές με πλάτος 1-2 mm οι οποίες οφείλονται σε τοπικές αστοχίες όπως π.χ. αρμοί διακοπής εργασίας, ανεπαρκής αγκύρωση οπλισμών και μη ανεπάρκεια της διατομής σε κάμψη.

- **ΒΑΘΜΟΣ ΒΛΑΒΗΣ Β**

Ο συγκεκριμένος τύπος βλάβης αναφέρεται σε πλήθος πλατιών καμπτικών ροπών ή μεμονωμένων λοξών διατμητικών ρωγμών με πλάτος μικρότερο από 0,5 mm με την προϋπόθεση πως δεν παρατηρούνται εναπομένουσες μετακινήσεις.

- **ΒΑΘΜΟΣ ΒΛΑΒΗΣ C**

Σε αυτόν τον τύπο ανήκουν βλάβες όπως : χιαστί λοξές διατμητικές ρωγμές ή έντονη τοπική σύνθλιψη και αποδιοργάνωση του σκυροδέματος υπό την προϋπόθεση πως δεν παρατηρούνται σημαντικές εναπομένουσες μετακινήσεις.

- **ΒΑΘΜΟΣ ΒΛΑΒΗΣ D**

Πλήρης αποδιοργάνωση του σκυροδέματος στην περιοχή της βλάβης, λυγισμός του διαμήκους οπλισμού, διαρροή ή θραύση των συνδετήρων της περιοχής και ασυνέχεια στην περιοχή, χωρίς κατάρρευση του υποστυλώματος. Λαμβάνουμε υπόψη επίσης ότι οι εναπομένουσες μετακινήσεις είτε οριζόντιες είτε κατακόρυφες (κατά κύριο λόγο) είναι σχετικά μικρές.

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

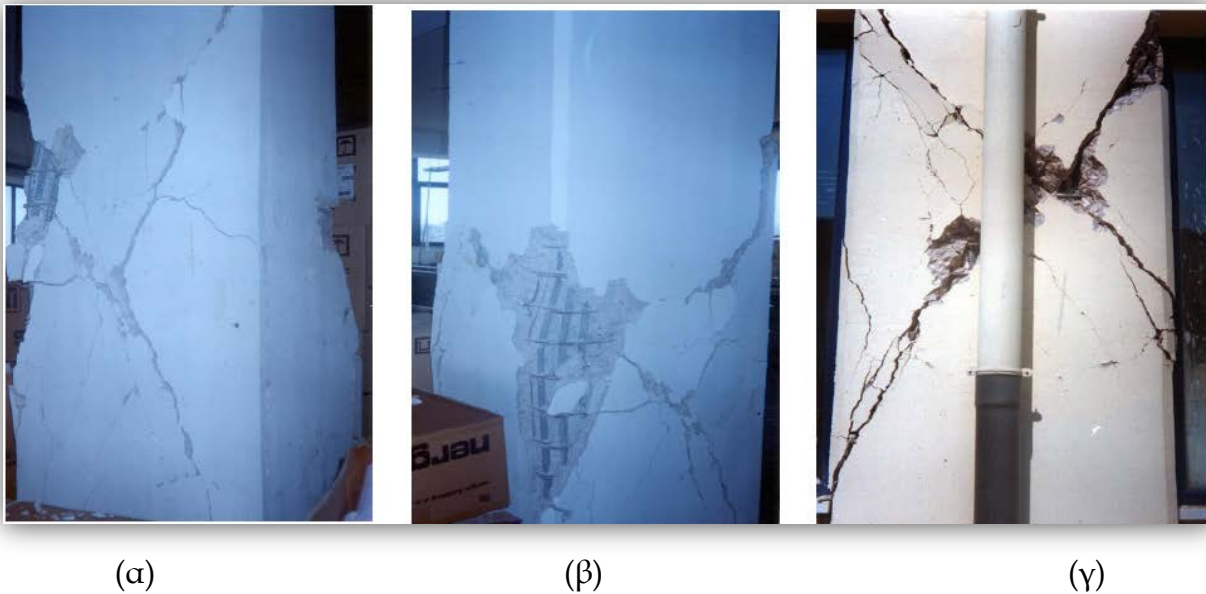
- ΒΑΘΜΟΣ ΒΛΑΒΗΣ Ε

Πλήρης κατάρρευση του υποστυλώματος

Στην εικόνα 1.1 παρατηρούμε ότι το υποστυλώμα έχει υποστεί καμπτική αστοχία. Στην εικόνα 1.2 παρατηρείται στις περιπτώσεις (α) και (β) διατμητική αστοχία κοντού υποστυλώματος ενώ στην περίπτωση (γ) χιαστί λοξές διατμητικές ρωγμές βαθμού c.



Εικόνα 1.1: Ρηγμάτωση υποστυλώματος λόγω κάμψης



(α)

(β)

(γ)

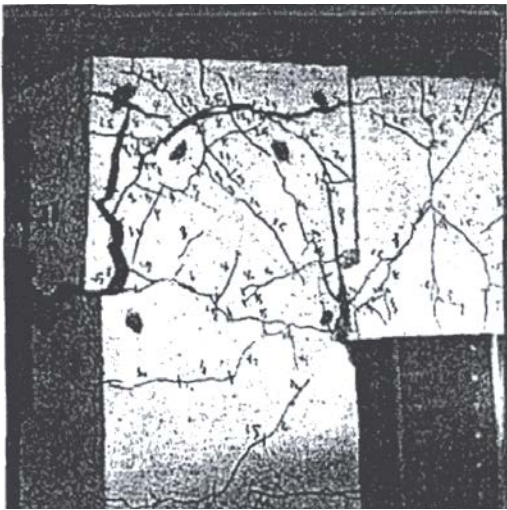
Εικόνα 1.2: (α) και (β) εικόνα έχουμε διατμητική αστοχία κοντού υποστυλώματος. Στη 1.2.γ εικόνα έχουμε χιαστί λοξές διατμητικές ρωγμές βαθμού c.

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

1.2 Βλάβες σε κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων

Οι βλάβες σε κόμβους δοκών και υποστυλωμάτων ακόμη και όταν βρίσκονται σε πρωταρχικό στάδιο, δηλαδή οι πρώτες ρηγματώσεις, πρέπει να λαμβάνονται σοβαρά υπόψη από το μηχανικό και να θεωρούνται ιδιαίτερα ανησυχητικές για την κατασκευή. Οι βλάβες αυτής της μορφής υποβαθμίζουν την ακαμψία των φερόντων στοιχείων και οδηγούν σε μη ελεγχόμενες ανακατανομές εντάσεως.

Στη εικόνα 1.3 παρατηρείται βλάβη σε ακραίο κόμβο ενώ στην εικόνα 1.4 σε μεσαίο κόμβο.



Εικόνα 1.3: Βλάβη σε ακραίο κόμβο



Εικόνα 1.4: Βλάβες σε μεσαίους κόμβους

1.3 Βλάβες σε τοιχώματα

Οι βλάβες που προκαλούνται από τον σεισμό στα τοιχία οπλισμένου σκυροδέματος είναι τριών (3) τύπων :

- Χιαστί ρήγματα διατμήσεως
- Ολίσθηση στον αρμό διακοπής εργασίας
- Βλάβες καμπτικού χαρακτήρα όπως οι οριζόντιες ρηγματώσεις με συντριβή της θλιβόμενης ζώνης.

Οι πιο συχνά εμφανιζόμενες βλάβες είναι οι ρηγματώσεις στους αρμούς σκυροδετήσεως. Αιτία της βλάβης αυτής είναι η κακή σύνδεση του παλιού με το νέο σκυρόδεμα. Για το λόγο αυτό όλοι οι σύγχρονοι κανονισμοί επιβάλλουν μία ιδιαίτερη φροντίδα στον αρμό εργασίας. Αυτή περιλαμβάνει αγκρίωμα, καθάρισμα και βρέξιμο του παλιού σκυροδέματος, έγχυση ισχυρού τσιμεντοκονιάματος και μετά σκυροδέτηση. Αναπόσπαστο κομμάτι της ένωσης παλιού και νέου σκυροδέματος είναι η τοποθέτηση οπλισμού ραφής στον αρμό διακοπής εργασίας υπό μορφή βλήστρων. Οι πολύ συχνές βλάβες αυτού του τύπου είχαν ως αποτέλεσμα τη δημιουργία αυτών των διατάξεων. Σε αυτό το σημείο θα πρέπει να διευκρινιστεί ότι οι βλάβες αυτές δεν προκαλούν κατάρρευση της κατασκευής, διότι η οριζόντια διάταξη των ρηγματώσεων δεν αφαιρεί τη δυνατότητα από το τοίχιο να μπορεί να φέρει τα κατακόρυφα φορτία. Ακόμη και από πλευράς ακαμψίας το όλο φέρον σύστημα επηρεάζεται ελάχιστα.

Οι αμέσως συχνότερες βλάβες μετά από τις ρηγματώσεις στους αρμούς είναι οι χιαστί ρωγμές. Είναι μία μορφή διατμητικής αστοχίας ψαθυρού χαρακτήρα. Λόγω του ότι οι ρωγμές είναι χιαστί, η πίεση που ασκούν τα κατακόρυφα φορτία, ωθεί τα δύο ισοσκελή τρίγωνα που δημιουργούνται εκατέρωθεν των ρωγμών, να αποκολληθούν με αποτέλεσμα να οδηγήσουν το τοίχιο σε κατάρρευση. Για το λόγο αυτό όλοι οι σύγχρονοι κανονισμοί προβλέπουν την ύπαρξη στύλου στο πέρας του κάθε τοιχίου ώστε να παραλαμβάνουν το αξονικό φορτίο μετά τη διατμητική αστοχία.

Οι καμπικού χαρακτήρα βλάβες εμφανίζονται σπανιότερα και αυτό ίσως να οφείλεται στο γεγονός ότι οι ροπές που έχουμε στα τοιχία είναι μικρότερες από αυτές που υπολογίζονται στη μελέτη. Στην εικόνα 1.5 το τοίχωμα έχει υποστεί διατμητική βλάβη.



Εικόνα 1.5: Διατμητική βλάβη τοιχώματος

1.4 Βλάβες σε δοκούς

Οι βλάβες που παρουσιάζονται στους δοκούς δεν επηρεάζουν σημαντικά την ευστάθεια του φορέα και είναι δύο ειδών: α) καμπτικές, β) διατμητικές

Οι καμπτικές βλάβες στο άνω πέλμα της δοκού, εμφανίζονται με τη μορφή εγκάρσιων ρωγμών κοντά στις στηρίξεις λόγω των σεισμικών ή μακροχρόνιων δράσεων. Στο κάτω πέλμα εμφανίζονται επίσης κοντά στις στηρίξεις αλλά τώρα οφείλονται σε διαφορετικές αιτίες. Η πρώτη αιτία είναι η καμπτική αστοχία της διατομής από διαρροή του εφελκυσμένου οπλισμού και η δεύτερη, που είναι και η συχνότερη, η ανεπαρκής αγκόρωση και η ολίσθηση του οπλισμού του κάτω πέλματος.

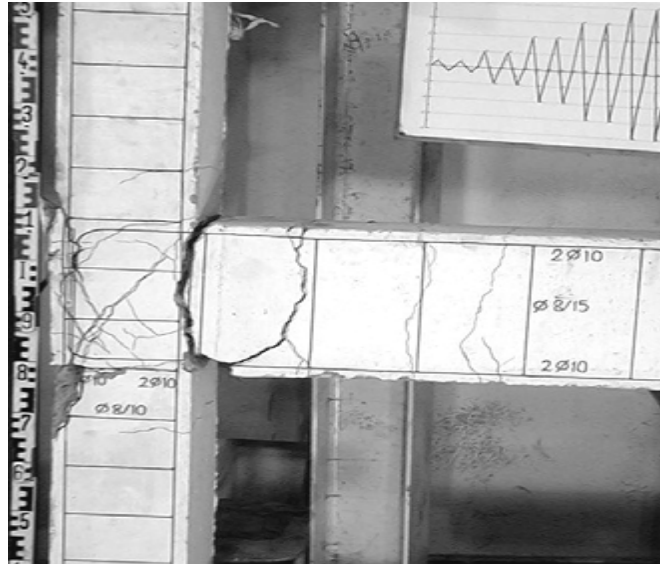
Οι διατμητικές βλάβες που είναι και σοβαρότερες εμφανίζονται μετά από ένα σοβαρό σεισμό στις περιοχές στήριξης των δοκών. Επειδή η μορφή αστοχίας αυτής της βλάβης είναι ψαθυρή, την καθιστά ανεπιθύμητη.

Ένας άλλος τύπος διατμητικής αστοχίας είναι αυτός που παρατηρείται σε περιπτώσεις εφαρμογής συγκεντρωμένων φορτίων όπως για παράδειγμα τα «φυτευτά» υποστυλώματα

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

ή δευτερεύουσες δοκοί και οφείλεται συχνά σε ανεπαρκή οπλισμό διάτμησης και ανάρτησης.(Φαρδής, 2005)

Στην εικόνα 1.7 η δοκός έχει υποστεί διατμητική βλάβη.



Εικόνα 1.7: Διατμητική βλάβη σε δοκό

1.5 Βλάβες σε πλάκες

Οι βλάβες που εμφανίζονται σε επιφανειακά δομικά στοιχεία όπως οι πλάκες, δεν είναι πρωτεύουσας σημασίας γιατί δεν επηρεάζουν την ευστάθεια του συνολικού φορέα. Επίσης λόγω του μεγάλου βαθμού υπερστατικότητας που έχουν οι ίδιες οι πλάκες δεν αντιμετωπίζουν κάποιο ιδιαίτερο πρόβλημα. Οι πιο συχνά εμφανιζόμενοι τύποι βλαβών είναι οι εξής :

- Ρήγματα παράλληλα ή κάθετα προς τους οπλισμούς σε τυχαίες θέσεις
- Ρήγματα σε κρίσιμες διατομές μεγάλων ανοιγμάτων ή μεγάλων προβόλων κάθετα προς τους κύριους οπλισμούς
- Ρήγματα σε περιοχές ανωμαλιών κατόψεως, όπως στις γωνίες μεγάλων οπών (φωταγωγοί, ανοίγματα εσωτερικών κλιμακοστασίων)

Ο πρώτος τύπος βλάβης είναι και ο συχνότερος. Οφείλεται στη διεύρυνση των τριχοειδών ρηγμάτων που υπήρχαν στο σκυρόδεμα από την καμπτική λειτουργία ή από τις

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

θερμοκρασιακές μεταβολές που εμφανίστηκαν από το σεισμό. Σπανιότερα οφείλεται σε καθιζήσεις στύλων.

Ο δεύτερος και τρίτος τύπος βλάβης προκαλείται συνήθως από την κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης.

Ο τέταρτος τύπος βλάβης είναι απόρεια της αστοχίας διατρήσεως που επιτείνεται από την καμπτική καταπόνηση λόγω σεισμού.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

2.1 Αποτίμηση των υλικών των δομικών στοιχείων υφιστάμενης κατασκευής

Οι μέθοδοι αποτίμησης των υλικών των κατασκευών από σκυρόδεμα και από τοιχοποιία διακρίνονται σε δύο κατηγορίες : α) οπτικοί και β) ενόργανοι οι οποίοι εκτελούνται είτε επί τόπου είτε στο εργαστήριο. Παρακάτω αναφέρονται όλοι οι πιθανοί έλεγχοι συγκεντρωτικά.

2.1.1 Μέθοδοι αποτίμησης δομικών στοιχείων από σκυρόδεμα

Στις κατασκευές από σκυρόδεμα οι πιθανοί έλεγχοι είναι:

A) Οπτικοί έλεγχοι

1. προσεισμικός έλεγχος
2. μετασεισμικός έλεγχος
3. με χρήση μεγεθυντικού φακού

B) Ενόργανοι έλεγχοι

Οι έλεγχοι αυτοί διακρίνονται σε επί τόπου του έργου και στους εργαστηριακούς.

Οι επί τόπου του έργου είναι οι εξής :

1. πυρηνοληψία
2. υπέρηχοι
3. κρουσίμετρο
4. εξόλκευση ήλου
5. ραδιογραφικές μέθοδοι
6. μαγνητικές μέθοδοι
7. δυναμικός χάλυβας, καμπόλες πολώσεως
8. υγρασία σκυροδέματος
9. διαπερατότητα
10. υπέρυθρη φωτογράφιση
11. ραντάρ

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

12. ενδοσκοπηση
13. δοκιμή χαραγής, δοκιμή μικροθραυσμάτων
14. μέθοδος επίπεδων γρύλων
15. μέτρηση εύρους ρωγμών
16. έλεγχος παραμορφώσεων
17. δοκιμαστικές φορτίσεις Δυναμικές-Στατικές
18. δοκιμές χάλυβα

Στο εργαστήριο είναι:

1. αντοχή σε θλίψη
2. αντοχή σε εφελκυσμό από διάρρηξη
3. προσδιορισμός φαινόμενου βάρους
4. προσδιορισμός υγρασίας δοκιμίων
5. προσδιορισμός υδατοαπορροφητικότητας
6. βαθμονόμηση εμμέσων μεθόδων: κρουσίμετρο, υπέρηχοι
7. έλεγχος μάζας δομικού στοιχείου

2.1.2 Μέθοδοι αποτίμησης δομικών στοιχείων από τοιχοποιία

A) Οπτικοί έλεγχοι

1. προσεισμικός έλεγχος
2. μετασεισμικός έλεγχος
3. με χρήση μεγεθυντικού φακού

B) Ενόργανοι έλεγχοι

Οι ενόργανοι έλεγχοι διακρίνονται σε δύο κατηγορίες στους επί τόπου του έργου και στους εργαστηριακούς

Οι επί τόπου του έργου είναι:

1. πυρηνοληψία
2. υπέρηχοι
3. κρουσίμετρο

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

4. κρουστικές μέθοδοι
5. ραδιογραφικές μέθοδοι
6. υπέρυθη φωτογράφιση
7. ραντάρ
8. ενδοσκόπηση
9. δοκιμή χαραγής
10. μέθοδος επίπεδων γρύλων
11. μέτρηση εύρους ρωγμών
12. έλεγχος παραμορφώσεων
13. δοκιμαστικές φορτίσεις Δυναμικές-Στατικές
14. δοκιμές χάλυβα
15. αποτελεσματικότητα επεμβάσεων
16. έλεγχος συγκολλησεως παλαιού δομικού στοιχείου

Στο εργαστήριο είναι :

1. αντοχή σε θλίψη
2. αντοχή σε εφελκυσμό από διάρρηξη
3. προσδιορισμός λόγου Poisson
4. προσδιορισμός μέτρου ελαστικότητας
5. προσδιορισμός φαινόμενου βάρους
6. προσδιορισμός υγρασίας δοκιμίων
7. προσδιορισμός υδατοαπορροφητικότητας
8. βαθμονόμηση εμμέσων μεθόδων: κρουσίμετρο, υπέρηχοι
9. μακροσκοπικός έλεγχος μάζας δομικού στοιχείου
10. δοκιμή μικροθραυσμάτων
11. χημικές αναλύσεις

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

2.2 Ενίσχυση των δομικών στοιχείων υφιστάμενης κατασκευής

2.2.1 Ενισχύσεις υποστυλωμάτων

Οι τεχνικές ενίσχυσης των υποστυλωμάτων διακρίνονται σε δύο κατηγορίες ανάλογα με το αν αυξάνουν ή όχι τη διατομή του υποστυλώματος. Όταν η ενίσχυση γίνεται με ενεργή περίσφιξη τότε η τεχνική ανήκει σε αυτές όπου δεν αυξάνεται η διατομή του υποστυλώματος. Αν όμως κατασκευαστεί ένας μανδύας γύρω από το αρχικό υποστυλώμα χρησιμοποιώντας νέες στρώσεις σκυροδέματος και νέους οπλισμούς τότε η τεχνική ανήκει σε αυτές που αυξάνουν τη διατομή του υποστυλώματος.

2.2.1.1 *Ενίσχυση υποστυλωμάτων με περίσφιξη*

Ενίσχυση των υποστυλωμάτων με περίσφιξη επιλέγεται όταν :

- ❖ Θέλουμε αύξηση της πλαστιμότητας του υποστυλώματος
- ❖ Απαιτείται αύξηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος
- ❖ Ενδέχεται κίνδυνος αστοχίας της συνάφειας των κατακόρυφων οπλισμών του υποστυλώματος στην περιοχή υπερκάλυψής τους
- ❖ Θέλουμε αύξηση της αντοχής του υποστυλώματος έναντι διάτμησης

Η εξωτερική περίσφιξη παρατηρείται στα υποστυλώματα με τους εξής τρόπους :

1. Χρήση επικολλητών κολάρων που είναι μεταλλικά ελάσματα πάχους 1-2 mm ή λωρίδες από ινοπλισμένα πολυμερή (FRPs)

Στην εικόνα 2.1 παρουσιάζεται η περίπτωση ενίσχυσης υποστυλώματος με χαλύβδινα ελάσματα



Εικόνα 2.1: Ενίσχυση υποστυλώματος με χαλύβδινα ελάσματα

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

2. Με χρήση προεντεταμένων κολάρων από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή (FRPs), που μπορεί να έχουν τη μορφή ταινιών «πακεταρίσματος».

Το υποστώλωμα της εικόνας 2.2 ενισχύεται με ινοπλισμένα πολυμερή της μορφής ταινιών «πακεταρίσματος», ενώ το υποστώλωμα της εικόνας 2.3 ενισχύεται με μεταλλικές λάμες.



Εικόνα 2.2: Ενίσχυση υποστυλώματος με ινοπλισμένα πολυμερή της μορφής ταινιών «πακεταρίσματος»



Εικόνα 2.3: Ενίσχυση κρίσιμης ζώνης υποστυλώματος με μεταλλικές λάμες

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

3. Με χρήση σπειροειδούς οπλισμού που μπορεί να είναι μεταλλικό έλασμα ή από ινοπλισμένο πολυμερές (FRP)
4. Με χρήση ολόσωμου μανδύα από φύλλα χάλυβα ή ινοπλισμένου πολυμερούς (FRP), επικολητού επί των πλευρών του υποστυλώματος.

Τα υποστυλώματα στις εικόνες 2.4 και 2.5 ενισχύονται με μανδύα ινοπλισμένου σκυροδέματος



Εικόνα 2.4: Ενίσχυση με μανδύα από ινοπλισμένο σκυροδέμα



Εικόνα 2.5: Ενίσχυση με μανδύα από ινοπλισμένο σκυροδέμα

2.2.1.2 *Ενίσχυση υποστυλωμάτων με μανδύες από οπλισμένο σκυροδέμα*

Η τεχνική κατασκευής μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος είναι η καταλληλότερη μέθοδος για την αύξηση της αντοχής, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας των υποστυλωμάτων. Εφαρμόζεται σε περιπτώσεις όπου τα υποστυλώματα παρουσιάζουν εκτενείς βλάβες και η αντοχή των υποστυλωμάτων είναι πλέον ανεπαρκής.

Εφαρμογή της τεχνικής αυτής επιφέρει αύξηση της διατομής του υποστυλώματος με νέο σκυροδέμα και προσθήκη εγκάρσιων και διαμήκων οπλισμών. Ο μανδύας μπορεί να εκτείνεται είτε σε όλο το μήκος του υποστυλώματος είτε τμηματικά.

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

Ανάλογα με το σκυρόδεμα που χρησιμοποιούμε για να κατασκευάσουμε το μανδύα έχουμε τις εξής κατηγορίες :

- Μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα
- Μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
- Μανδύες από σκυροτσιμεντόπηγμα
- Μανδύες από διάφορα σκυροδέματα ή τσιμεντοκονιάματα

Στην εικόνα 2.6 παρουσιάζεται η ενίσχυση υποστυλώματος με μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος



Εικόνα 2.6: Ενίσχυση με μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος

Η διαδικασία που ακολουθείται για την κατασκευή μανδύα απαρτίζεται από τα εξής βήματα :

- I. Αποφόρτιση και υποστύλωση των πλακών και δοκών που συντρέχουν με το υποστύλωμα
- II. Απομάκρυνση του αποδιοργανωμένου σκυροδέματος και επισκευή των βλαβών
- III. Αποκάλυψη των οπλισμών σε θέσεις που έχουν επιλεγεί για συγκόλληση νέων οπλισμών
- IV. Διάνοιξη και προετοιμασία των οπών όπου θα αγκυρωθούν οι νέοι ράβδοι οπλισμού και των θέσεων όπου προβλέπονται τα βλήστρα.
- V. Εκτράχυνση της επιφάνειας του σκυροδέματος επιμελώς σε βάθος έξι (6) mm με κατάλληλο εξοπλισμό (ματσακόνι, υδροβολή)

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

- VI. Καθαρισμός της εξωτερικής επιφάνειας με πεπιεσμένο αέρα και στο εσωτερικό των οπών με αναρρόφηση από τον πυθμένα
- VII. Αγκύρωση των διαμήκων οπλισμών με χημική πάκτωση δηλαδή χρήση εποξειδικής ρητίνης
- VIII. Αγκύρωση των βλήστρον μηχανικά ή χημικά
- IX. Εφόσον προβλέπονται συγκολλήσεις, τοποθέτηση και ηλεκτροσυγκόλληση χαλύβδινων παρεμβλημάτων σύνδεσης παλαιών και νέων οπλισμών
- X. Τοποθέτηση νέων συνδετήρων
- XI. Καθαρισμός της επιφάνειας με αέρα και νερό
- XII. Διαβροχή του παλιού σκυροδέματος και του ξυλοτύπου τουλάχιστον έξι (6) ώρες πριν τη σκυροδέτηση του νέου σκυροδέματος.
- XIII. Τέλος, σκυροδετείται ο μανδύας και ακολουθούνται τα μέτρα συντήρησης σύμφωνα με τον Κανονισμό Τεχνολογίας Σκυροδέματος(Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., 1997)

2.2.2 Ενισχύσεις τοιχωμάτων

Οι ενισχύσεις των τοιχωμάτων γίνονται επίσης με τις τεχνικές της περίσφιξης και των μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος

2.2.2.1 *Ενίσχυση τοιχωμάτων με περίσφιξη*

Η ενίσχυση των τοιχωμάτων με περίσφιξη μπορεί να εφαρμοστεί τεχνικά αλλά ο μεγάλος λόγος των πλευρών των τοιχωμάτων δεν αφήνει πολλά περιθώρια αξιολογής απόδοσης της τεχνικής

2.2.2.2 *Ενίσχυση τοιχωμάτων με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος*

Η τεχνική ενίσχυσης με μανδύες είναι αποτελεσματικότερη από την περίσφιξη, όμως λόγω του μεγάλου μήκους των πλευρών των τοιχωμάτων ο μανδύας δεν είναι κλειστός. Πρόκειται για αύξηση του πάχους της μίας ή των δύο πλευρών του τοιχώματος. Η τοποθέτηση των οπλισμών είναι αντίστοιχη με αυτή των υποστυλωμάτων. Το σκυρόδεμα μπορεί να είναι έγχυτο ή εκτοξευόμενο.

Όταν πρόκειται να εφαρμόσουμε αυτή την τεχνική πρέπει οι πράξεις μας να ακολουθούν κάποιες διατάξεις. Αυτές είναι οι ακόλουθες :

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

- Το ελάχιστο το πάχος του μανδύα στην περίπτωση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος πρέπει να είναι 50mm και στο έγχυτο σκυροδέμα 80mm.
- Η αντοχή του σκυροδέματος του μανδύα θα πρέπει να είναι μία κατηγορία υψηλότερη από του αρχικού τοιχώματος.
- Οι ελάχιστοι διατμητικοί σύνδεσμοι στη διεπιφάνεια παλαιού και νέου σκυροδέματος είναι είτε βλήστρα από χάλυβα είτε άλλοι διατμητικοί σύνδεσμοι ίσης αντίστασης έναντι διάτμησης

Το τοίχωμα της εικόνας 2.7 ενισχύεται με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος και το πάχος του αυξάνεται από τη μία πλευρά μόνο, ενώ στην εικόνα 2.8 από όλες τις πλευρές του τοιχώματος.



Εικόνα 2.7: Ενίσχυση με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος



Εικόνα 2.8: Ενίσχυση με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος

Στην εικόνα 2.9 το τοίχωμα ενισχύεται με χαλύβδινες λάμες. Στην εικόνα 2.10 παρουσιάζεται η ενίσχυση τοιχώματος με εκτοξευόμενο σκυροδέμα.

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της



Εικόνα 2.9 Ενίσχυση τοιχώματος με χαλύβδινες λάμες



Εικόνα 2.10: Ενίσχυση τοιχωμάτων με μανδύες από Ο.Σ. Χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος

2.2.3 Ενισχύσεις δοκών και πλακών

Οι τεχνικές ενίσχυσης ανάλογα με το ποια αντοχή θέλουμε να αυξήσουμε διακρίνονται σε καμπτικού ή διατμητικού χαρακτήρα

2.2.3.1 *Καμπτική ενίσχυση με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος*

Τον τύπο αυτής της ενίσχυσης τον επιλέγουμε για ισχυρές ενισχύσεις δοκών ή πλακών περισσότερο στο εφελκόμενο πέλμα και λιγότερο στο θλιβόμενο πέλμα. Το εφελκόμενο πέλμα το ενισχύουμε με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα που καλύπτει τους νέους οπλισμούς. Το θλιβόμενο πέλμα ενισχύεται είτε με έγχυτο είτε με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ενώ η χρήση πρόσθετου οπλισμού δεν είναι υποχρεωτική.

Το νέο με το παλιό σκυρόδεμα συνεργάζονται με τη βοήθεια διατμητικών συνδέσμων που συνήθως είναι χαλύβδινα βλήστρα ή ηλεκτροσυγκολλήσεις νέων και παλιών ράβδων οπλισμού μέσω παρεμβλημάτων.

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της



Εικόνα 2.11: Χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος



Εικόνα 2.12: Ενίσχυση πλάκας προβόλου και τοιχώματος με μανδύα από Ο.Σ.

2.2.3.2 Καμπτική ενίσχυση με επικολητά φύλλα από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή

Η τεχνική αυτή χρησιμοποιείται κυρίως για την ενίσχυση πλακών και δοκών όπου ο εφελκόμενος οπλισμός είναι ανεπαρκής. Τα ελάσματα και τα υφάσματα επικολλούνται με τη χρήση ρητίνης. Όταν τα ελάσματα είναι χαλύβδινα τότε προτιμάται η χρήση βλήστρων.

Η ενίσχυση με επικολητά φύλλα από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή εκτός από καμπτική ενίσχυση συνεισφέρει και στην αύξηση της δυσκαμψίας και στη μείωση της πλαστιμότητας.

Η τεχνική αυτή έχει μία βασική αδυναμία που οφείλεται στην περιοχή αγκύρωσης των άκρων των φύλλων. Τα μειονεκτήματά της είναι η αστοχία στην ακραία περιοχή της δοκού που έχει ενισχυθεί με επικολητά φύλλα και η μεγάλη πιθανότητα διάβρωσης του χάλυβα σε περίπτωση που τον χρησιμοποιήσουμε.

Η επιβολή της τεχνικής αυτής διέπεται από κάποιες κατασκευαστικές διατάξεις οι οποίες είναι :

- Τα ελάσματα ενίσχυσης να έχουν μικρό πάχος ώστε να αποφεύγεται η πρόωρη αστοχία στην διεπιφάνεια επικόλλησης τους.

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

- Οι στρώσεις για τα ελάσματα να μην ξεπερνούν τις τρεις (3) και για τα εύκαμπτα υφάσματα τις πέντε (5) εκτός αν προβλέπεται από τη μελέτη.
- Να αποφεύγονται οι ματίσεις του υλικού ενίσχυσης
- Το υλικό ενίσχυσης από τις ακμές της διατομής του σκυροδέματος να μην βρίσκεται σε απόσταση μεγαλύτερη από όσο είναι το πάχος της επικάλυψης του πλησιέστερου οπλισμού.
- Όταν χρησιμοποιούνται πολλές παράλληλες λωρίδες η απόσταση μεταξύ τους δεν πρέπει να υπερβαίνει το πενταπλάσιο του πάχους του στοιχείου και το 0, 2 του l_0 . l_0 είναι η απόσταση των σημείων μηδενισμού της ροπής κάμψης.
- Η κόλλα σύνδεσης να έχει πλαστική μορφή
- Η αγκύρωση του οπλισμού ενίσχυσης να γίνεται στη θλιβόμενη περιοχή
- Η αγκύρωση στα άκρα των ελασμάτων ή υφασμάτων να βελτιώνεται με χρησιμοποίηση εγκάρσιων λωρίδων ή αγκυριών ειδικού τύπου

2.2.3.3 Διατμητική ενίσχυση με εξωτερικά στοιχεία

Όταν έχουμε ανεπάρκεια έναντι λοξής θλίψης του κορμού τότε προσθέτουμε νέες στρώσεις σκυροδέματος με τη μορφή κλειστού μανδύα. Αν αυτό είναι ανέφικτο τότε προχωρούμε σε προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος ως «ανοικτή» ενίσχυση, η οποία πρέπει να καλύπτει τουλάχιστον τις τρεις (3) πλευρές του στοιχείου. Όταν έχουμε ανεπάρκεια του διατμητικού οπλισμού τότε ενισχύουμε με μανδύες από οπλισμένο σκυρόδεμα ή με τεχνικές εξωτερικής περίσφιξης. Στην δεύτερη τεχνική επιβάλλονται στοιχεία που περισφιγγονται στο υπό ενίσχυση στοιχείο αναλαμβάνοντας ρόλο οπλισμού διάτμησης

2.2.3.4 Ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

Η τεχνική αυτή είναι η πλέον αποτελεσματική και οδηγεί σε αύξηση της διατμητικής και καμπτικής αντοχής. Περιλαμβάνει αύξηση της διατομής της δοκού με νέο σκυρόδεμα, νέους διαμήκεις οπλισμούς και συνδετήρες περιμετρικά του αρχικού στοιχείου.

2.2.4 Ενισχύσεις κόμβων

Οι κόμβοι των δοκών-υποστυλωμάτων ενισχύονται με τρεις (3) τρόπους. Ο πρώτος είναι με μανδύα σκυροδέματος, ο δεύτερος με χρήση χιαστί κολάρων και ο τρίτος με τη χρήση επικολλητών φύλλων χάλυβα ή ινοοπλισμένα πολυμερή.

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

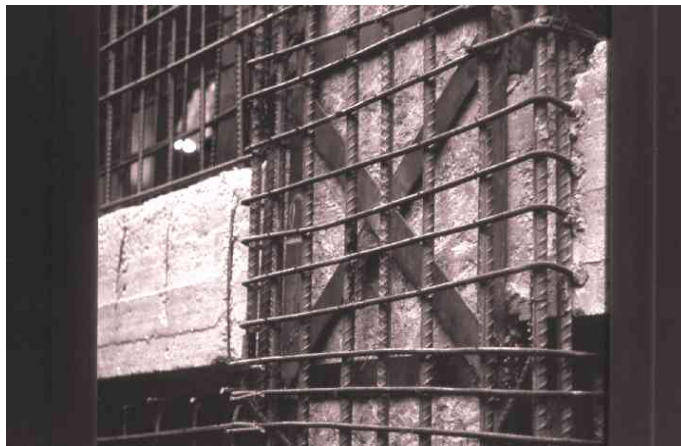
2.2.4.1 Ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

Η τεχνική της ενίσχυσης με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος είναι η αποτελεσματικότερη όπως και στα υποστυλώματα και αποτελεί συνήθως συνέχεια του. Βέβαια μπορεί να εφαρμοστεί και τοπικά μόνο. Η τεχνική αυτή μπορεί να είναι εξίσου αποδοτική και στην περίπτωση που ο μανδύας είναι τρίπλευρος ή και δίπλευρος.

2.2.4.2 Ενίσχυση με την τεχνική των χιαστί κολάρων

Η τεχνική αυτή πραγματοποιείται με τον εξής τρόπο: τα χιαστί κολάρα τοποθετούνται μηχανικά, περισφίγγοντας έτσι την περιοχή του κόμβου, με αποτέλεσμα να αυξάνεται η πλαστιμότητα και να βελτιώνονται οι συνθήκες των διαμήκων ράβδων των δοκών. Στη συνέχεια συνηθίζεται να καλύπτεται η περιοχή των κόμβων με μανδύα από έγχυτο σκυρόδεμα ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα οπλισμένο με ελαφρύ ανοξειδωτο πλέγμα. Η εικόνα 2.13 αποτελεί ένα χαρακτηριστικό παράδειγμα αυτής της μεθόδου.

Ένα σοβαρό μειονέκτημα της τεχνικής, προκύπτει όταν στον κόμβο συντρέχουν τέσσερις (4) δοκοί και αυτό γιατί η διέλευση των χιαστί διαγωνίων θα πρέπει να γίνει με διάτρηση των εγκάρσιων δοκών και η διατομή των κολάρων να μετατραπεί σε κυκλικές ράβδους.



Εικόνα 2.13: Ενίσχυση κόμβου με χιαστί λάμες και μανδύα από Ο.Σ.

2.2.4.3 Ενίσχυση με την τεχνική των επικολητών φύλλων

Η τεχνική των επικολητών φύλλων από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή (FRPs) προσφέρει σημαντική ενίσχυση στον κόμβο αλλά είναι πρακτικά ανέφικτη όταν στον κόμβο συντρέχουν δοκοί και στις δύο διευθύνσεις.

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της



Εικόνα 2.14: Ενίσχυση δοκών και κόμβου με χαλύβδινα επικολλητά ελάσματα.

Όπως παρατηρείται στην εικόνα 2.14 η σύνδεση των ελασμάτων δεν γίνεται μόνο με τη εποξειδική κόλλα αλλά και με βίδες ή ντίζες που σφίγγουν τα ελάσματα.



Εικόνα 2.15: Ενίσχυση κόμβου με ινοπλισμένα πολυμερή

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

Η ενίσχυση των κόμβων με (FRPs) έχει το πλεονέκτημα ότι τα φύλλα μπορούν να επικολληθούν με μεγάλη ευκολία στη δύσκολη περιοχή του κόμβου. Τα φύλλα επικολλώνται στον κόμβο και στα συντρέχοντα υποστυλώματα με εποξειδική ρητίνη όπως φαίνεται στην εικόνα 2.15.

Κεφάλαιο 3

ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Οι βασικότεροι λόγοι για τους οποίους γίνεται ο ανασχεδιασμός των κατασκευών είναι τρεις (3) :

- I. Απαίτηση για συμμόρφωση με τους ισχύοντες κανονισμούς, είτε γιατί ο ιδιοκτήτης θέλει να αλλάξει τη χρήση της κατασκευής, είτε λόγω αλλαγών στους κανονισμούς, είτε για άλλους διάφορους λόγους
- II. Βελτίωση της σεισμικής κατά κύριο λόγο συμπεριφοράς της κατασκευής, έτσι ώστε να ελαχιστοποιηθεί ο κίνδυνος για τους ενοίκους, αλλά και για ελαχιστοποίηση μελλοντικών βλαβών που θα στοιχίσουν αρκετά στον ιδιοκτήτη.
- III. Αποκατάσταση των βλαβών ύστερα από κάποιο σεισμό και ενίσχυση για καλύτερη συμπεριφορά της κατασκευής σε πιθανή μελλοντική ένταση

3.1 Ο Ανασχεδιασμός ως ένα πολυδιάστατο πρόβλημα

Η φιλοσοφία του ανασχεδιασμού σε μία υφιστάμενη κατασκευή είναι πολύ διαφορετική από τη φιλοσοφία που ακολουθείται για τον σχεδιασμό μιας καινούριας κατασκευής. Κατά τη διάρκεια του ανασχεδιασμού ο μηχανικός έχει να λύσει ένα σύνθετο πρόβλημα που έχει οικονομική, πολιτιστική, κοινωνική και αρχιτεκτονική διάσταση .

Η κάθε παλαιά κατασκευή θεωρείται μοναδική. Έχει ένα όνομα και μία ιστορία. Στο γεγονός αυτό έγκειται η κοινωνική και πολιτιστική διάσταση του προβλήματος . Έτσι λοιπόν δεν μπορούν να εφαρμοστούν κανόνες κοινής χρήσεως όπως γίνεται με τις νέες κατασκευές.

Η αρχιτεκτονική διάσταση του προβλήματος αφορά θέματα τόσο λειτουργικότητας όσο και αισθητικής. Η λύση που θα επιλεγεί από τον εκάστοτε μηχανικό πρέπει ταυτόχρονα να δημιουργεί αίσθημα ασφαλείας στους ενοίκους αλλά και να μην αλλοιώνει τους λειτουργικούς σκοπούς και την αισθητική της κατασκευής.

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

Όσον αφορά το οικονομικό σκέλος του προβλήματος, πρέπει να επιλεγεί μία λύση η οποία να είναι ωφέλιμη για τον ιδιοκτήτη χωρίς ωστόσο αυτό να επηρεάζει την ασφάλεια της κατασκευής.

3.2 Η στρατηγική των Επεμβάσεων

Το κριτήριο για την αποδοχή μιας λύσης ανασχεδιασμού είναι τα μεγέθη έντασης επανασχεδιασμού της κατασκευής να είναι μικρότερα από τα αντίστοιχα μεγέθη αντοχής στα ενισχυμένα μέλη.

Αυτό σημαίνει ότι η κατασκευή ανασχεδιάζεται ώστε η φέρουσα ικανότητα της κατασκευής μετά την επέμβαση να ξεπερνάει την απαιτούμενη από τις κείμενες Κανονιστικές διατάξεις. Μετά από καταστρεπτικούς σεισμούς ορίστηκε από την πολιτεία ως απαιτούμενη φέρουσα ικανότητα της κατασκευής η προβλεπόμενη κατά τον χρόνο ανέγερσής της. Αυτό έχει σαν συνέπεια η επέμβαση να περιορίζεται στην επισκευή. Ο εκάστοτε ιδιοκτήτης έχει το δικαίωμα να αυξήσει την φέρουσα ικανότητα μέχρι το επίπεδο που προβλέπεται από τους ισχύοντες κανονισμούς για νέες κατασκευές. Σε αυτή την περίπτωση πρόκειται για ενίσχυση.

Η διαδικασία που ακολουθείται για τον ανασχεδιασμό χωρίζεται σε τέσσερα (4) στάδια :

- Εξέταση της υπάρχουσας κατάστασης και αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας της κατασκευής.
- Εξέταση πιθανών σχημάτων επέμβασης και επιλογής λύσης.
- Αναδιαστασιολόγηση του ενισχυμένου φορέα. Κοστολόγηση της λύσης που επιλέχθηκε.

Η εξέταση της υπάρχουσας κατάστασης αφορά την αντοχή των υλικών, τη δυσκαμψία και τη πλαστιμότητα των στοιχείων, τις δράσεις ανασχεδιασμού, τις συνοριακές συνθήκες και τέλος την ερμηνεία της παθολογικής εικόνα της κατασκευής. Η αξιολόγηση των βλαβών και ατελειών σε μεμονωμένα στοιχεία δεν θα ωφελήσει αν τελικά δεν εκτιμηθεί η πιθανότερη παθολογική εικόνα του συνόλου της κατασκευής που θα επαληθεύεται από τα αποτελέσματα μιας ανάλυσης, η οποία θα αποτιμά τη σεισμική της ικανότητα.

Η εξέταση εναλλακτικών σχημάτων επέμβασης αποτελεί το δυσκολότερο κομμάτι της όλης διαδικασίας, επειδή εμπλέκονται πολλοί παράγοντες που είναι δύσκολο να ποσοτικοποιηθούν.

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

Αρχικά θα πρέπει να έχουν αξιολογηθεί όλες οι παράμετροι που μπορούν να επηρεάσουν την απόφαση του μηχανικού για το είδος της επέμβασης που θα πραγματοποιήσει. Η επέμβαση αυτή μπορεί να είναι α) Επισκευή της κατασκευής, β) Ενίσχυση της κατασκευής, γ) Κατεδάφιση της κατασκευής

Ως **επισκευή** ορίζεται <<η διαδικασία επέμβασης σε μία κατασκευή με βλάβες, η οποία αποκαθιστά τα προ της βλάβης χαρακτηριστικά των στοιχείων της και επαναφέρει την κατασκευή στην αρχική της κατάσταση>>.

Ως **ενίσχυση** ορίζεται <<η διαδικασία επέμβασης, σε μία κατασκευή, με ή χωρίς βλάβες, η οποία επαυξάνει τη φέρουσα ικανότητα του φορέα σε επίπεδο υψηλότερο από αυτό του αρχικού σχεδιασμού>>.

Η κρίσιμη απόφαση μεταξύ επισκευής, ενίσχυσης και κατεδάφισης/ανακατασκευής βασίζεται σε ένα σύνολο παραγόντων. Ο αδιάψευστος όμως κριτής είναι η εικόνα των βλαβών της κατασκευής ύστερα από έναν ισχυρό σεισμό.

Σύμφωνα με την ισχύουσα άποψη (Πενέλης, 1999) :

- Σε κατασκευές με μικρές βλάβες τοπικού χαρακτήρα, η επέμβαση περιορίζεται σε επισκευή
- Σε κατασκευές με εκτεταμένες ή βαριές ζημιές, δηλαδή βλάβες γενικού χαρακτήρα, η επέμβαση περιλαμβάνει και την ενίσχυση της κατασκευής.

Η αναδιαστασιολόγηση του φορέα αφορά τη διαστασιολόγηση των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος που ενισχύθηκαν ή επισκευάστηκαν. Ο συνδυασμός νέων στοιχείων με τα παλιά δημιουργεί σύνθετα στοιχεία τα οποία απαιτούν επίπονη προσπάθεια για να διαστασιολογηθούν και ξεφεύγουν από τις συνήθεις διαδικασίες διαστασιολόγησις.

Η κοστολόγηση των εργασιών επέμβασης που επιλέγονται είναι απαραίτητη διαδικασία για να αποφασιστεί, εάν η επιλογή είναι οικονομικά ωφέλιμη. Έχει παρατηρηθεί συχνά το φαινόμενο να επιλέγονται λύσεις υπερβολικά αντιοικονομικές χωρίς κάποιον ουσιαστικό λόγο.

3.3 Ενίσχυση της κατασκευής ως συνόλου

Ανάλογα με την επιδιωκόμενη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής διακρίνουμε τέσσερις (4) στρατηγικές συνολικής αντισεισμικής ενίσχυσης:

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

- Αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής
- Αύξηση της πλαστιμότητας της κατασκευής
- Αύξηση της δυσκαμψίας, της αντοχής και της πλαστιμότητας της κατασκευής
- Μείωση της εισαγόμενης σεισμικής δράσης στην κατασκευή (π.χ. σεισμική μόνωση)

Για την επιλογή της καταλληλότερης μεθόδου και της επιμέρους κατασκευαστικής τεχνικής ακολουθείται η εξής διαδικασία. Αρχικά αξιολογούνται οι εναλλακτικές διαδικασίες λαμβάνοντας υπόψη τις τοπικές συνθήκες του έργου, καθώς και νομικούς, πολεοδομικούς και τυχόν άλλους περιορισμούς. Στη συνέχεια αξιολογούνται σημαντικοί παράγοντες όπως το κόστος και η διάρκεια της επέμβασης, η ενόχληση των ενοίκων και η διαθεσιμότητα εξειδικευμένου προσωπικού.

Ανάλογα με το είδος των πρόσθετων στοιχείων που χρησιμοποιούνται διακρίνουμε έξι (6) κύριες μεθόδους επέμβασης :

- Κατασκευή τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού της κατασκευής. Στοχεύει σε μεγάλη αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής.
- Κατασκευή δικτυωτών συστημάτων εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού της κατασκευής. Στοχεύει σε μέτρια αύξηση της αντοχής και κυρίως σε αύξηση της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας της κατασκευής.
- Κατασκευή πλευρικών τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα σε συνέχεια και σύνδεση με υπάρχοντα υποστυλώματα της κατασκευής. Στοχεύει στη βελτίωση της πλαστιμότητας της κατασκευής και σε μερική αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας.
- Κατασκευή μανδύων σε κατακόρυφα στοιχεία της κατασκευής. Στοχεύει στην αύξηση της πλαστιμότητας της κατασκευής.
- Προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων στην κατασκευή. Στοχεύει σε μεγάλη αύξηση της δυσκαμψίας, της αντοχής και της πλαστιμότητας της κατασκευής.
- Ενσωμάτωση στην κατασκευή συστημάτων απορρόφησης ενέργειας, ιξώδους ή υστερητικής συμπεριφοράς. Στοχεύει στη μείωση της εισαγόμενης σεισμικής έντασης της κατασκευής.

Όταν γίνονται τέτοιου είδους επεμβάσεις πρέπει να επιλέγονται με σύνεση γιατί αλλάζουν ριζικά το αρχικό στατικό σύστημα της κατασκευής. Επιπλέον απαιτείται ένας εξολοκλήρου

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

νέος σχεδιασμός της κατασκευής που πιθανότατα θα περιλαμβάνει εκτεταμένες επεμβάσεις σε πολλές περιοχές της κατασκευής όπως π.χ. στη θεμελίωση.

Συνοψίζοντας, οι μέθοδοι αντισεισμικής ενίσχυσης των κατασκευών ανάλογα με τον κύριο επιδιωκόμενο στόχο θα μπορούσαν να ταξινομηθούν ως εξής :

1. Όταν ο κύριος επιδιωκόμενος στόχος είναι η αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής, τότε η πλέον αποτελεσματική μέθοδος είναι η κατασκευή τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φορέα. Έπεται η μέθοδος προσθήκης δικτυωτών συστημάτων και ακολουθεί η μέθοδος της προσθήκης τοιχωμάτων κατ' επέκταση υφιστάμενων υποστυλωμάτων της κατασκευής.
2. Όταν ο κύριος επιδιωκόμενος στόχος είναι η αύξηση της πλαστιμότητας της κατασκευής, η πλέον καταλληλότερη μέθοδος είναι η κατασκευή μανδύων σε ένα πλήθος επιλεγμένων υποστυλωμάτων της κατασκευής και ακολουθεί η μέθοδος της προσθήκης τοιχωμάτων σε συνέχεια υποστυλωμάτων
3. Όταν ο επιδιωκόμενος στόχος είναι η σύγχρονη αύξηση αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας της κατασκευής τότε μπορεί να επιλεγεί οποιαδήποτε από τις παραπάνω μεθόδους και η επιλογή της ειδικότερης τεχνικής θα γίνει λαμβάνοντας υπόψη ποιο μέγεθος θέλουμε να αυξηθεί περισσότερο.

Πρέπει να σημειωθεί ότι τις περισσότερες φορές για να καταλήξουμε στη καλύτερη δυνατή τεχνικοοικονομική λύση χρησιμοποιείται ένας συνδυασμός μεθόδων.

Αναλυτικότερα θα αναφερθεί μία εκ των μεθόδων συνολικής ενίσχυσης της κατασκευής η προσθήκη δικτυωτών συστημάτων εντός πλαισίων

3.4 Προσθήκη δικτυωτών συστημάτων εντός πλαισίων

Η μέθοδος της κατασκευή δικτυωτών συστημάτων εντός των πλαισίων του φέροντος οργανισμού μιας κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος προσφέρει σημαντική αύξηση στην αντοχή και στη δυσκαμψία της κατασκευής, ενώ ταυτόχρονα συνεισφέρει και στην πλαστιμότητα.

Η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται εύκολα σε βιομηχανικούς χώρους και σε ισόγειους μαλακούς ορόφους. Έχει το πλεονέκτημα του μικρού ιδίου βάρους και της ταχύτητας της κατασκευής,

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

ενώ παράλληλα δεν εμποδίζεται ο φωτισμός των χώρων. Για κατασκευαστική διευκόλυνση η εφαρμογή προτιμάται να γίνεται εξωτερικά των πλαισιωμάτων.

Σε μερικές περιπτώσεις η επαφή με τον φέροντα οργανισμό της κατασκευής γίνεται με συνεχή σύνδεση ενός μεταλλικού πλαισίου πάνω στο οποίο συνδέονται οι ράβδοι του δικτύωματος. Σε άλλες περιπτώσεις οι ράβδοι του δικτύωματος προσαρμόζονται με ειδικές διατάξεις, απευθείας επάνω στον φέροντα οργανισμό.

Η μέθοδος έχει εφαρμοστεί σε μεγάλο βαθμό στην Ιαπωνία και στη Αμερική καθώς στις συγκεκριμένες χώρες έχει γίνει εκτεταμένη θεωρητική και πειραματική διερεύνηση της αποτελεσματικότητας της μεθόδου. Στην Ελλάδα λόγω έλλειψης εξειδικευμένων συνεργείων αλλά και η προτίμηση στα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα έχει ως αποτέλεσμα την σπάνια εφαρμογή της μεθόδου.

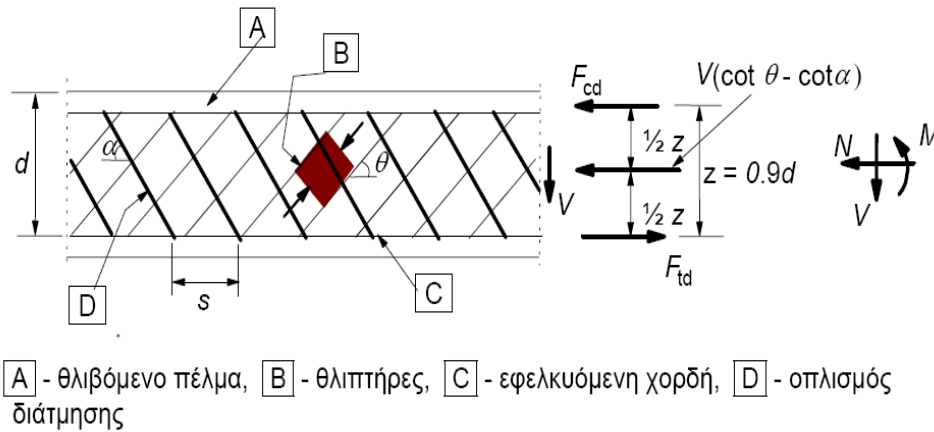
Τα κρίσιμα σημεία εφαρμογής της μεθόδου είναι :

- Οι κατασκευαστικές διατάξεις σύνδεσης των μεταλλικών στοιχείων με το φέροντα οργανισμό της κατασκευής.
- Ο λυγισμός των μεταλλικών ράβδων των δικτυωμάτων
- Η ανακατανομή της έντασης του φορέα. Νέα εντατικά μεγέθη εισάγονται πλέον στο φορέα ιδιαίτερα στα στοιχεία περιβάλλοντος πλαισίου. Επαρκής αντοχή των κόμβων είναι απαραίτητη, επειδή αποτελούν τις περιοχές αλληλεπίδρασης του παλαιού φορέα με τα νέα στοιχεία

3.5 Σχεδιασμός φορέων ΟΣ σύμφωνα με τους EC2 και EC8

Ο σχεδιασμός των δομικών στοιχείων ΟΣ (π.χ. δοκών, υποστυλωμάτων, τοιχιών) κατά τους Ευρωκώδικες 2 και 8 βασίζεται στην υπόθεση ότι κατά την επιβολή ενός φορτίου στον εξεταζόμενο φορέα αυτός συμπεριφέρεται σαν ένα ισοδύναμο δικτύωμα (Σχήμα 3.1) προκειμένου να παραλάβει το εν λόγω φορτίο και να το μεταφέρει στις στηρίξεις του. Καθ' ένα από αυτά τα ισοδύναμα δικτυώματα αποτελείται από διαμήκεις και κεκλιμένους θλιπτήρες που προσομοιώνουν τη θλιβόμενη ζώνη και το σκυρόδεμα του κορμού του μέλους και από διαμήκεις και εγκάρσιους ελκιστήρες που προσομοιώνουν τον διαμήκη και τον εγκάρσιο οπλισμό.

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της



Σχήμα 3.1 ΜΟΝΤΕΛΟ ΟΙΚΤΩΜΑΤΟΣ ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΕC2

Όπου

- α** η γωνία που σχηματίζει ο οπλισμός διάτμησης με τον κάθετο προς τη διεύθυνση της τέμνουσας άξονα της δοκού (η θετική φορά φαίνεται στο σχήμα)
- θ** η γωνία που σχηματίζουν οι λοξοί θλιπτήρες σκυροδέματος με τον άξονα του εξεταζόμενου στοιχείου
- F_{td}** η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης στο διαμήκη οπλισμό
- F_{cd}** η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης στο σκυροδέμα στη διεύθυνση του διαμήκους άξονα του στοιχείου
- b_w** το ελάχιστο πάχος του στοιχείου μεταξύ της εφελκυσμένης χορδής και του θλιβόμενου πέλματος του δικτυώματος
- z** ο μοχλοβραχίονας της διατομής σε ένα στοιχείο σταθερού ύψους, ο οποίος αντιστοιχεί στην καμπτική ροπή που δρα στο στοιχείο (προσεγγιστικά μπορεί να ληφθεί $z=0.9d$).

Κατά τον σχεδιασμό επιλέγονται συγκεκριμένες διατομές του κάθε φορέα και ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται σε αυτούς (όπως αυτά προκύπτουν από την ανάλυση) γίνονται οι σχετικοί έλεγχοι (έναντι κάμψης, διάτμησης, στρέψης κ.τ.λ) που υπαγορεύονται από τους κανονισμούς.

3.5.1 Εξιδανίκευση συμπεριφοράς σκυροδέματος και χάλυβα

Ελλείψει πειραματικών δεδομένων, η μορφή του διαγράμματος τάσης-παραμόρφωσης του σκυροδέματος υπό μονοαξονική θλίψη κατά τον EC2 περιγράφεται από τις πιο κάτω σχέσεις:

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

$$\sigma_c = f_{cd} [1 - (1 - \varepsilon_c / \varepsilon_{c2})^n] \quad \text{για} \quad 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (2.1\beta)$$

και

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{για} \quad \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (2.1\beta)$$

όπου n : εκθέτης από πίνακα ($n=2$ για $f_{ck} < 50 \text{MPa}$),

ε_{c2} : παραμόρφωση διαρροής ($\varepsilon_{c2}=0.002$ για $f_{ck} < 50 \text{MPa}$),

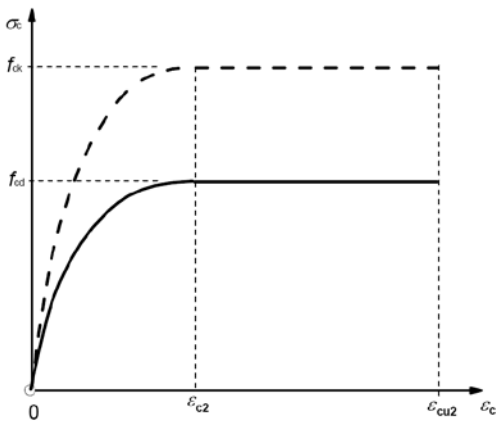
ε_{cu2} : παραμόρφωση αστοχίας ($\varepsilon_{cu2}=0.0035$ για $f_{ck} < 50 \text{MPa}$),

Εναλλακτικά μπορεί να γίνει χρήση της απλοποιημένης διγραμμικής σχέσης

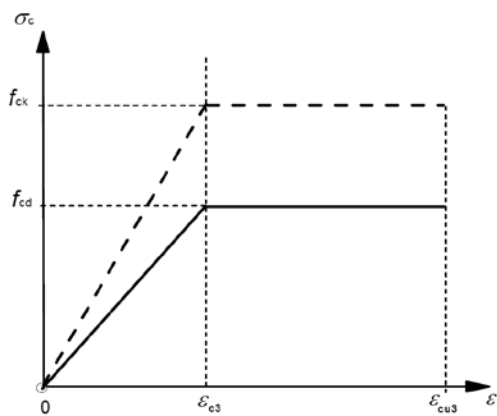
$$\sigma_c = E_{cm} \varepsilon_c \quad \text{για} \quad 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c3} \quad (2.2\alpha)$$

και

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{για} \quad \varepsilon_{c3} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu3} \quad (2.2\beta)$$



(α)



(β)

Σχήμα 3.2 Διάγραμμα τάσης-παραμόρφωσης για σκυρόδεμα υπό μονοαξονική θλίψη

Η μορφή του διαγράμματος τάσης-παραμόρφωσης του σκυροδέματος υπό *μονοαξονικό εφελκυσμό* είναι γραμμική και η οποία μηδενίζεται όταν ξεπεραστεί η αντοχή του σκυροδέματος σε εφελκυσμό f_{ct} .

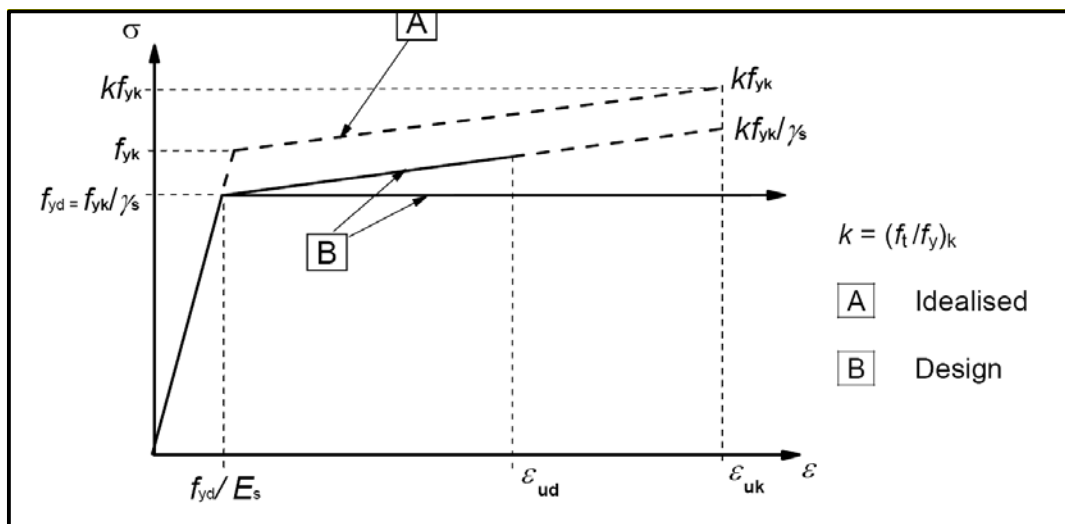
Η μορφή του διαγράμματος τάσης-παραμόρφωσης του χάλυβα η οποία περιγράφει την συμπεριφορά του έναντι μονοαξονικής θλίψης ή μονοαξονικού εφελκυσμού περιγράφεται από ένα απλοποιημένο διγραμμικό διάγραμμα (Σχήμα 3.2):

A. Λαμβάνοντας υπόψη την κράτυνση του χάλυβα μέσω του κεκλιμένου κλάδου του διαγράμματος τάσης-παραμόρφωσης του σχήματος 3.1 και το οποίο ορίζεται από το

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

όριο ανηγμένης παραμόρφωσης ϵ_{uk} και τη μέγιστη τάση kf_{yk}/γ_s στην ϵ_{uk} όπου $k=(f_t/f_y)_k$

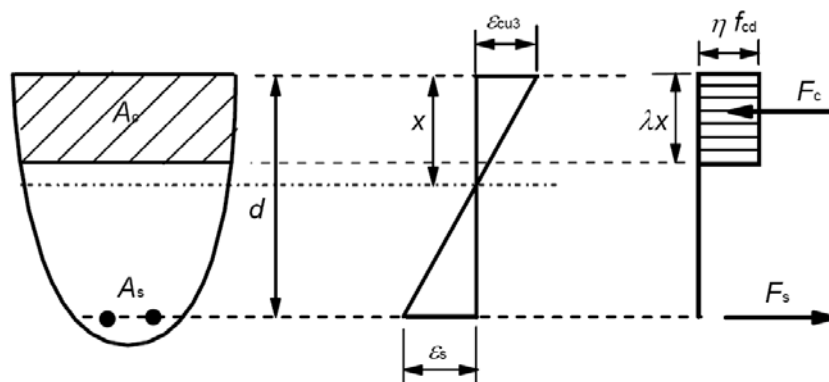
B. Συντηρητικά αγνοώντας την κράτωση του χάλυβα και λαμβάνοντας υπόψη στους υπολογισμούς μας τον οριζόντιο κλάδο του διαγράμματος τάσης-παραμόρφωσης του σχήματος 3.1 χωρίς ανάγκη ελέγχου του ορίου ανηγμένης παραμόρφωσης.



Σχήμα 3.3 Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων και διάγραμμα σχεδιασμού χάλυβα οπλισμού (για εφελκυσμό και θλίψη)

3.5.2 Υπολογισμός αντοχής έναντι κάμψης

Ο υπολογισμός της καμπτικής αντοχής μιας διατομής υπολογίζεται με βάση την ισορροπία δυνάμεων και ροπών που αναπτύσσονται στην εξεταζόμενη διατομή του φορέα (Σχήμα 3.4). Αναλυτικότερα η διαδικασία υπολογισμού της καμπτικής αντοχής παρουσιάζεται στο Παράρτημα 1 για την περίπτωση των υπό εξέταση τοιχιών.



Σχήμα 3.4 Οι εσωτερικές δυνάμεις που αναπτύσσονται σε μια τυχαία διατομή

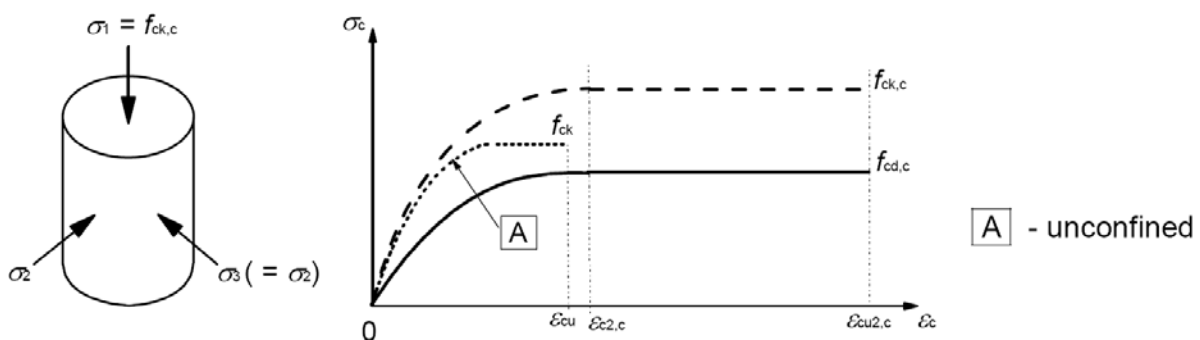
Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

3.5.3 Επιρροή της περίσφιξης στην συμπεριφορά του σκυροδέματος

Η επιρροή της περίσφιξης στην αντοχή και στην παραμόρφωση του σκυροδέματος έναντι θλίψης περιγράφεται ποιοτικά από το Σχήμα 3.5 και αναλυτικά από τις πιο κάτω σχέσεις του EC2:

$$\begin{aligned}
 f_{ck,c} &= f_{ck} (1.000 + 5.00 \sigma_2 / f_{ck}) && \text{για } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck} \\
 f_{ck,c} &= f_{ck} (1,125 + 2,5 \sigma_2 / f_{ck}) && \text{για } \sigma_2 > 0,05 f_{ck} \\
 \varepsilon_{c2,c} &= \varepsilon_{c2} (f_{ck,c} / f_{ck})^2 \\
 \varepsilon_{cu2,c} &= \varepsilon_{cu2} + 0.2 f_{ck}
 \end{aligned}
 \tag{2.3}$$

όπου $\sigma_2 = \sigma_3$ είναι η δρώσα ακτινική θλιπτική τάση που αναπτύσσεται κατά την οριακή κατάσταση αστοχίας εξαιτίας της περίσφιξης.



Σχήμα 3.5 Σχέση τάσεων-παραμορφώσεων για το περισφιγμένο σκυρόδεμα

Η επιρροή της περίσφιξης που επιβάλλεται σε έναν πυρήνα σκυροδέματος με την τοποθέτηση οπλισμού στην περίμετρο αυτού λαμβάνει της μορφή αύξησης της αντοχής και της μέγιστης τιμής της παραμόρφωσης του σκυροδέματος που προσδιορίζονται αναλυτικά σύμφωνα με τον EC8 από τις σχέσεις:

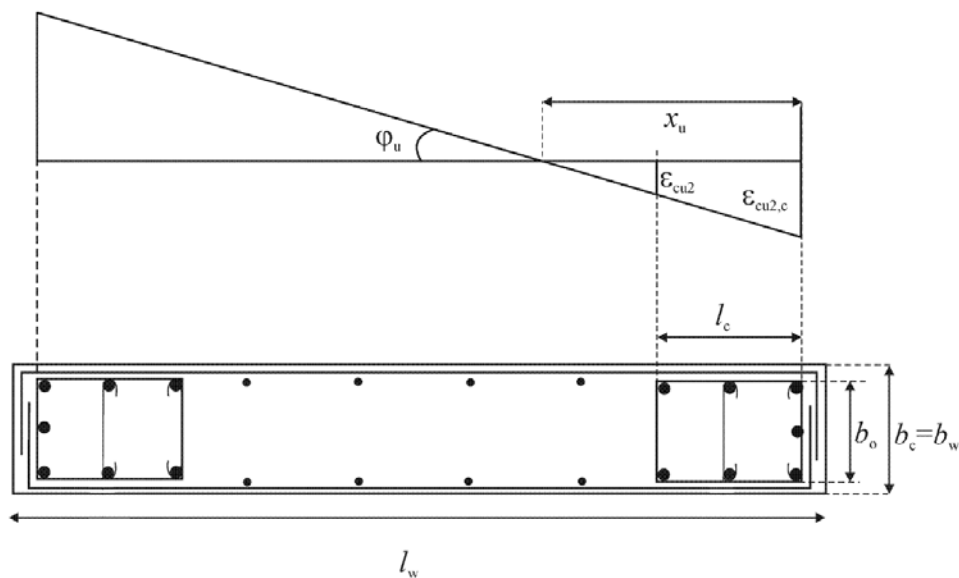
$$\begin{aligned}
 f_{ck,c} &= (1+2.5 \alpha \omega_w) f_{ck} && \alpha \omega_w \leq 0.1 \\
 f_{ck,c} &= (1.125+1.25 \alpha \omega_w) f_{ck} && \alpha \omega_w > 0.1 \\
 \varepsilon_{c2,c} &= \varepsilon_{c2} (f_{ck,c} / f_{ck})^2 && \varepsilon_{c2} = 0.002 \\
 \varepsilon_{cu2,c} &= \varepsilon_{cu2} + 0.1 \alpha \omega_w && \varepsilon_{cu2} = 0.0035
 \end{aligned}
 \tag{2.4}$$

όπου $\omega_w = (\text{όγκος κλειστών συνδετήρων} / \text{όγκος σκυροδέματος πυρήνα}) \times (f_{yd} / f_{cd})$

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

3.5.4 Η επίδραση της περίσφιξης των άκρων στην πλαστιμότητα

Για την επίτευξη της απαιτούμενης πλαστιμότητας, ο Ευρωκώδικας 8 επιβάλλει τη διαμόρφωση ακραίων υποστυλωμάτων (κρυφό-κολώνων) στις άκρες των τοιχίων όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.6 Θεωρώντας ότι το όριο θραύσης του σκυροδέματος απουσία περίσφιξης είναι $\epsilon_{cu2} = 3.5\%$ και λαμβάνοντας υπόψη την επίδραση της περίσφιξης που επιτυγχάνεται από την χρήση οπλισμού (συνδετήρων) στην περιοχή των κρυφο-κολώνων η τιμή της παραμόρφωσης πριν την θραύση του σκυροδέματος μπορεί να φτάσει την τιμή $\epsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0.1\alpha\omega_{wd}$.



Σχήμα 3.6 Μήκος περισφιγμένης ζώνης (Eurocode 8, 2004)

Στο Σχήμα 3.6 το απαιτούμενο μήκος περισφιγξης ορίζεται ως $l_c = x_u(1 - \epsilon_{cu2} / \epsilon_{cu2,c})$ όπου $x_u = (v_d + \omega_v) l_w b_c / b_o$. Σε κάθε περίπτωση το μήκος του περισφιγμένου υποστυλώματος δεν μπορεί να είναι μικρότερο από $0.15 l_w$ ή $1.5 b_w$. Για τοιχώματα με ορθογωνική διατομή το απαραίτητο ποσοστό συνδετήρων περισφιγξης ω_{wd} , διαμορφωμένο μέσα στα κρυφά υποστυλώματα, πρέπει να ικανοποιεί την παρακάτω σχέση:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi (v_d + \omega_v) \epsilon_{sy,d} b_c / b_o - 0.035. \quad (2.5)$$

όπου

μ_ϕ η απαιτούμενη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων $\mu_\phi = 2q_o - 1$

$q_o = 3$ (μέτρια πλαστιμότητα) και 4 (υψηλή πλαστιμότητα)

$\mu_\phi = 5$ (μέτρια πλαστιμότητα) και 7 (υψηλή πλαστιμότητα)

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

ω_v το μηχανικό ποσοστό του κατακόρυφου οπλισμού κορμού ($\omega_v = \rho_v f_{yd, v} / f_{cd}$)

$\omega_{wd} = (\text{όγκος κλειστών συνδετήρων} / \text{όγκος σκυροδέματος πυρήνα}) \times (f_{yd} / f_{cd})$

v_d το ανηγμένη οξονική δύναμη ($v_d = N_{Ed} / A_c f_{cd}$)

$\epsilon_{sy, d}$ η παραμόρφωση διαρροής του εφελκυσμένου οπλισμού

h_c το μήκος ορθογωνικής διατομής

h_o το μήκος του περισφιγμένου πυρήνα

b_c το ύψος της ορθογωνικής διατομής

b_o το ύψος του περισφιγμένου πυρήνα

α συντελεστής αποδοτικότητας περισφιγξης $\alpha = \alpha_n \alpha_s$

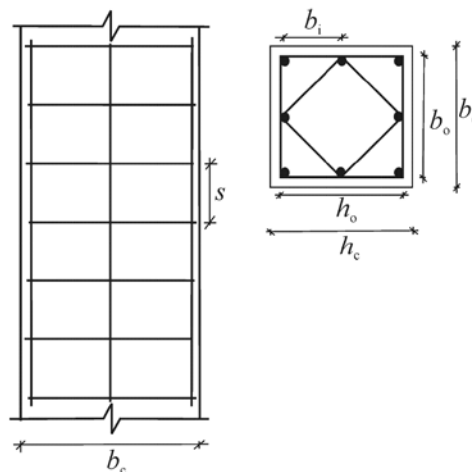
Για ορθογωνικές διατομές (σχήμα 3.7) $\alpha_n = 1 - \sum b_i^2 / 6b_o h_o$

$$\alpha_s = (1 - s / 2b_o) (1 - s / 2h_o)$$

όπου

n ο αριθμός κορυφών συνδετήρων ή κόμβων με εγκάρσιους συνδέσμους που συγκρατούν διαμήκεις ράβδους.

b_i η απόσταση μεταξύ διαδοχικών κορυφών ή κόμβων



Σχήμα 3.7 Περίσφιξη πυρήνα σκυροδέματος (Eurocode 8, 2004)

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

Η παραπάνω διαμόρφωση επιβάλλεται να πραγματοποιείται στην κρίσιμη περιοχή του υποστυλώματος όπου το ύψος της κρίσιμης περιοχής h_{cr} πάνω από τη βάση του υποστυλώματος ορίζεται ως :

$$h_{cr} = \max [l_w, h_w/6]$$

όπου η τιμή του h_{cr} υπόκειται στο κάτωθι περιορισμούς

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \times l_w \\ \begin{cases} h_s \text{ για } n \leq 6 \text{ ορόφους} & (\text{όπου } h_s \text{ το καθαρό ύψος του ορόφου}) \\ 2 h_s \text{ για } n \geq 7 \text{ ορόφους} \end{cases} \end{cases}$$

3.5.5 Φέρουσα ικανότητα έναντι διάτμησης

Σύμφωνα με τον EC2 ο έλεγχος σε διάτμηση πρέπει να ικανοποιεί το κριτήριο $V_{Ed} > V_{Rd}$. Η τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε τέμνουσα στοιχείων χωρίς οπλισμό διάτμησης προκύπτει από την σχέση:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (2.7)$$

με ελάχιστη τιμή την $V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$, $v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$

όπου f_{ck} σε MPa

$V_{Rd,c}$ σε [N]

$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0$ (d σε mm)

$\rho_l = A_{si} / b_w d \leq 0.02$

A_{si} είναι το εμβαδόν του εφελκόμενου οπλισμού που εκτείνεται σε απόσταση $\geq (l_{bd} + d)$ πέρα από τη θεωρούμενη διατομή

b_w ελάχιστο πλάτος διατομής στην εφελκόμενη ζώνη

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 f_{cd}$ (MPa)

N_{Ed} είναι η αξονική δύναμη στη διατομή [σε N] ($N_{Ed} > 0$ για θλίψη). Η επιρροή των επιβεβλημένων παραμορφώσεων στη N_E μπορεί να αγνοείται

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

A_c είναι το εμβαδόν της διατομής του σκυροδέματος σε mm^2

Σε περιοχές όπου $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ τοποθετείται ο ελάχιστος απαιτούμενος οπλισμός

Ο έλεγχος σε διάτμηση συνοψίζεται με τον έλεγχο σε λοξή θλίψη κορμού και με τον έλεγχο του εφελκυστικού οπλισμού διάτμησης δηλαδή με τις ανισώσεις

$$V_{sd} \leq V_{Rd,max} \quad , \quad V_{sd} \leq V_{Rds} = V_{wd} + V_{cd} \quad (2.8)$$

Η αντοχή V_{Rd} για στοιχεία με κατακόρυφο οπλισμό διάτμησης λαμβάνεται ως η μικρότερη τιμή που προκύπτει από τις σχέσεις :

$$V_{Rd,s} = (A_{sw}/s) z f_{ywd} \cot\theta$$

(για τον οπλισμό διάτμησης κατά αντιστοιχία με την V_{wd})

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$$

(για τον έλεγχο σε λοξή θλίψη κορμού κατά αντιστοιχία με την V_{Rd2})

όπου

$V_{Rd,max}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της μέγιστης τέμνουσας που μπορεί να αναληφθεί από το στοιχείο όπως καθορίζεται από την αστοχία των θλιπτήρων.

$V_{Rd,s}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας που μπορεί να αναληφθεί από τον οπλισμό διάτμησης τη στιγμή της διαρροής του.

A_{sw} το εμβαδόν της διατομής του οπλισμού διάτμησης

s η απόσταση των συνδετήρων

f_{ywd} η τιμή σχεδιασμού του ορίου διαρροής του οπλισμού διάτμησης

v_1 δείκτης μείωσης της αντοχής για σκυρόδεμα ρηγματωμένο λόγω διάτμησης

α_{cw} συντελεστής για να ληφθεί υπόψη η εντατική κατάσταση στο θλιβόμενο πέλμα.

Για την περίπτωση σεισμικών φορτίων ο EC8 προκειμένου να διασφαλίσει την απαιτούμενη πλαστιμότητα καθορίζει κρίσιμες περιοχές στον φορέα στις οποίες τόσο η τιμή της καμπτικής ροπής όσο και της τέμνουσας είναι μεγάλες.

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

Εκτός της κρίσιμης περιοχής η τιμή $V_{Rd, max}$ υπολογίζεται κατά τα παραπάνω με τον μοχλοβραχίονα εσωτερικών δυνάμεων $z=0,8 l_w$ και την κλίση των λοξών θλιπτήρων σκυροδέματος με τον κάθετο προς τη διεύθυνση της τέμνουσας άξονα της δοκού $\tan\theta=1$.

Εντός της κρίσιμης περιοχής η τιμή $V_{Rd, max}$ λαμβάνεται 40% αυτής που υπολογίστηκε εκτός της κρίσιμης περιοχής

Στην §5.5.3.4.3. του EC8 ορίζεται ο έλεγχος σε διαγώνια εφελκυστική αστοχία ως :

- 1) Αν ο λόγος διάτμησης $\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} \times l_w) \geq 2$ ισχύουν οι διατάξεις του EN 1992-1-1: 2004 (§6.2.3) όπως ορίστηκαν στην §4.2.1.
- 2) Αν ο λόγος διάτμησης $\alpha_s < 2$ τότε ισχύουν τα παρακάτω :

Ο οριζόντιος οπλισμός κορμού πρέπει να ικανοποιεί την παρακάτω εξίσωση :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd, c} + 0.75 \rho_h \times f_{yd, h} \times b_{ow} \times a_s \times l_w$$

Όπου

ρ_h το ποσοστό οριζόντιου οπλισμού κορμού ($\rho_h = A_h / (b_{wo} \times s_h)$)

$f_{yd, h}$ το όριο διαρροής του οριζόντιου οπλισμού κορμού

$V_{Rd, c}$ η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής αντοχής για μέλη χωρίς οπλισμό διάτμησης σύμφωνα με τον EN 1992-1-1: 2004, όπως ορίστηκε και στην §4.1.

Στην κρίσιμη περιοχή του τοιχίου το $V_{Rd, c}$ πρέπει να είναι ίσο με 0 εάν η αξονική δύναμη N_{Ed} είναι εφελκυστική.

Ο κατακόρυφος οπλισμός κορμού πρέπει να ικανοποιεί την παρακάτω εξίσωση :

$$\rho_h f_{yd, h} \times b_{wo} \times z \leq \rho_v f_{yd, v} \times b_{ow} \times z + \min N_{Ed}$$

όπου

ρ_v το ποσοστό κατακόρυφου οπλισμού κορμού ($\rho_v = A_v / (b_{wo} \times s_v)$)

$f_{yd, v}$ το όριο διαρροής του κατακόρυφου οπλισμού κορμού

3.5.6 Έλεγχος έναντι διατμητικής ολίσθησης

Ο έλεγχος σε αστοχία από διατμητική ολίσθηση στην βάση του δοκιμίου ορίζεται ως :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd, s}$$

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

όπου $V_{Rd,s}$ η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής αντοχής έναντι ολίσθησης.

Η $V_{Rd,s}$ πρέπει να ισούται με $V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$ με

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.3 \Sigma A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} \\ 0.25 f_{yd} \chi \Sigma A_{sj} \end{array} \right.$$

$$V_{id} = \Sigma A_{si} \times f_{yd} \times \cos\varphi$$

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f (\Sigma A_{sj} f_{yd} + N_{Ed}) \xi + M_{Ed} / z \\ 0.5 \eta f_{cd} \xi l_w b_{wo} \end{array} \right.$$

όπου

V_{dd} η δράση βλήτρου του κατακόρυφου οπλισμού

V_{id} η αντοχή των διοδιαγώνιων ράβδων

V_{fd} η αντίσταση τριβής

μ_f ο συντελεστής τριβής σκυροδέματος υπό κυκλικές δράσεις που μπορεί να θεωρηθεί ίσος με 0,6 για λείες επιφάνειες και 0,7 για τραχιές επιφάνειες.

z ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων

$$\xi = x / l_w$$

ΣA_{sj} το άθροισμα των διατομών των κατακόρυφων οπλισμών του κορμού

ΣA_{si} το άθροισμα των διατομών των κεκλιμένων ράβδων και των δύο διευθύνσεων

φ η γωνία των ράβδων ως προς την οριζόντια

$$\eta = 0,6 (1 - f_{ck} / 250) \text{ με } f_{ck} \text{ σε MPa}$$

N_{Ed} θετική την θλιπτική

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΣΥΝΘΕΤΩΝ ΥΛΙΚΩΝ ΜΕ FRP'S

Γενικά

Η χρήση συνθέτων υλικών ΙΝΟΠ για την επισκευή και ενίσχυση κατασκευών έχει αναπτυχθεί διεθνώς τα τελευταία δέκα χρόνια και έχει εφαρμοσθεί σε μια ποικιλία τεχνικών έργων και υλικών (κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, λιθοδομή, ξύλο).

Η εν λόγω τεχνική βασίζεται στην εξωτερική επικόλληση λωρίδων ή μανδύων από σύνθετα πολυμερή υλικά ΙΝΟΠ. Τα πολυμερή αποτελούνται από σύνθετες ίνες υψηλής αντοχής (συρραμμένες ή πλεγμένες) σε μορφή 'εύκαμπτων' υφασμάτων πάχους της τάξης 0.1-0.2 mm, με τις ίνες σε μια ή περισσότερες διευθύνσεις. Τα υφάσματα αυτά εμποτίζονται σε εποξειδική ρητίνη και έτσι σχηματίζεται το τελικό σύνθετο υλικό. Δεδομένου ότι η συμπεριφορά των ΙΝΟΠ διαφέρει σημαντικά από εκείνη των ράβδων συμβατικού οπλισμού, στην παρούσα παράγραφο παρουσιάζονται συνοπτικά οι ιδιότητες καθώς και ο τρόπος εφαρμογής και λειτουργίας τους.

Τα σύνθετα υλικά ΙΝΟΠ αποτελούνται από ίνες (π.χ. άνθρακα, ύαλου, Kevlar) σε ποσοστό 40-70% κατ' όγκο, σε συνδυασμό με εποξειδική ρητίνη (ή σπανιότερα με πολυεστέρα). Το μέτρο ελαστικότητας του σύνθετου υλικού εξαρτάται από την ποσοστιαία αναλογία κατ' όγκο των ινών, και δίνεται από την παρακάτω γραμμική σχέση:

$$E_{fc} = E_m \cdot V_m + E_f \cdot V_f \quad (3, 1)$$

όπου με V συμβολίζονται οι όγκοι και με E το μέτρο ελαστικότητας της ρητίνης (m) και των ινών (f).

Στην πράξη, ο ακριβής υπολογισμός της ποσότητας της ρητίνης που χρησιμοποιήθηκε, όπως και του τελικού πάχους του ΙΝΟΠ (πάχος ινών και ρητίνης) είναι αρκετά δύσκολος, με αποτέλεσμα να παρουσιάζει αντίστοιχες δυσκολίες και ο ακριβής προσδιορισμός των κατ' όγκων αναλογιών που καθορίζουν τις ιδιότητες (μέτρο ελαστικότητας, εφελκυστική αντοχή) του σύνθετου υλικού.

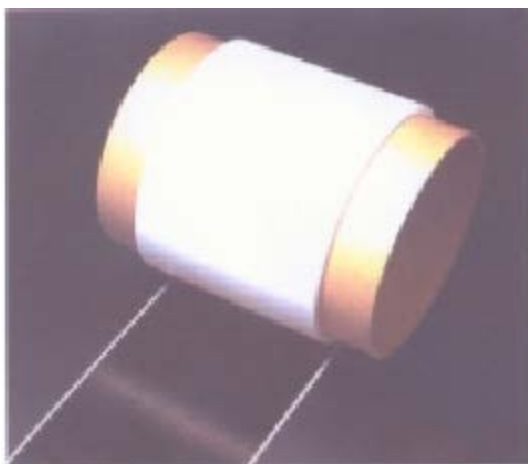
Τυπικές ιδιότητες των ΙΝΟΠ (Σχήμα 4.1α) συνοψίζονται στον Πίνακα 4.1. Αντίστοιχα, στο Σχήμα 4.1β παρουσιάζονται τα διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων που χρησιμοποιούνται στο σχεδιασμό.

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

Τα σύνθετα υλικά ΙΝΟΠ με βάση τις ίνες άνθρακα και υάλου έχουν πάχος φύλλου από 0.1 έως 1 mm και 0.2 έως 2 mm αντίστοιχα, ενώ το βάρος τους είναι της τάξης των 0.3 kg/m² και 0.5 kg/m². Είναι υλικά που συμπεριφέρονται γραμμικώς ελαστικά μέχρι τη θραύση (απουσία πλαστικής διαρροής), η οποία όμως επέρχεται σε αρκετά μεγάλες παραμορφώσεις.

Πίνακας 4.1 Μηχανικά χαρακτηριστικά των ΙΝΟΠ.

Υλικό	Πυκνότητα (Kg/m ³)	Μέτρο ελαστικότητας (GPa)	Εφελκυστική Αντοχή (MPa)	Παραμόρφωση θραύσης (%)	Συντελεστής θερμικής διαστολής K ⁻¹
Χάλυβας οπλισμού	7850	200	500	3.50	10 ·10 ⁻⁶
Υφάσματα από ίνες άνθρακα	1820	230	3430	1.50	10 ⁻⁷
Υφάσματα από ίνες υάλου	2600	65	1700	2.80	5 ·10 ⁻⁶
Ράβδοι από ίνες άνθρακα	1600	130	2300	1.80	0.7 ·10 ⁻⁶

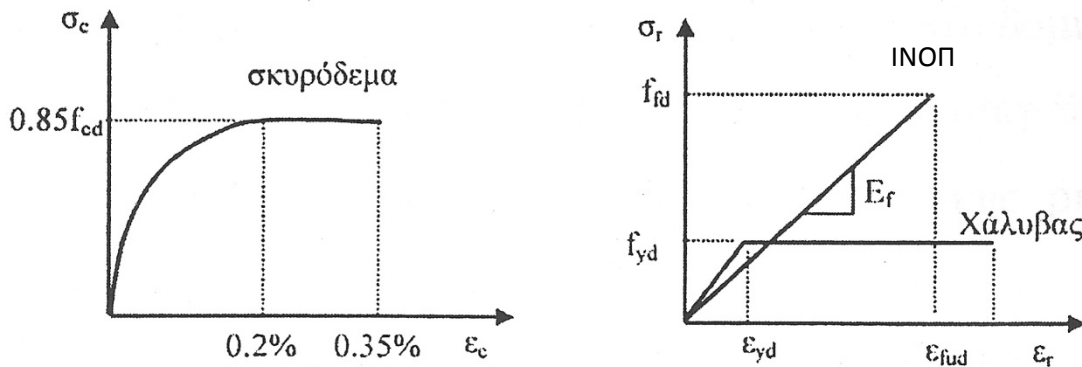


ΙΝΟΠ φύλλου με ίνες υάλου



ΙΝΟΠ ράβδου με ίνες άνθρακα

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της



Σχήμα 4.1 Τυπικές μορφές INOΠ (α) και (β) διαγράμματα τάσεων παραμορφώσεων σκυροδέματος, χάλυβα και INOΠ.

4.1 Γενικοί κανόνες εφαρμογής των INOΠ

Σημεία προσοχής κατά την εφαρμογή των σύνθετων υλικών INOΠ είναι τα ακόλουθα:

- Τα υλικά αυτά παραλαμβάνουν δυνάμεις μόνο κατά την διεύθυνση των ινών του πολυμερούς.
- Η επαρκής αγκύρωση των σύνθετων υλικών INOΠ στα άκρα τους αποτελεί απαραίτητη προϋπόθεση για την εξασφάλιση της ικανότητας ανάληψης των δυνάμεων. Οι διάφορες μέθοδοι που έχουν προταθεί για την αγκύρωση των INOΠ περιλαμβάνουν τις μηχανικές αγκυρώσεις (φωλιές με INOΠ και εποξειδική ρητίνη), βλήτρα και ελάσματα, εγκάρσια INOΠ.
- Ο βαθμός ενίσχυσης θα πρέπει να περιορίζεται ώστε σε περίπτωση πρόωρης αποτυχίας των σύνθετων υλικών (π.χ. λόγω υπερθέρμανσης εξαιτίας πυρκαγιάς), το δομικό στοιχείο να μπορεί να φέρει τα μόνιμα φορτία της κατασκευής.

4.2 Ανθεκτικότητα

Γενικώς, τα σύνθετα υλικά επιδεικνύουν ικανοποιητική συμπεριφορά στο χρόνο και τις περιβαλλοντικές επιδράσεις. Πειραματικά αποτελέσματα, μελέτες και έλεγχοι της συμπεριφοράς των σύνθετων υλικών στο χρόνο έχουν δείξει ότι οι μηχανικές τους ιδιότητες διατηρούνται σταθερές για μεγάλα χρονικά διαστήματα (τουλάχιστον 50 χρόνια), αρκεί να έχουν ληφθεί υπόψη ορισμένες ιδιαιτερότητες τους. Πιο συγκεκριμένα:

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

- **Θερμοκρασία-Πυρκαγιά:** Οι συνήθεις θερμοκρασίες λειτουργίας δεν επηρεάζουν αξιολογικά την συμπεριφορά των υλικών αυτών. Όμως, τα μηχανικά χαρακτηριστικά των ρητινών υφίστανται ραγδαία υποβάθμιση μετά από μια θερμοκρασία της τάξης των 60-80°C, με αποτέλεσμα να μειώνεται σημαντικά η ικανότητα μεταφοράς φορτίων. Στην περίπτωση αυτή πρέπει να ληφθούν μέτρα προστασίας, είτε με την εφαρμογή ειδικών ρητινών, είτε με την τοποθέτηση προστατευτικού επιχρίσματος (η δεύτερη λύση είναι συνήθως οικονομικότερη).
- **Υγρασία-Νερό:** Τα σύνθετα υλικά είναι γενικά ιδιαίτερα ανθεκτικά στο νερό και την υγρασία (π.χ. οι ίνες άνθρακα είναι πρακτικά απρόσβλητες) και για το λόγο αυτό μπορούν επίσης να χρησιμοποιηθούν ως στεγανωτική μόνωση.
- **Ηλιακή ακτινοβολία:** Η υπεριώδης ακτινοβολία μπορεί να επηρεάσει μόνο την επιφανειακή στρώση ρητίνης, αλλά όχι σημαντικά. Οι ίνες άνθρακα και ύαλου είναι πρακτικά απρόσβλητες.
- **Διάβρωση από αλκαλικότητα ή οξέα:** Οι ίνες ύαλου είναι ευπαθείς σε αλκαλικό (σκυρόδεμα) και όξινο περιβάλλον και έτσι πρέπει να εφαρμόζονται με ιδιαίτερη επιμέλεια (μόνωση με ρητίνη). Οι ίνες άνθρακα παρουσιάζουν πολύ καλύτερη συμπεριφορά και ουσιαστικά δεν απειλούνται από διάβρωση.

4.3 Κόστος εφαρμογής

Το κόστος εφαρμογής των σύνθετων υλικών ΙΝΟΠ καθορίζεται τόσο από το κόστος προμήθειας των υλικών (υφάσματα, ρητίνες, επιδιορθωτικά κονιάματα) όσο και από το κόστος τοποθέτησης. Αν και τα εν λόγω υλικά έχουν ένα σχετικά υψηλό κόστος αγοράς, η εφαρμογή τους απαιτεί μικρή προετοιμασία του εργοταξιακού χώρου αλλά και των δομικών στοιχείων, καθώς και μικρό κόστος αποκατάστασης μετά το πέρας των εργασιών. Συγκριτικά λοιπόν με πιο παραδοσιακές μεθόδους επισκευής και ενίσχυσης (μεταλλικά ελάσματα, μανδύες σκυροδέματος) εκτιμάται ότι το κόστος του είναι της ίδιας τάξης μεγέθους.

Επιπλέον, το χαμηλό βάρος των υλικών αυτών δεν επιβαρύνει στατικά την κατασκευή. Πρέπει τέλος να συνυπολογισθεί η πολύ μικρή όχληση των χρηστών και η μη αναγκαιότητα εκκένωσης του χώρου.

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

4.4 Συντελεστές ασφαλείας συνθέτου υλικού ΙΝΟΠ

Κατά το σχεδιασμό έναντι της Οριακής Κατάστασης Αστοχίας, οι προτεινόμενοι μερικοί συντελεστές ασφαλείας για το σκυρόδεμα και το χάλυβα καθορίζονται από τους αντίστοιχους κανονισμούς που αφορούν το σχεδιασμό δομικών στοιχείων κατασκευασμένων από αυτά τα υλικά. Έτσι ο μερικός συντελεστής ασφαλείας της αντοχής του σκυροδέματος είναι ίσος προς 1.50 (EC2) ενώ για τον χάλυβα ο παραπάνω συντελεστής καθορίζεται στο 1.15.

Όπως προαναφέρθηκε, η συμπεριφορά των ΙΝΟΠ εξαρτάται σε σημαντικό βαθμό από τις τιμές τριών μηχανικών χαρακτηριστικών τους:

- την εφελκυστική αντοχή,
- το μέτρο ελαστικότητας, και
- την τιμή παραμόρφωσης κατά την αστοχία.

Κατ' αναλογία, στο σχεδιασμό ενισχυμένων δομικών στοιχείων υφιστάμενων οχρωματικών έργων με ΙΝΟΠ, οι τιμές των παραπάνω μηχανικών χαρακτηριστικών διαιρούνται με αντίστοιχους μερικούς συντελεστές ασφαλείας, όπως αναπτύσσεται παρακάτω.

4.4.1 Μερικός συντελεστής ασφαλείας για το μέτρο ελαστικότητας γ_{mE}

Στις περισσότερες περιπτώσεις σχεδιασμού δομικών στοιχείων ΟΣ ενισχυμένων με ΙΝΟΠ, η φέρουσα ικανότητα τους δεν καθορίζεται από τη μέγιστη παραμόρφωση που μπορεί να επιδείξει το υλικό αυτό, αλλά από όρια παραμόρφωσης που σχετίζονται με φαινόμενα όπως η αστοχία της διεπιφάνειας μεταξύ σκυροδέματος και ΙΝΟΠ ή της περιοχής αγκύρωσης των ΙΝΟΠ με το σκυρόδεμα. Οι παραπάνω παράγοντες συσχετίζονται με το μέτρο ελαστικότητας των ΙΝΟΠ και για αυτό κατά το σχεδιασμό επιβάλλεται ένας μερικός συντελεστής ασφαλείας γ_{mE} στη τιμή του. Η τιμή σχεδιασμού του μέτρου ελαστικότητας των ΙΝΟΠ είναι ίση με $E_{fd} = E_f / \gamma_{mE}$ όπου $\gamma_{mE} = \gamma_E \times \gamma_{mm}$. Τυπικές τιμές για τους συντελεστές ασφαλείας γ_E και γ_{mm} φαίνονται στους Πίνακες 4.2

Πίνακας 4.2 Μερικοί συντελεστές ασφαλείας γ_E .

Σύνθετο Υλικό ΙΝΟΠ	Μερικός συντελεστής ασφαλείας γ_E
ΙΝΟΠ από ίνες άνθρακα	1.10
ΙΝΟΠ από ίνες πολυαμιδης	1.10
ΙΝΟΠ από ίνες υάλου AR	1.60
ΙΝΟΠ από ίνες υάλου E	1.80

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

4.4.2 Μερικός συντελεστής ασφαλείας μέγιστης παραμόρφωσης $\gamma_{m\epsilon}$

Σε ορισμένες περιπτώσεις σχεδιασμού δομικών στοιχείων ΟΣ ενισχυμένων με ΙΝΟΠ η φέρουσα ικανότητα της κατασκευής επηρεάζεται σημαντικά από τη μέγιστη παραμόρφωση που μπορεί να επιδείξει το υλικό αυτό πριν αστοχήσει (π.χ. κατά την ενίσχυση έναντι τέμνουσας, την περιοφιξη κτλ). Για τους παραπάνω λόγους, κατά το σχεδιασμό επιβάλλεται ένας συντελεστής ασφαλείας $\gamma_{m\epsilon}$ στην τιμή της μέγιστης παραμόρφωσης που μπορεί να αποδώσουν οι ίνες ΙΝΟΠ, πριν αστοχήσουν. Η τιμή της παραμόρφωσης αυτής είναι ίση με $\epsilon_{fd} = \epsilon_{fk} / \gamma_{m\epsilon d}$, όπου $\gamma_{m\epsilon d} = \gamma_{\epsilon d} \times \gamma_{mm}$. Τυπικές τιμές για τους συντελεστή ασφαλείας $\gamma_{\epsilon d}$ φαίνονται στον Πίνακα 4.3.

Πίνακας 4.3 Μερικός συντελεστής ασφαλείας $\gamma_{\epsilon d}$ που επιβάλλεται στη τιμή της μέγιστης παραμόρφωσης που μπορεί να αποδώσουν οι ίνες ΙΝΟΠ πριν την αστοχία σε δυναμική φόρτιση.

ΙΝΟΠ	Μερικός συντελεστής ασφαλείας $\gamma_{\epsilon d}$
ΙΝΟΠ από ίνες άνθρακα	1.50
ΙΝΟΠ από ίνες πολυαραμιδής	1.35
ΙΝΟΠ από ίνες υάλου AR	1.85
ΙΝΟΠ από ίνες υάλου E	1.95

4.4.3 Μερικός συντελεστής ασφαλείας εφελκυστικής αντοχής γ_{mf}

Ένας ακόμα παράγοντας που επηρεάζει σημαντικά την φέρουσα ικανότητα δομικών στοιχείων ΟΣ ενισχυμένων με ΙΝΟΠ είναι η εφελκυστική αντοχή του ΙΝΟΠ. Η αντοχή αυτή προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$f_{fd} = E_{fd} \epsilon_{fd} = f_{fk} / \gamma_{mf}$$

$$\text{όπου, } E_{fd} = E_f / \gamma_{m\epsilon E} \text{ και } \epsilon_{fd} = \epsilon_{fk} / \gamma_{m\epsilon d}$$

$$f_{fd} = (E_f / \gamma_{m\epsilon E}) (\epsilon_{fk} / \gamma_{m\epsilon d}) = (E_f \cdot \epsilon_{fk}) / (\gamma_{m\epsilon E} \cdot \gamma_{m\epsilon d})$$

με βάση την παραπάνω σχέση ο συντελεστής ασφαλείας της εφελκυστικής αντοχής γ_{mf} προκύπτει ως:

$$\gamma_{mf} = \gamma_{m\epsilon E} \times \gamma_{m\epsilon d} = \gamma_E \times \gamma_{\epsilon d} \times (\gamma_{mm})^2$$

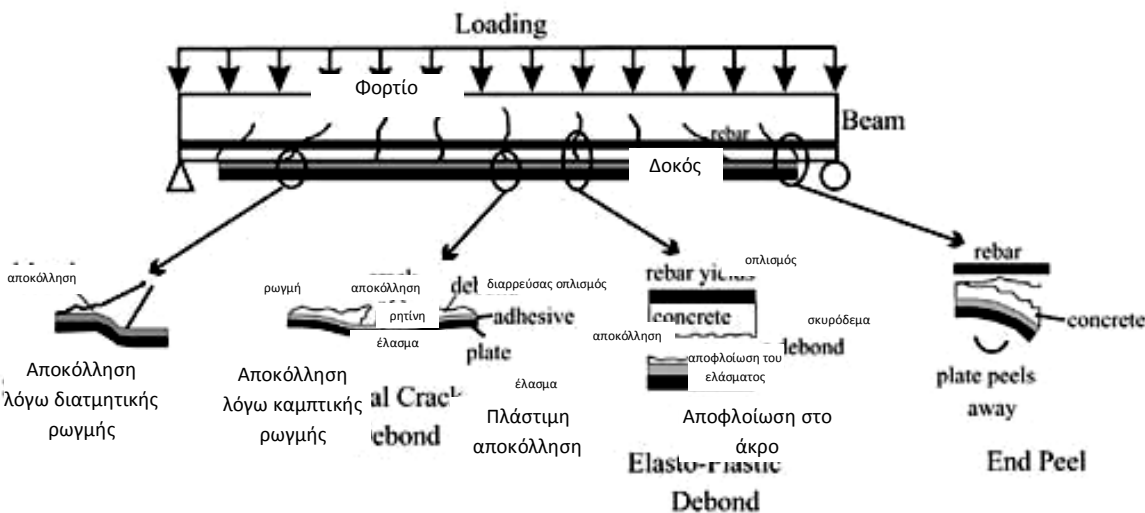
Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

4.5 Ενίσχυση έναντι κάμψης

Με δεδομένη τη ροπή σχεδιασμού στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας, προκύπτει ο απαιτούμενος αριθμός στρώσεων του σύνθετου υλικού ΙΝΟΠ έτσι ώστε, κατά την αστοχία, να έχει διαρρέυσει ο εφελκόμενος χάλυβας. Μετά την διαρροή αυτή μπορεί να ακολουθήσουν δύο μηχανισμοί αστοχίας :

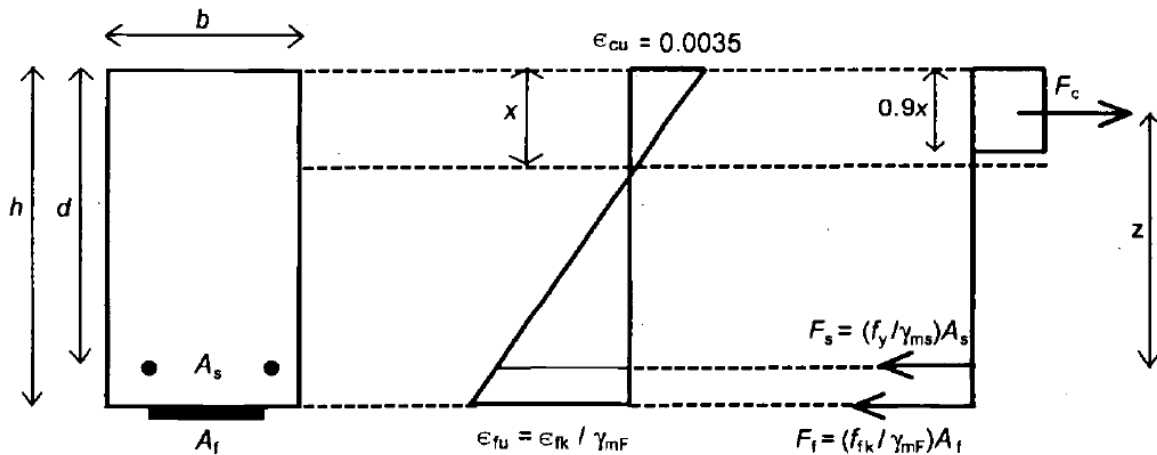
- (α) Αστοχία του σκυροδέματος της θλιβόμενης ζώνης ($\epsilon_{cu} > 0.0035$), ενώ η παραμόρφωση του σύνθετου υλικού στην εφελκόμενη ζώνη παραμένει χαμηλή, μικρότερη του 50% της εθραύσης, ίσης με 0.015.
- (β) Ανάπτυξη της μέγιστης επιτρεπόμενης παραμόρφωσης στο σύνθετο υλικό ($\leq \min [0.008, \epsilon_{fd}]$) χωρίς προηγούμενη θραύση του σκυροδέματος. Στην περίπτωση αυτή μπορεί να συμβεί απότομη θραύση του σύνθετου υλικού και/ή αποκόλλησή του, όπως φαίνεται χαρακτηριστικά στο Σχήμα 4.2.

Η δυνάμεις που αναπτύσσονται στην διατομή ενός στοιχείου ΟΣ υπό καμπτική φόρτιση φαίνονται στο Σχήμα 4.3.



Σχήμα 4.2 Απεικόνιση των περιοχών όπου ενδέχεται να παρατηρηθεί αποκόλληση των ινών και του σκυροδέματος.

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της



Σχήμα 4.3 Φορτία που αναπτύσσονται στην διατομή ενός στοιχείου ΟΣ ενισχυμένου με σύνθετο υλικό ΙΝΟΠ σε καθαρή κάμψη

Όπως και στη περίπτωση κατασκευών από ΟΣ, ο υπολογισμός της καμπτικής αντοχής της διατομής του Σχήματος 4.3, M_R , για τον υπολογισμό των συναρτήσεων αντίστασης του ενισχυμένου δομικού στοιχείου, γίνεται κάνοντας χρήση της ισορροπίας των δυνάμεων που ασκούνται πάνω στην διατομή. Αντίστοιχα, υπολογίζεται (βάσει επιπεδότητας διατομών) και η μέση καμπτική δυσκαμψία της διατομής (EI).

Προκειμένου να διασφαλιστεί ο παραπάνω πλαστικός τρόπος αστοχίας της διατομής, απαιτείται να γίνεται ειδικός έλεγχος για τις διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται στη διεπιφάνεια μεταξύ του σκυροδέματος και των στρώσεων ΙΝΟΠ καθώς και για το μήκος αγκύρωσης των ΙΝΟΠ.

4.5.1 Μέγιστη παραμόρφωση των ΙΝΟΠ

Προκειμένου να αποφεύγονται ακραίες τιμές παραμόρφωσης των ΙΝΟΠ, που έχουν σαν αποτέλεσμα την αποκόλληση τους από το σκυρόδεμα, προτείνεται κατά το σχεδιασμό των ενισχύσεων, η μέγιστη παραμόρφωση που να μπορεί να λάβουν τα ΙΝΟΠ να είναι μικρότερη από αυτή που αντιστοιχεί στην αστοχία. Συγκεκριμένα, προτείνεται η τιμή της παραμόρφωσης να μην υπερβαίνει το 0.008, με πολλούς ερευνητές να προτείνουν χαμηλότερες τιμές, ίσες με 0.004.

4.5.2 Έλεγχος διατμητικών τάσεων στη διεπιφάνεια μεταξύ σκυροδέματος και ΙΝΟΠ

Προτείνεται η τιμή των διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια σκυροδέματος και ΙΝΟΠ να μην ξεπερνά τα 0.8 N/mm^2 (MPa). Η τιμή των διατμητικών τάσεων για την περίπτωση κατά την οποία η υπό εξέταση ενισχυμένη με ΙΝΟΠ διατομή, βρίσκεται στην ελαστική περιοχή, δίδεται από την παρακάτω σχέση :

$$\tau = V_{\text{add}} (E_{fd} / E_c) A_f (h - x) / I_{cs} b_a \quad (3.5)$$

όπου:

V_{add} η τιμή της επιπλέον διατμητικής δύναμης που αναπτύσσεται στην ενισχυμένη διατομή, σε σχέση με εκείνη που αναπτυσσόταν πριν την ενίσχυση του φορέα,

A_f το εμβαδόν του στρώματος του ΙΝΟΠ,

x το βάθος στο οποίο βρίσκεται ο ουδέτερος άξονας της διατομής,

I_{cs} η ροπή αδράνειας της ισοδύναμης ενισχυμένης διατομής του ρηγματωμένου φορέα,

b_a το πλάτος του στρώματος των ΙΝΟΠ, και

h το συνολικό ύψος της διατομής

Έλεγχος των διατμητικών τάσεων που αναπτύσσονται στη διεπιφάνεια μεταξύ σκυροδέματος και ΙΝΟΠ απαιτείται στην περιοχή του φορέα όπου:

- Παρουσιάζονται απότομες μεταβολές στην τιμή της διατμητικής δύναμης που αναπτύσσεται κατά μήκος του φορέα (π.χ. σημεία στα οποία ασκούνται συγκεντρωμένα φορτία), όταν δηλαδή έχουμε έμμεσες στηρίξεις δοκών.
- Ο διαμήκης οπλισμός θεωρείται ότι θα διαρρεύσει κατά την απόκριση (π.χ. στις στηρίξεις και στο άνοιγμα του δομικού στοιχείου).

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

4.6 Έλεγχος αγκύρωσης

Το απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης $l_{t, \max}$ καθορίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$l_{t, \max} = 0.7 k_b \sqrt{\frac{E_{fd} t_f}{f_{ctm}}} \quad (\text{mm}) \quad (3.6)$$

όπου

$$k_b = 1.06 \sqrt{\frac{b_f}{b_w}} / (1 + b_f / 400) > 1.0$$

b_f το πλάτος του στρώματος ΙΝΟΠ (mm),

b_w το πλάτος δοκού ή η απόσταση μεταξύ ελασμάτων (mm),

t_f το πάχος στρώματος ΙΝΟΠ (mm),

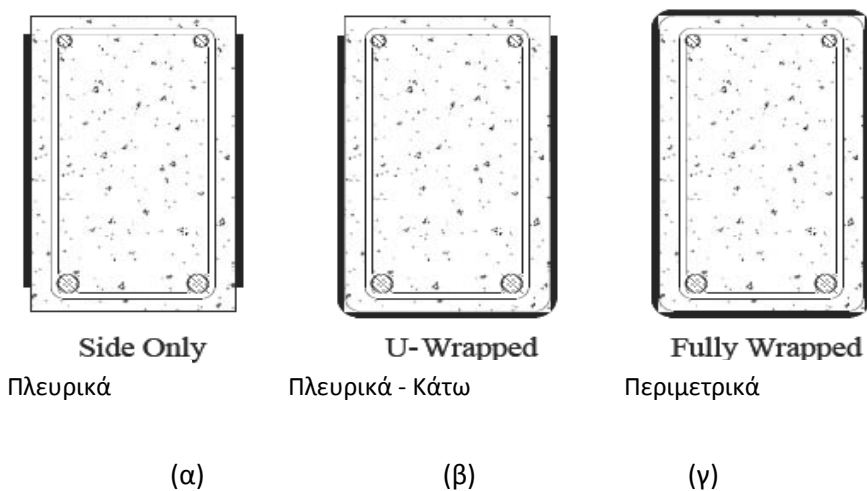
E_{fd} το μέτρο ελαστικότητας του ελάσματος (N/mm^2) και

f_{ctm} η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος = $0.18 (f_{cu})^{2/3}$ (N/mm^2)

Ως ελάχιστο μήκος αγκύρωσης προτείνονται τα 500mm.

4.7 Ενίσχυση έναντι τέμνουσας

Ο τρόπος ενίσχυσης των διατομών ΟΣ έναντι τέμνουσας φαίνεται στο Σχήμα 4.4. Το Σχήμα 4.4α απεικονίζει μια διατομή η οποία έχει ενισχυθεί με στρώσεις συνθέτων υλικών ΙΝΟΠ πλευρικά, το Σχήμα 4.4β δείχνει τη διατομή να έχει ενισχυθεί με στρώσεις συνθέτων υλικών ΙΝΟΠ πλευρικά και στην κάτω πλευρά της ενώ, τέλος, στο Σχήμα 4.4γ φαίνεται η διατομή να έχει ενισχυθεί περιμετρικά.



Σχήμα 4.4 Ενίσχυση διατομών με ΙΝΟΠ έναντι τέμνουσας

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

Ο υπολογισμός των απαιτούμενων στρώσεων προκύπτει από την ικανοποίηση της παρακάτω σχέσης:

$$V_f + V_c + V_s = V_d \quad (3.7)$$

όπου:

V_f η τέμνουσα που πρέπει να παραλάβει το σύνθετο υλικό ΙΝΟΠ,

V_c η αντοχή σε τέμνουσα του σκυροδέματος,

V_s η αντοχή σε τέμνουσα των συνδετήρων, και

V_d η απαιτούμενη τέμνουσα σχεδιασμού.

Οι V_c και V_s υπολογίζονται σύμφωνα με τις ΟΜΟΕ (2008), ενώ η τέμνουσα που πρέπει να παραλάβει το σύνθετο υλικό δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$V_f = A_f \cdot \sigma_f \quad (3.8)$$

όπου:

$A_f = 2 \cdot t \cdot l \cdot n$ με t το πάχος, l το μήκος και n τον αριθμό στρώσεων του υφάσματος ΙΝΟΠ και

$\sigma_f = \varepsilon_{fe} \cdot E_f$ με ε_{fe} την οριακή παραμόρφωση σχεδιασμού και E_f το μέτρο ελαστικότητας του εγκάρσιου υφάσματος ΙΝΟΠ)

Στην περίπτωση που μια διατομή ΟΣ έχει ενισχυθεί με στρώσεις ΙΝΟΠ περιμετρικά, τότε η παραμόρφωση που μπορεί να αποδώσει με ασφάλεια το ΙΝΟΠ είναι (ACI 440.2R-02):

$$\varepsilon_{fe} = 0.003 < 0.50 \varepsilon_{fu} \quad (3.9)$$

Στην περίπτωση που μια διατομή ΟΣ έχει ενισχυθεί με στρώσεις ΙΝΟΠ μόνο πλευρικά, τότε η παραμόρφωση που μπορεί να παραλάβει με ασφάλεια το σύνθετο υλικό ενίσχυσης είναι μειωμένη κατά k_v (ACI 440.2R-02):

$$\varepsilon_{fe} = k_v \varepsilon_{fu} < 0.003 \quad (3.10)$$

όπου:

$$k_v = k_1 k_2 L_e / (11900 \varepsilon_{fu}) < 0.75$$

$$L_e = 23300 / (n t_f E_f)^{0.58}$$

$$k_1 = (f_c / 27)^{2/3}$$

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

$k_2 = (d_f - L_e) / d_f$ στην περίπτωση ενίσχυσης πλευρικά και στην κάτω παρειά της διατομής,

$k_2 = (d_f - 2L_e) / d_f$ στην περίπτωση πλευρικής ενίσχυσης μόνον.

Σε κάθε περίπτωση, η μέγιστη συνολική συνεισφορά του οπλισμού και των ΙΝΟΠ μόνο στην αντοχή της διατομής σε τέμνουσα, καθορίζεται από την πιο κάτω σχέση :

$$V_f + V_s < 0.60 b_w d (\sqrt{f_c})$$

4.8 Περίσφιξη με ΙΝΟΠ

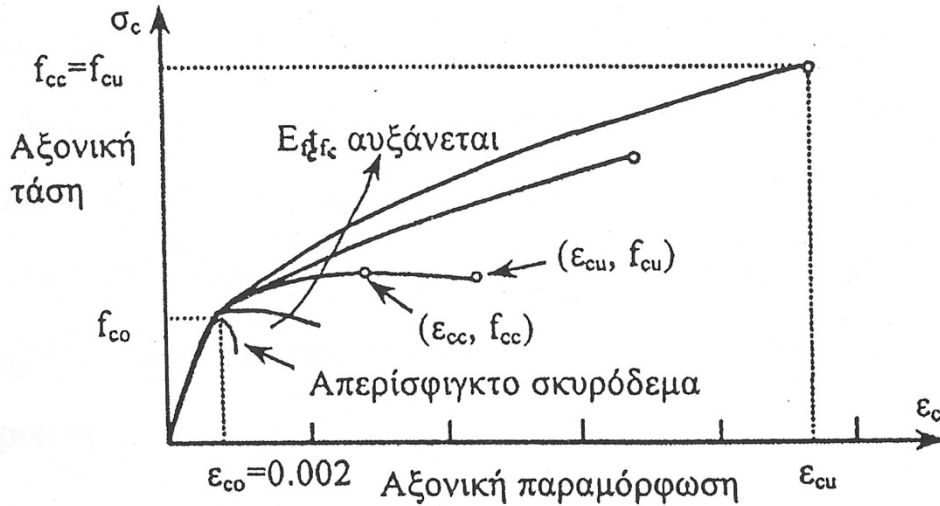
Η χρήση σύνθετων υλικών ΙΝΟΠ σε μορφή κλειστού μανδύα που περιβάλλει το δομικό στοιχείο έχει ως αποτέλεσμα:

- την αύξηση τη θλιπτικής αντοχής του στοιχείου λόγω περιορισμού της ρηγμάτωσης του σκυροδέματος,
- την αύξηση της παραμορφωσιμότητας του σκυροδέματος,
- τη βελτίωση της συνάφειας, ειδικά στις κρίσιμες περιοχές και
- τη μείωση της πιθανότητας τοπικού λυγισμού των διαμήκων ράβδων.

Συγκριτικά με τη χρήση συνδετήρων, για αύξηση της περίσφιξης, ισχύουν και εδώ οι ίδιες αρχές με το σημαντικό όμως πλεονέκτημα της συνέχειας του υλικού που προσομοιάζει καλύτερα την τριαξονική κατάσταση θλίψης. Απαραίτητη προϋπόθεση όμως είναι να έχει εξασφαλισθεί η σωστή αγκύρωση του σύνθετου υλικού.

Όσον αφορά την αποτελεσματικότητα της περίσφιξης, αυτή εξαρτάται από το πάχος του μανδύα του σύνθετου υλικού ΙΝΟΠ (t_f), τις ιδιότητες του (E_{fc}) αλλά και από τη γεωμετρία της εγκιβωτισμένης διατομής. Οι κυκλικές διατομές πλεονεκτούν των ορθογωνικών, ενώ η περίσφιξη αυξάνεται με την ακτίνα καμπυλότητας στις γωνίες της διατομής.

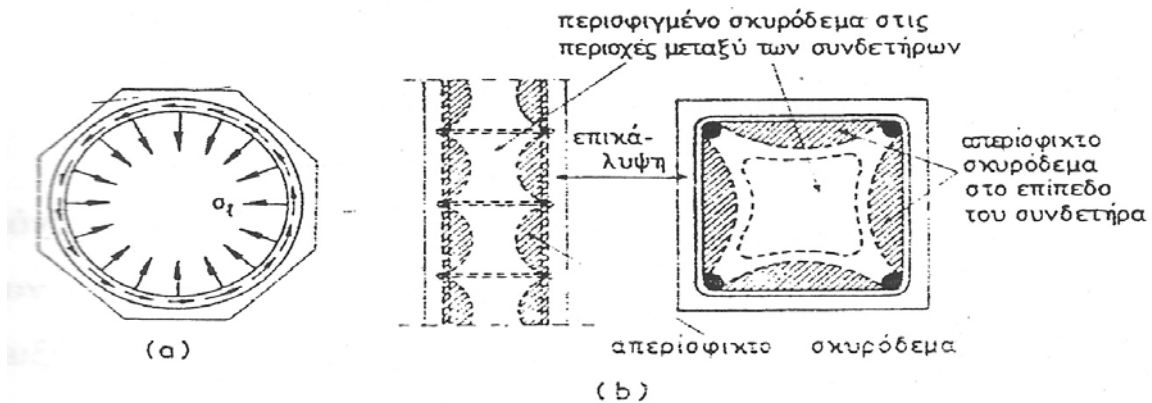
Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της



Σχήμα 4.5 Καμπύλες τάσεων - παραμορφώσεων για μη περιορισμένο σκυρόδεμα καθώς και για διάφορους βαθμούς περιορισμού

Στο Σχήμα 4.5 παρουσιάζονται οι καμπύλες τάσεων - παραμορφώσεων για απείρισφικτο σκυρόδεμα καθώς και για διάφορους βαθμούς περιορισμού. Παρατηρείται η αύξηση της θλιπτικής αντοχής από f_{co} (αντοχή μη περιορισμένου σκυροδέματος) σε f_{cc} και της οριακής παραμόρφωσης θραύσης από ϵ_{co} σε ϵ_{cu} .

Όπως προαναφέρθηκε, με τον όρο περιορισμός θεωρείται ο εγκιβωτισμός του σκυροδέματος με εναλλακτικά μέσα, έτσι ώστε να μεταβληθεί η μονοαξονική θλιπτική επιπόνηση σε πολυαξονική, με τις ευεργετικές επιδράσεις που έχει αυτό στη μηχανική συμπεριφορά του υλικού. Ο εγκιβωτισμός αυτός πραγματοποιείται συνήθως από εγκάρσιους οπλισμούς (συνδετήρες ή κυκλικές σπείρες) ή από μανδύες από χάλυβα ή ΙΝΟΠ. Πρέπει τέλος να σημειωθεί ότι, μέχρι ενός βαθμού, στην περιορισμό μπορεί να συνεισφέρουν και οι διαμήκεις ράβδοι ενός στοιχείου όταν είναι διατεταγμένες σε πυκνές αποστάσεις και περικλείονται από συνδετήρες.



Σχήμα 4.6 Συνήθη είδη περιορισμού: α) με κυκλική σπείρα, και β) με τετράγωνους συνδετήρες.

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

Πρακτικά η τριαξονική επιπόνηση του σκυροδέματος δημιουργείται όταν οι εγκάρσιοι οπλισμοί παρεμποδίζουν την πλευρική διόγκωση ενός μονοαξονικά θλιβόμενου στοιχείου. Οι εγκάρσιες, λόγω Poisson, παραμορφώσεις του σκυροδέματος (που αυξάνονται ταχύτερα όσο πλησιάζει η αστοχία) προκαλούν τη μήκυνση του υλικού περίσφιξης, αναπτύσσοντας τους εφελκυστικές τάσεις. Κατά συνέπεια αυτό ασκεί στο σκυρόδεμα ίσες θλιπτικές δυνάμεις (δράση-αντίδραση) που διαχέονται σαν εγκάρσιες θλιπτικές τάσεις. Το μέγεθος των τάσεων αυτών μπορεί να συνδεθεί με την εφελκυστική αντοχή του εγκάρσιου υλικού και με το βήμα τοποθέτησής του.

Ανάλογα με την μέθοδο εφαρμογής της περίσφιξης, μπορεί να υπολογιστεί ο συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιξης (α), ο οποίος ισούται με το γινόμενο δύο επιμέρους συντελεστών:

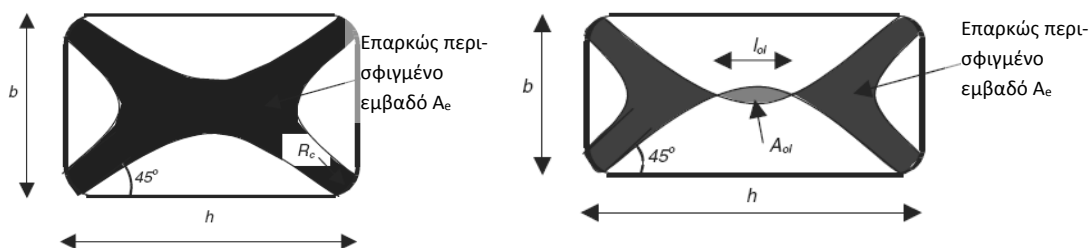
$$\alpha = \alpha_s \cdot \alpha_n$$

όπου:

α_n είναι το ποσοστό του εντός του συνδετήρα τμήματος της διατομής που περισφιγγεται, εξαρτώμενο από το σχήμα της διατομής και τη διάταξη του εγκάρσιου οπλισμού, και

α_s είναι το ποσοστό του περισφιγμένου πυρήνα στις λιγότερο περισφιγμένες διατομές του στοιχείου (στη μέση απόσταση μεταξύ συνδετήρων), που εξαρτάται από το βήμα τοποθέτησης τους.

Διακρίνουμε τις εξής περιπτώσεις:



Σχήμα 4.7 Περίσφιξη ορθογωνικών διατομών ΟΣ.

4.8.1 Ορθογωνικές διατομές

Για ορθογωνικές διατομές ενισχυμένες περιμετρικά με σύνθετα ΙΝΟΠΙ από ίνες άνθρακα, η θλιπτική αντοχή της περισφιγμένης διατομής περιγράφεται από την σχέση:

$$f_{cc} = f_{c0} + 2 g_s f_r$$

$$\text{όπου } f_{c0} = 0.67 f_{cu} / \gamma_{mc}$$

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

$$g_s = b / h \cdot A_e / A_g$$

Η εγκάρσια πίεση περίσφιξης f_r σε μία ισοδύναμη κυκλική διατομή διαμέτρου

$D = (b^2 + h^2)^{1/2}$ δίδεται από τη σχέση:

$$f_r = 2 \cdot f_{fd} \cdot t_f / (b^2 + h^2)^{1/2}$$

Για την περίπτωση κυκλικής ή ελλειψοειδούς διατομής, κάνοντας χρήση του αντίστοιχου συντελεστή σχήματος $g_s = (c / a)^2$ (όπου a και c είναι η μικρότερη και η μεγαλύτερη διάσταση της διατομής, αντίστοιχα) η θλιπτική αντοχή της περισφιγμένης ορθογωνικής διατομής καθορίζεται από την πιο κάτω σχέση:

$$f_r = [1.5 (a + c) - \sqrt{(a \cdot c)}] \cdot f_{fd} \cdot t_f / (2 \cdot a \cdot c)$$

Ο λόγος του εμβαδού της διατομής που επηρεάζεται από την περίσφιξη, A_e (Σχήμα 4.7) προς το συνολικό εμβαδόν της διατομής $A_g = b \cdot h - (4 \cdot \pi) \cdot R_c^2$ δίνεται από τη σχέση:

$$A_e / A_g = \{1 - [h - 2 R_c]^2 + [b - 2 R_c]^2 - 3 A_{ol}\} (3 A_g) - \rho_{sc} / (1 - \rho_{sc})$$

όπου:

- ρ_{sc} το ποσοστό διαμήκους οπλισμού,
- b το μήκος της μικρότερης πλευράς της διατομής,
- h το μήκος της μεγαλύτερης πλευράς της διατομής,
- R_c η ακτίνα καμπυλότητας της γωνίας, και
- A_{ol} ως ακολούθως :

$$A_{ol} = 0 \quad \text{όταν } 2b > (h - R_c)$$

$$A_{ol} = 4 l_{ol}^3 / [3 \cdot (h - 2R_c) + l_{ol} \cdot [2b - (h - R_c)]] \quad \text{όταν } 2b < (h - R_c)$$

$$l_{ol} = [(h - 2 \cdot R_c)^2 / 4 - b \cdot (h - 2 \cdot R_c) / 2]^{1/2} \text{ (Σχήμα 3.7).}$$

4.9 Οδηγίες εφαρμογής των ΙΝΟΠ

Πριν από την εφαρμογή της οιασδήποτε ενίσχυσης είναι σημαντικό να διαπιστωθεί η υφιστάμενη κατάσταση του υποβάθρου. Πέραν από την ουσιαστική απαίτηση να ενσωματωθούν στη μελέτη ενίσχυσης του δομικού στοιχείου τα υφιστάμενα χαρακτηριστικά και η γεωμετρία των υλικών (ιδιότητες διαβρωμένου - ενανθρακωμένου σκυροδέματος, απομείωση του εμβαδού, αντοχή και θέση του οξειδωμένου χάλυβα οπλισμού), είναι απαραίτητο να ελεγχθεί ότι τα υφιστάμενα υλικά είναι σε θέση να παραλάβουν και να μεταφέρουν τα φορτία σχεδιασμού, με ταυτόχρονη συνεργασία μεταξύ των νέων και παλαιών υλικών.

Για την αποτίμηση της κατάστασης των υλικών απαιτείται πρόγραμμα μη καταστροφικών και μερικώς καταστροφικών ελέγχων, επί τόπου και στο εργαστήριο, με ταυτόχρονη εκτίμηση μέσω εναλλακτικών μεθόδων των χαρακτηριστικών του σκυροδέματος και του χάλυβα οπλισμού (για επαλήθευση), τόσο στην επιφάνεια επαφής όσο και στη μάζα του υφιστάμενου έργου

Κατόπιν τούτου, είτε γίνεται απλή προετοιμασία της διεπιφάνειας, εφόσον τα χαρακτηριστικά του σκυροδέματος και του χάλυβα οπλισμού επαρκούν, είτε το επιφανειακό σκυρόδεμα και μέρος του χάλυβα οπλισμού απορρίπτονται και αντικαθίστανται με εφαρμογή νέου υλικού. Το μεν σκυρόδεμα αντικαθίσταται με νέο σκυρόδεμα υψηλότερης της προβλεπόμενης αντοχής, με πλήρη συνένωση μεταξύ νέου και υφιστάμενου υγιούς σκυροδέματος, (μέσω χημικών βλήτρων από οπλισμό υψηλής αντοχής αγκυρωμένο πέραν από την εφελκόμενη ζώνη του δομικού στοιχείου), ο δε χάλυβας οπλισμού αφαιρείται και εγκαταλείπεται, οπότε τοποθετείται νέος σε μορφή εσχάρας, πλήρως αγκυρωμένος μέσω χημικών αγκυριών στα θεμέλια, την πλάκα οροφής και τα περιμετρικά τοιχία.

Η γενική μεθοδολογία εφαρμογής σε ότι αφορά τα σύνθετα υλικά ΙΝΟΠ είναι συνοπτικά η εξής:

- Προμέτρηση και κόψιμο των υφασμάτων στις κατάλληλες διαστάσεις. Συνήθως, τα ΙΝΟΠ παρέχονται σε ρολά μήκους 50 m και πλάτους 50 cm.
- Εφόσον διατηρείται το επιφανειακό υπόστρωμα και οι οπλισμοί, γίνεται καθαίρεση του επιχρίσματος. Εάν δεν επαρκεί το επιφανειακό υπόστρωμα και/ή οι οπλισμοί, γίνονται εργασίες επισκευής αυτών (καθαίρεση και αντικατάσταση).
- Προετοιμασία της επιφάνειας όπου θα επικολληθούν τα σύνθετα υλικά ΙΝΟΠ. Η επιφανειακή στρώση σκυροδέματος απομακρύνεται (με αμμοβολή, υδροβολή, καλέμι) και λειαίνονται οι

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

επιφάνειες των δομικών στοιχείων και, εφόσον πρόκειται για δοκούς, υποστρώματα ή τοιχώματα, λειαίνονται και οι γωνίες, ώστε να αποκτήσουν μια ελαφριά ακτίνα καμπυλότητας ($r=3-5\text{cm}$).

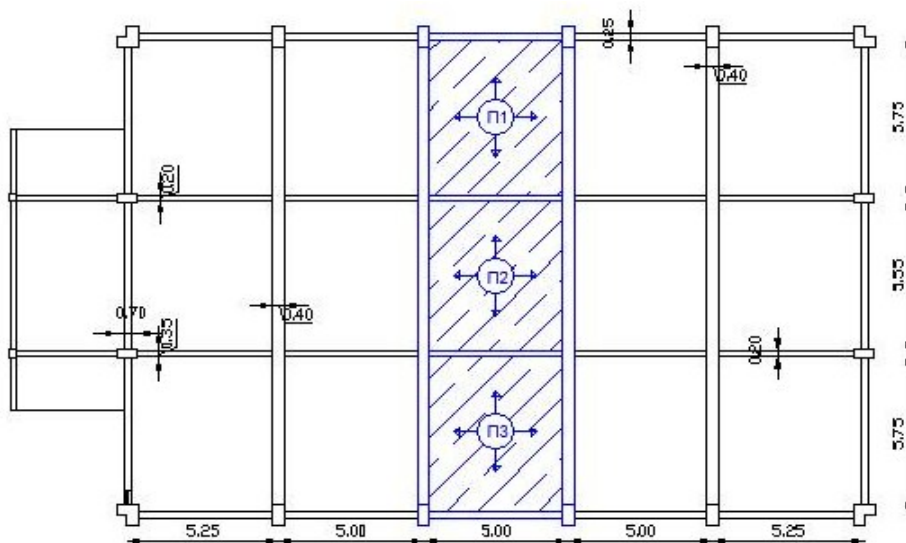
- Εφόσον πρόκειται για χρήση ελασμάτων ΙΝΟΠ, τοποθετείται μόνο μια στρώση αφού ακολουθηθεί η παρακάτω προεργασία. Εφόσον πρόκειται για υφάσματα ΙΝΟΠ, τοποθετείται η πρώτη στρώση υφάσματος, με την ακόλουθη προεργασία.
- Εφαρμογή μιας στρώσης από αστάρι στο δομικό στοιχείο για την πλήρη λείανση της περιοχής. Το εποξειδικό αστάρι είναι συνήθως ένα εποξυλαμινικό προϊόν, με χαμηλό ιξώδες, 100% στερεό που σκοπό έχει την εξασφάλιση της κατάλληλης πρόσφυσης μεταξύ των υφασμάτων και του σκυροδέματος.
- Εφαρμογή πρώτης στρώσης εποξειδικής ρητίνης στο δομικό στοιχείο, με επάλειψη της επιφάνειας με μαλακό ρολό και, ακολούθως, μετά από την τοποθέτηση του ΙΝΟΠ.
- Διάστρωση και εμποτισμός των ινών στην επιφάνεια επισκευής. Στο στάδιο αυτό είναι σημαντικό να γίνει προσπάθεια για την πλήρη επαφή του υλικού στο δομικό στοιχείο (αποφυγή εγκλωβισμού αέρα). Ο αέρας (σε μορφή φυσαλίδων) απομακρύνεται με μεταλλικό ρολό εφοδιασμένο με χαρακώσεις. Δεν απαιτείται τάνυση του υφάσματος.
-
- Η εφαρμογή των ρητινών απαιτεί προστατευτικά για τα εκτεθειμένα μέρη του σώματος καθώς και, απαραίτητα, προστατευτική μάσκα, για αποφυγή εισπνοής των ατμών.
- Εφαρμογή των επιπλέον στρώσεων σύμφωνα με τη μελέτη. Σε πολλαπλές στρώσεις σύνθετων υλικών ΙΝΟΠ μορφής υφάσματος, χρειάζεται προσοχή προκειμένου να μην κρεμάσει το ύφασμα λόγω ερπυσμού κάτω από το βάρος του, μέχρι να σκληρύνει η ρητίνη.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΤΗΣ ΠΛΑΙΣΙΑΚΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

5.1 Παρουσίαση του φορέα της υφιστάμενης κατασκευής

Η κατασκευή η οποία εξετάζεται στη παρούσα πτυχιακή εργασία είναι το γυμναστήριο της σχολής Α.Σ.ΠΑΙ.ΤΕ., η οποία είναι κατασκευασμένη το 1967. Δηλαδή προ του 1981 επομένως δεν υπόκειται στους ισχύοντες κανονισμούς. Πρόκειται για ένα μονόροφο κτίριο το οποίο αποτελείται από δέκα (10) επαναλαμβανόμενα πλαίσια εκ των οποίων τα έξι (6) είναι παράλληλα προς την κατεύθυνση ψ ενώ τα τέσσερα (4) είναι παράλληλα προς τη κατεύθυνση χ όπως παρουσιάζονται στην κάτοψη που παρατίθεται.



Εικόνα 5.1 : Κάτοψη των πλακών του κτιρίου

Τα επαναλαμβανόμενα αυτά πλαίσια συνδέονται μεταξύ τους με διαδοκίδες και στηρίζονται σε υποστυλώματα.

Τα δομικά στοιχεία της ανοδομής είναι κατασκευασμένα από οπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας Β 225 (αντιστοιχεί ανάμεσα στις κατηγορίες C12/15 και C16/20) και αντοχής 18 MPa. Η κατηγορία σκυροδέματος της θεμελίωσης είναι Β 160 (αντιστοιχεί ανάμεσα στις κατηγορίες C8/10 και C12/15) και η αντοχή είναι 12 MPa.

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

Οι πλάκες οροφής είναι τετραερείστες και έχουν δύο κύριους οπλισμούς $\Phi 8/16$ και τα αγκύρια που συνδέουν μεταξύ τους τις πλάκες είναι $\Phi 8/32$.

Οι πλακοδοκοί της πλαίσιακής κατασκευής είναι οπλισμένοι στο άνω μέρος τους με οπλισμό $2\Phi 12$ ενώ στο κάτω μέρος της δοκού υπάρχει οπλισμός $9\Phi 30$. Το ύψος της διατομής του δοκαριού είναι $H=900\text{mm}$ ενώ το πλάτος $b=400\text{mm}$. Τα υπόλοιπα δοκάρια είναι οπλισμένα στο άνω μέρος με οπλισμό $3\Phi 30$ και στο κάτω μέρος με $4\Phi 30$. Οι συνδετήριοι οπλισμοί τους είναι $2\Phi 8/20$ οι οποίοι είναι ανεπαρκείς.

Τα υποστυλώματα είναι περιμετρικά και η διατομή τους έχει ύψος $H=700\text{mm}$ και πλάτος $b=450\text{mm}$. Είναι οπλισμένα και στο άνω και στο κάτω μέρος τους με $3\Phi 22$. Οι συνδετήριοι οπλισμοί τους είναι $2\Phi 8/25$ οι οποίοι είναι ανεπαρκείς.

5.2 Περιγραφή τρόπου εισαγωγής δεδομένων

Το συγκεκριμένο στατικό πρόγραμμα χρησιμοποιήθηκε προκειμένου να γίνει στατική επίλυση του γυμναστηρίου και να επαληθευτούν οι υπολογισμοί που έγιναν δια χειρός. Υπήρξαν κάποιες αποκλείσεις μέσα σε επιτρεπτά πλαίσια.

Το SAP 2000 είναι ένα λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων με δυνατότητα στατικής και δυναμικής ανάλυσης κατασκευών με την βοήθεια του οποίου εξάγονται ακριβή αποτελέσματα για τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στον φορέα. Πρώτα εισάγονται τα απαραίτητα στοιχεία που αφορούν τα υλικά κατασκευής (αντοχή σκυροδέματος/χάλυβα), γεωμετρικές διαστάσεις επιμέρους δομικών στοιχείων, συνοριακές συνθήκες, φορτίσεις που επιβάλλονται, προκειμένου να δημιουργεί ένα όσο το δυνατόν πιο αντιπροσωπευτικό μοντέλο της κατασκευής. Στη συνέχεια διεξάγεται στατική και δυναμική ανάλυση της κατασκευής και τέλος υπολογίζονται οι μέγιστες και ελάχιστες τιμές που αναπτύσσονται στα επιμέρους δομικά στοιχεία της κατασκευής.

Αρχικά έγινε ανάπτυξη του μοντέλου πεπερασμένων στοιχείων της κατασκευής σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8. Ορίστηκαν όλες οι αποστάσεις μεταξύ των δομικών στοιχείων και οι διαστάσεις του γυμναστηρίου και στις τρεις(3) διαστάσεις x, y, z . Στη συνέχεια ορίστηκαν τα υλικά από τα οποία είναι κατασκευασμένο το κτίριο και από τα οποία αποτελούνται τα δομικά του στοιχεία. Στην προκειμένη περίπτωση είναι σκυρόδεμα C18. Έπειτα ορίστηκαν οι διατομές των υποστυλωμάτων και των δοκών του. Τέλος έγινε απόδοση των ιδιοτήτων των δομικών στοιχείων που είχαν οριστεί προηγουμένως.

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

Έπειτα γίνεται η εισαγωγή των φορτίων που ασκούνται στην κατασκευή καθώς και των συντελεστών τους. Αυτό γίνεται ως εξής: Define->LoadCases ->

- 1) DEAD -> load pattern -> 1
- 2) SLAB SELF WEIGHT-> load pattern -> 1
- 3) LIVE LOAD -> load pattern -> 1
- 4) SNOW-> load pattern -> 1
- 5) QUAKE-> load pattern -> 1

Κατόπιν υπολογίζονται τα φορτία που αποδόθηκαν προηγουμένως.

Επιβαλλόμενα φορτία :

Μόνιμα φορτία G_k :

Ίδιο βάρος πλάκας από οπλισμένο σκυρόδεμα (slabe self weight) = πάχος πλάκας * ειδικό βάρος οπλισμένου σκυροδέματος = $0,12m * 25kN/m^3 = 3kN/m^2$

Κινητά φορτία G_k :

Κινητό φορτίο $q=1kN$

Φορτίο χιονιού (snow) = $\mu_i * C_e * C_t * S_k$

Όπου : μ_i = συντελεστής μορφής του φορτίου του χιονιού

Λόγω του ότι η γωνία κλίσης της στέγης είναι $0^\circ < \varphi < 30^\circ$ το $\mu_i = 0,8$

C_e = συντελεστής έκθεσης στις καιρικές επιδράσεις που συνήθως παίρνει την τιμή 1 ή και τιμών μικρότερων του 1 εάν ληφθούν υπ' όψη οι ποικιλόμορφες συνθήκες ανέμου

C_t = θερμικός συντελεστής που έχει να κάνει με την επίδραση της θερμοκρασίας στην συσσώρευση του χιονιού στην στέγη και είναι ίσος με 1

S_k = η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στο έδαφος που εξαρτάται από την γεωγραφική θέση και το υψόμετρο της περιοχής. Για την Αττική που ανήκει στην ζώνη Β και συγκεκριμένα για την περιοχή του Αμαρουσίου με υψόμετρο 230m το

$S_k = 0,89 kN/m^2$

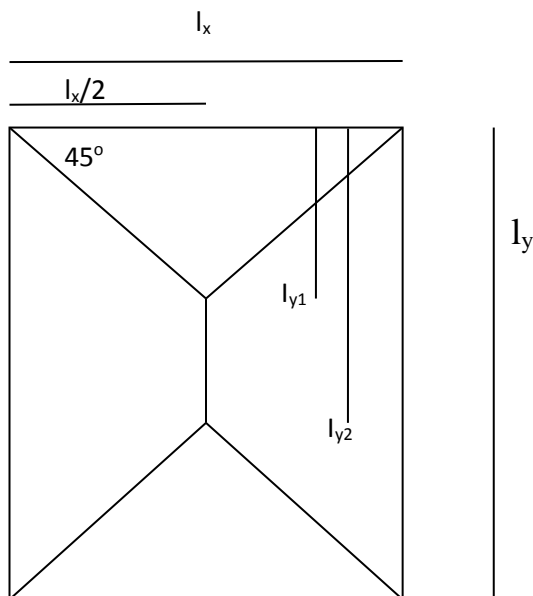
Έτσι SNOW = $0,8 * 1 * 1 * 0,89 = 0,712 kN/m^2$

Τον υπολογισμό των φορτίων ακολουθεί η κατανομή του κάθε είδους φορτίου σε δοκούς και διαδοκίδες αντίστοιχα. Επιλέγοντας λοιπόν την διατομή στην οποία επρόκειτο να ασκηθεί ένα φορτίο ακολουθεί Assign->Frame/Cable/Tendon Loads ->Distributed και εισάγονται οι

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

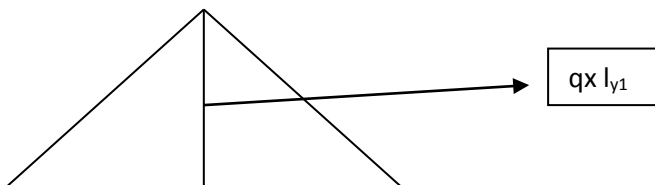
αντίστοιχες τιμές για κάθε διατομή, ανάλογα με το σχήμα και τις αποστάσεις που προκύπτουν κατά την κατανομή του αντίστοιχου φορτίου στο αντίστοιχο τμήμα διατομής.

Για την κατανομή των φορτίων γενικά ισχύει το παρακάτω σχήμα :

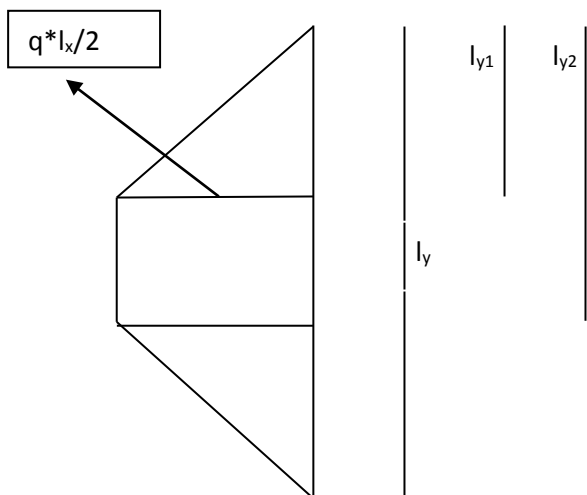


Εστω ότι στην πλάκα ασκείται το κινητό φορτίο q

Στις δοκούς κατά μήκος της l_x



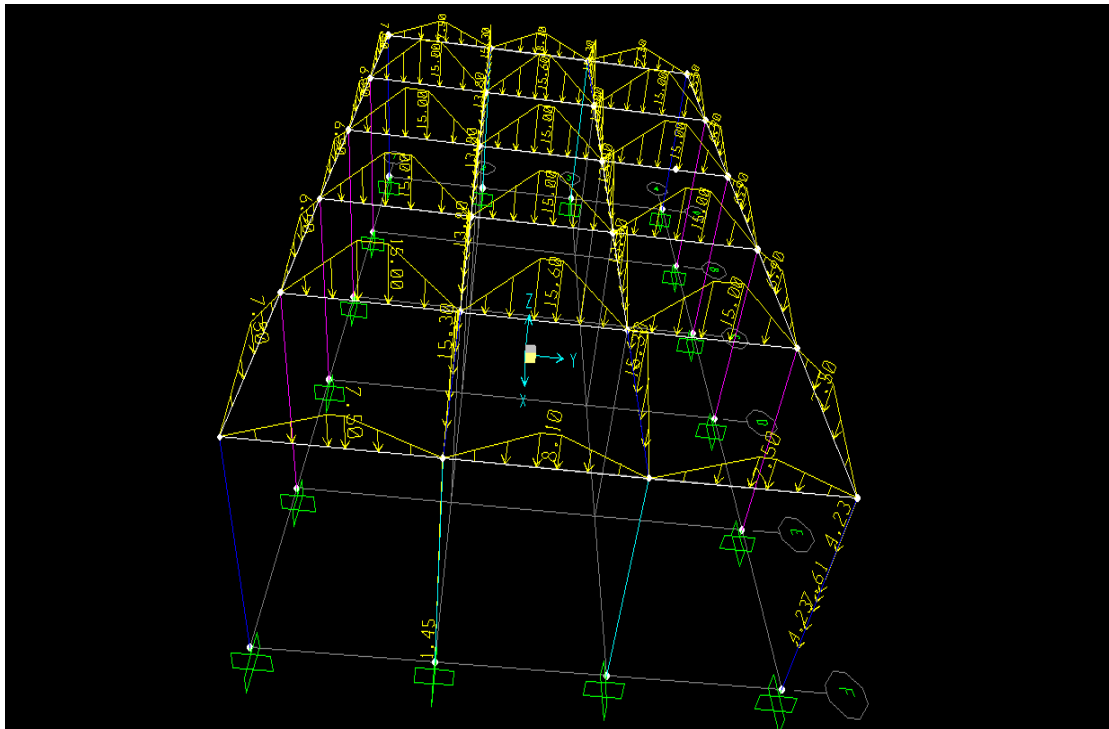
Στις δοκούς κατά μήκος της l_y



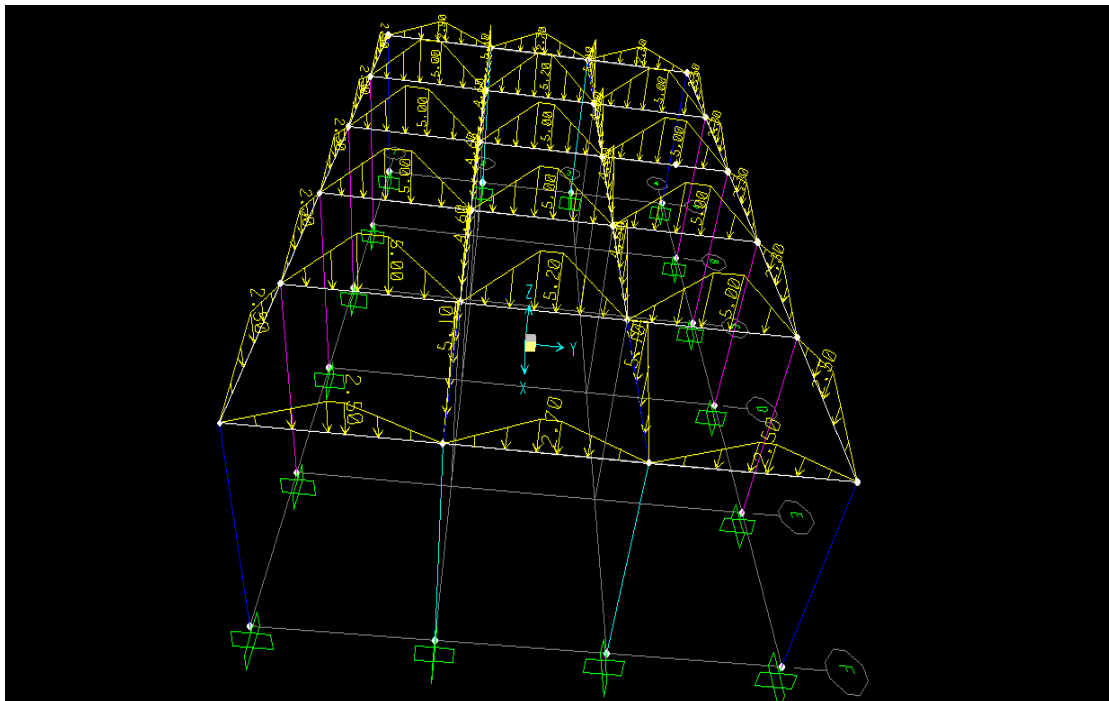
Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

5.3 Επιβολή φορτίων στη φέρουσα ικανότητα

Στις εικόνες 5.1, 5.2 και 5.3 παρουσιάζονται τα διαγράμματα των φορτίων του ίδιου βάρους της πλάκας, του κινητού φορτίου και του χιονιού αντίστοιχα

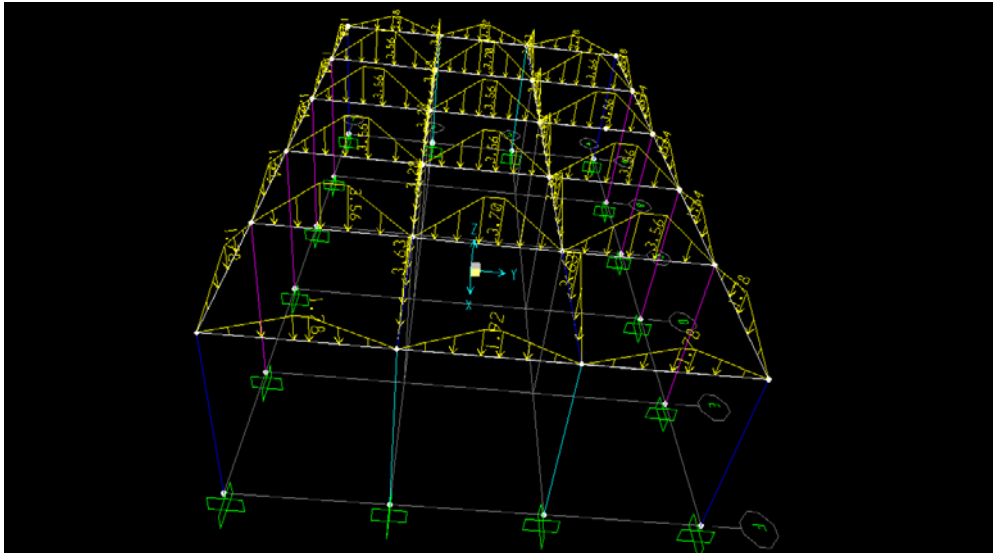


Εικόνα 5.1: SLABE SELF WEIGHT (Ιδιο βάρος πλάκας)



Εικόνα 5.2: LIVE LOAD (Κινητό φορτίο)

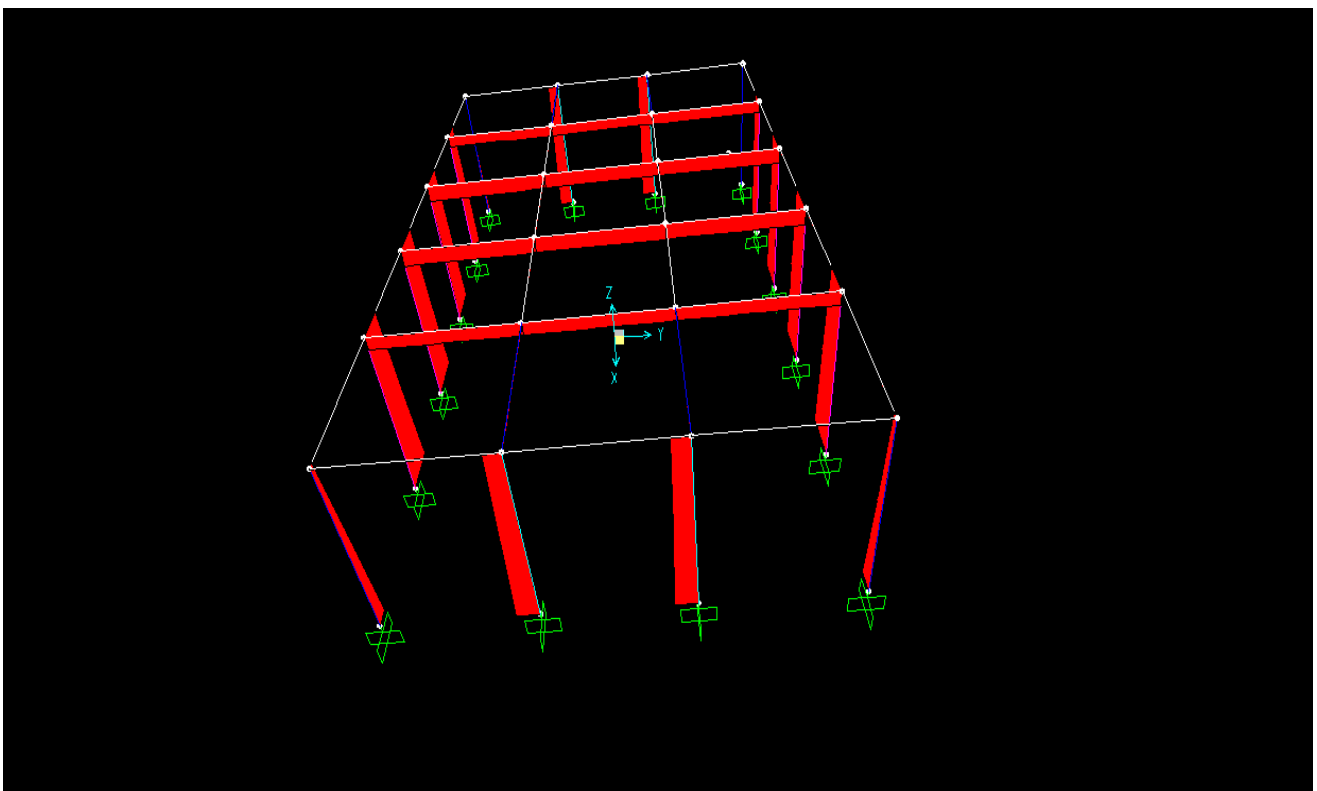
Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της



Εικόνα 5.3: SNOW (Φορτίο χιονιού)

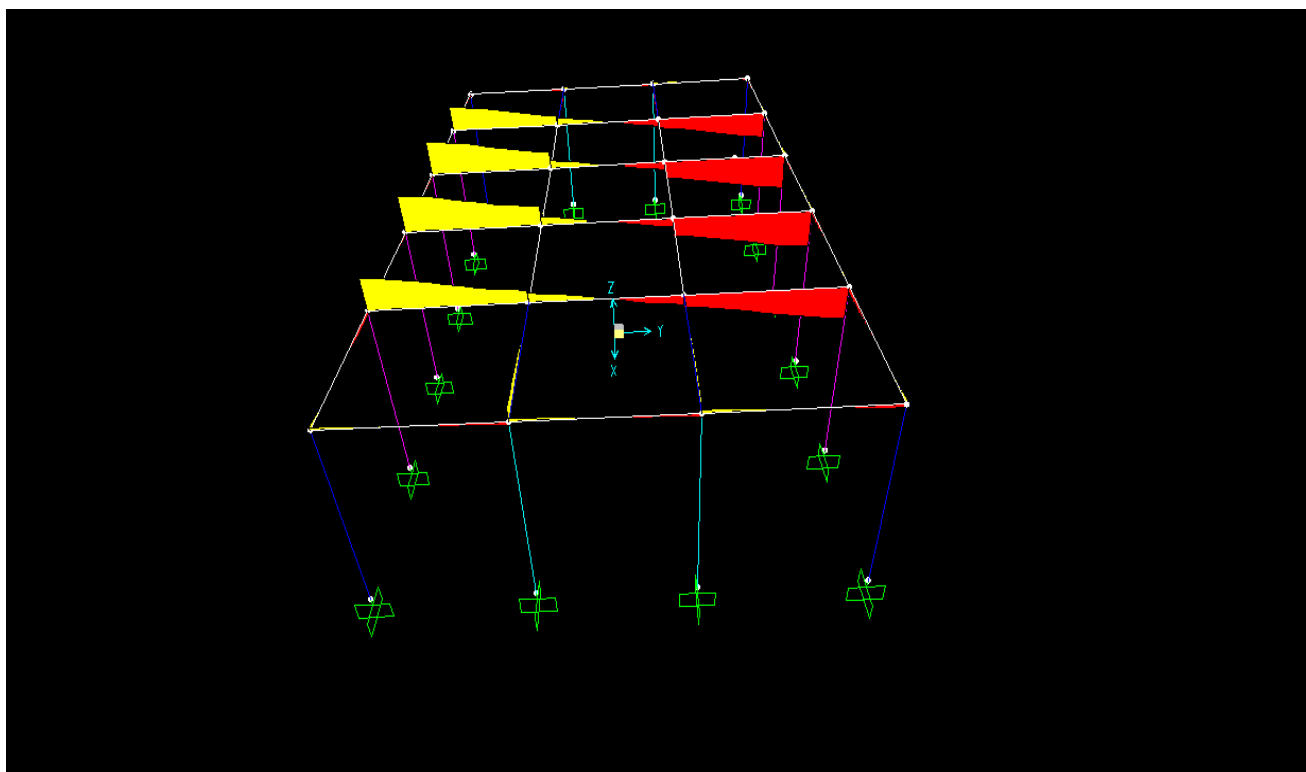
Διαγράμματα Εντατικών Μεγεθών δοκών για το συνδυασμό δυνάμεων combo 1

Ο συνδυασμός φορτίσεων combo 1 = 1, 35G +1, 5Q +1SNOW ορίζεται ως ο δυσμενέστερος συνδυασμός φορτίσεων όπου $\gamma_G = 1,35$ ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας των μονίμων φορτίων για δυσμενή δράση και $\gamma_Q = 1,50$ ο συντελεστής ασφαλείας των φορτίων για δυσμενή δράση .

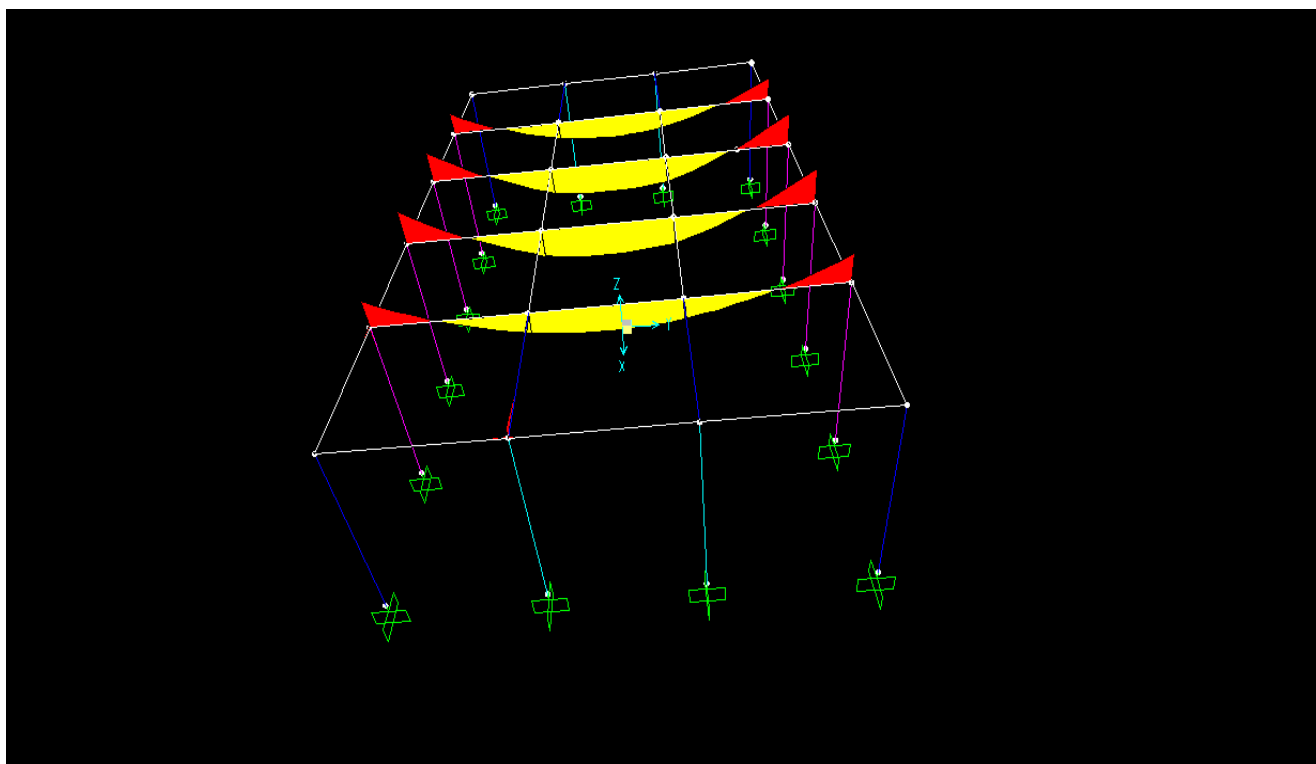


Εικόνα 5.4: Διάγραμμα Αξονικών Δυνάμεων COMBO 1

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της



Εικόνα 5.5: Διάγραμμα Τεμνουσών Δυνάμεων combo 1

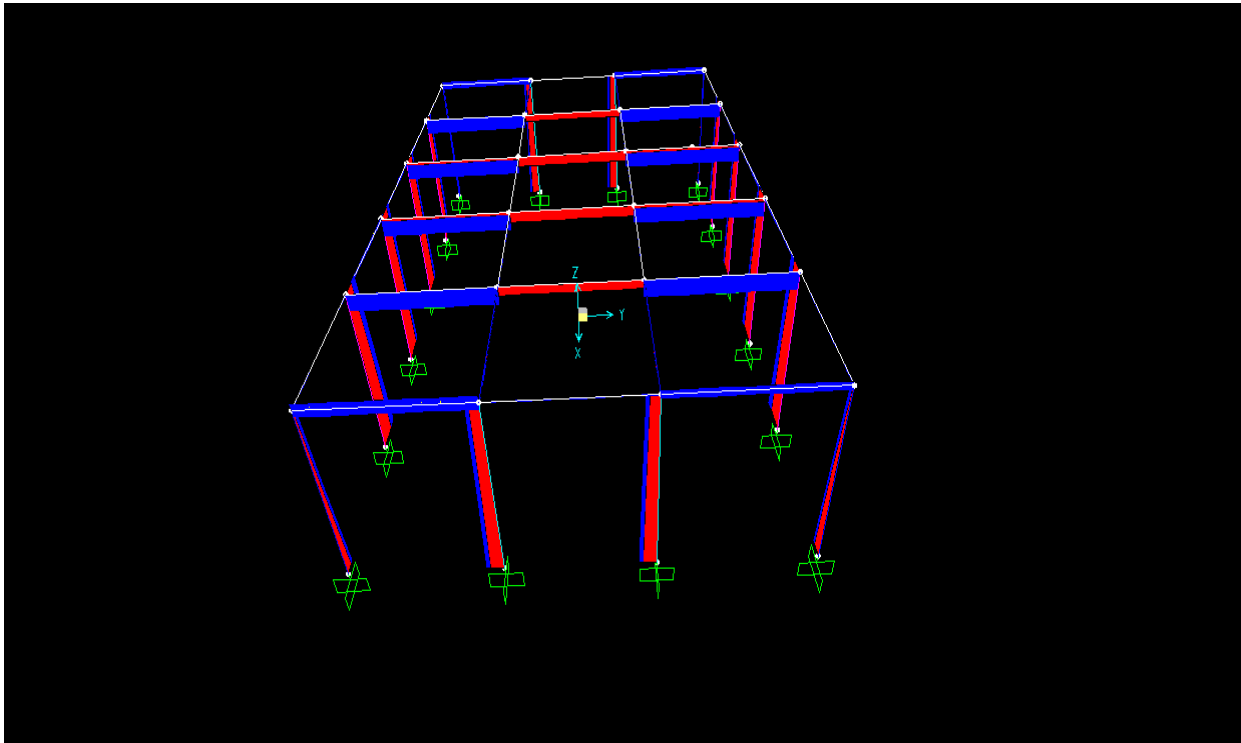


Εικόνα 5.6: Διάγραμμα Ροπών combo 1

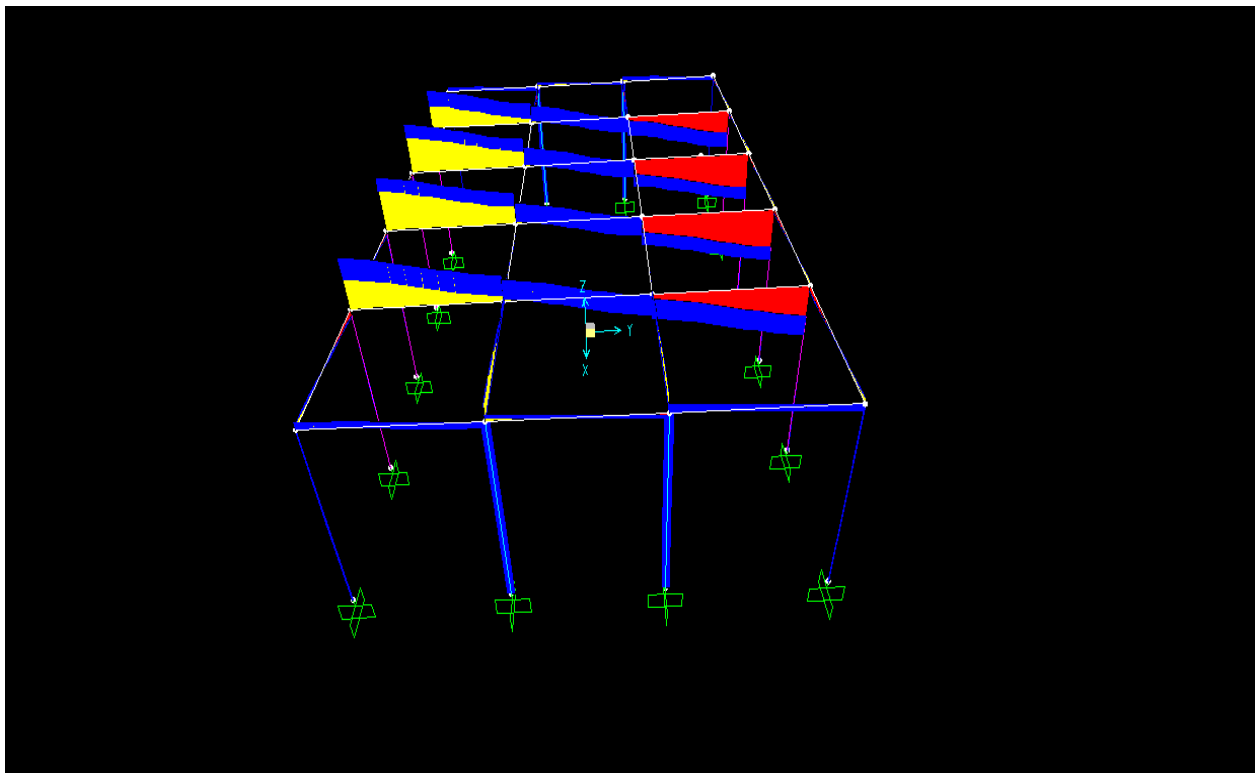
Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

Διαγράμματα Εντατικών Μεγεθών δοκών για το συνδυασμό δυνάμεων combo 4

Ο συνδυασμός φορτίσεων combo 4 = $G + 0, 3Q + Ey$ είναι ο ευμενής συνδυασμός φορτίσεων με το σεισμό στη διεύθυνση y όπου $\psi = 0, 3$ για μακροχρόνια επίδραση στην οριακή κατάσταση ατοχίας .

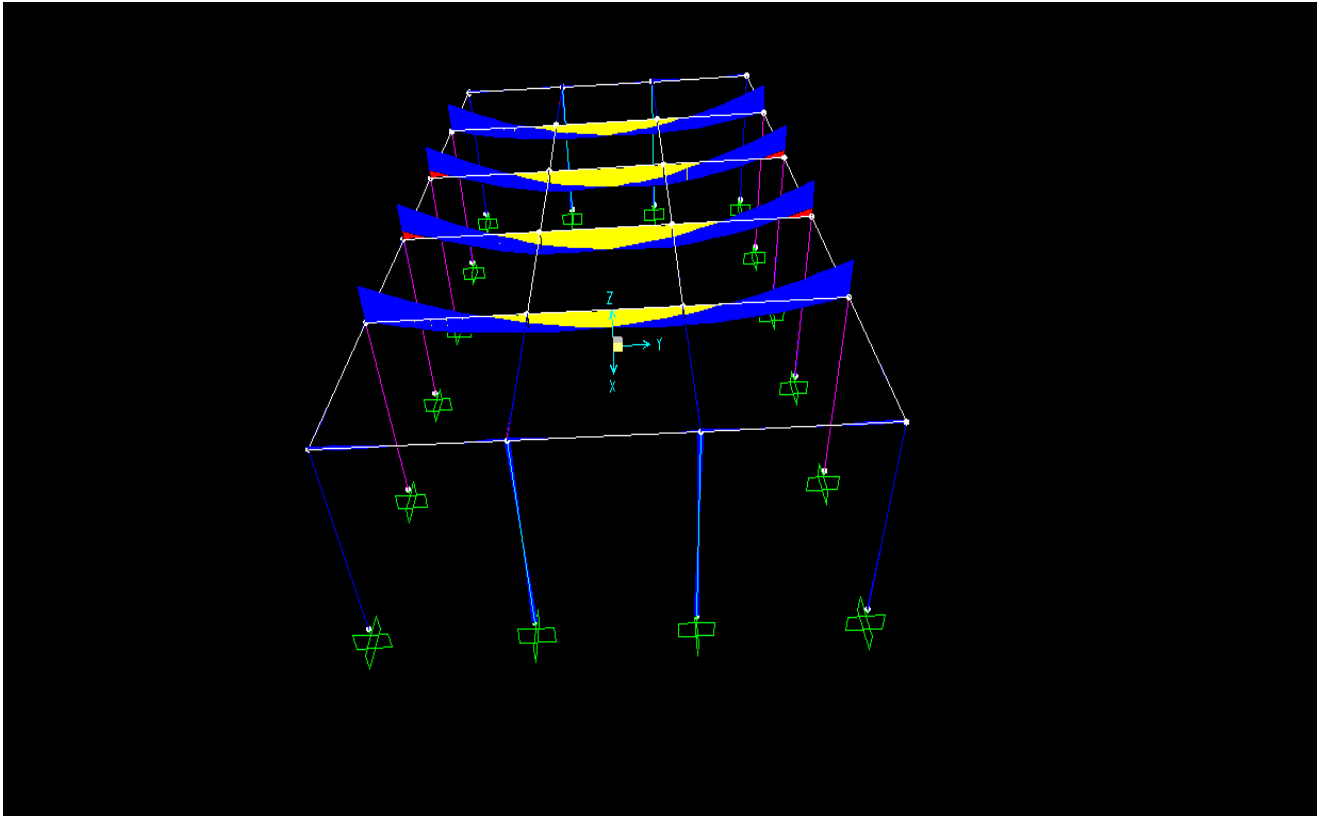


Εικόνα 5.7: Διάγραμμα Αξονικών Δυνάμεων combo 4



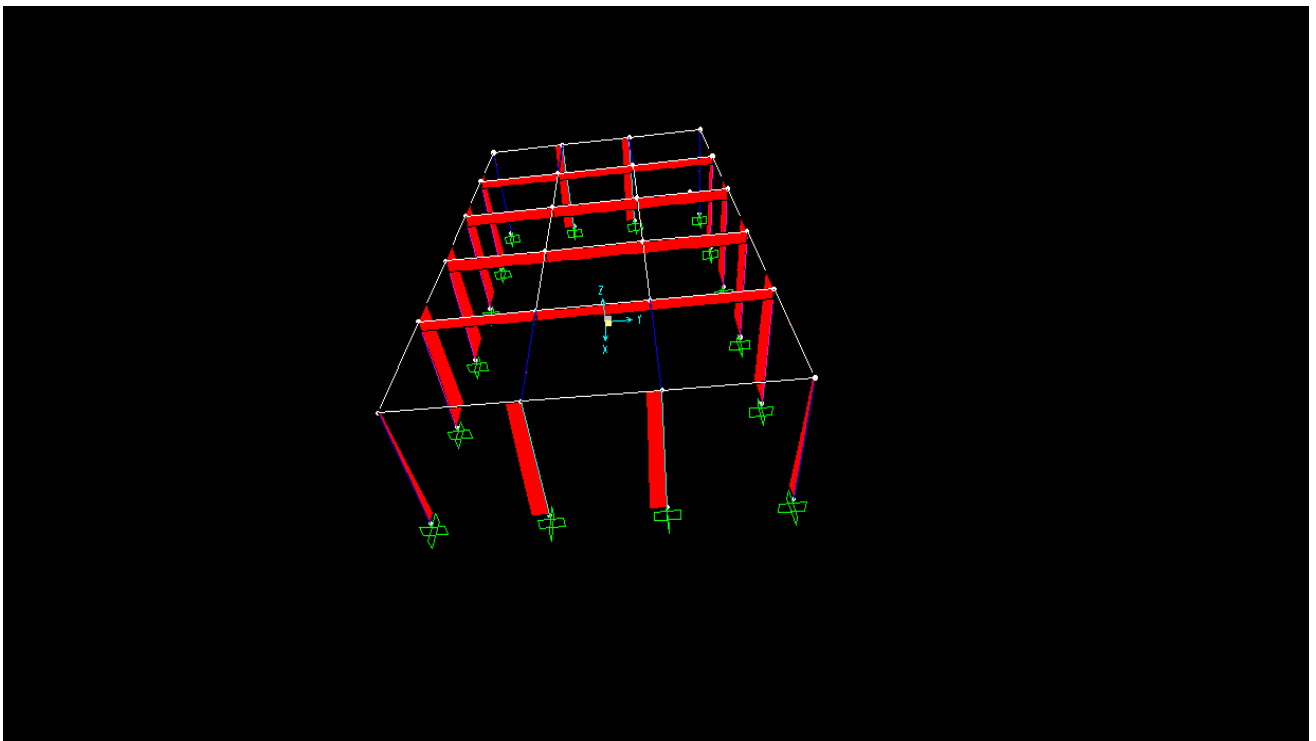
Εικόνα 5.8: Διάγραμμα Τερνουσών Δυνάμεων combo 4

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της



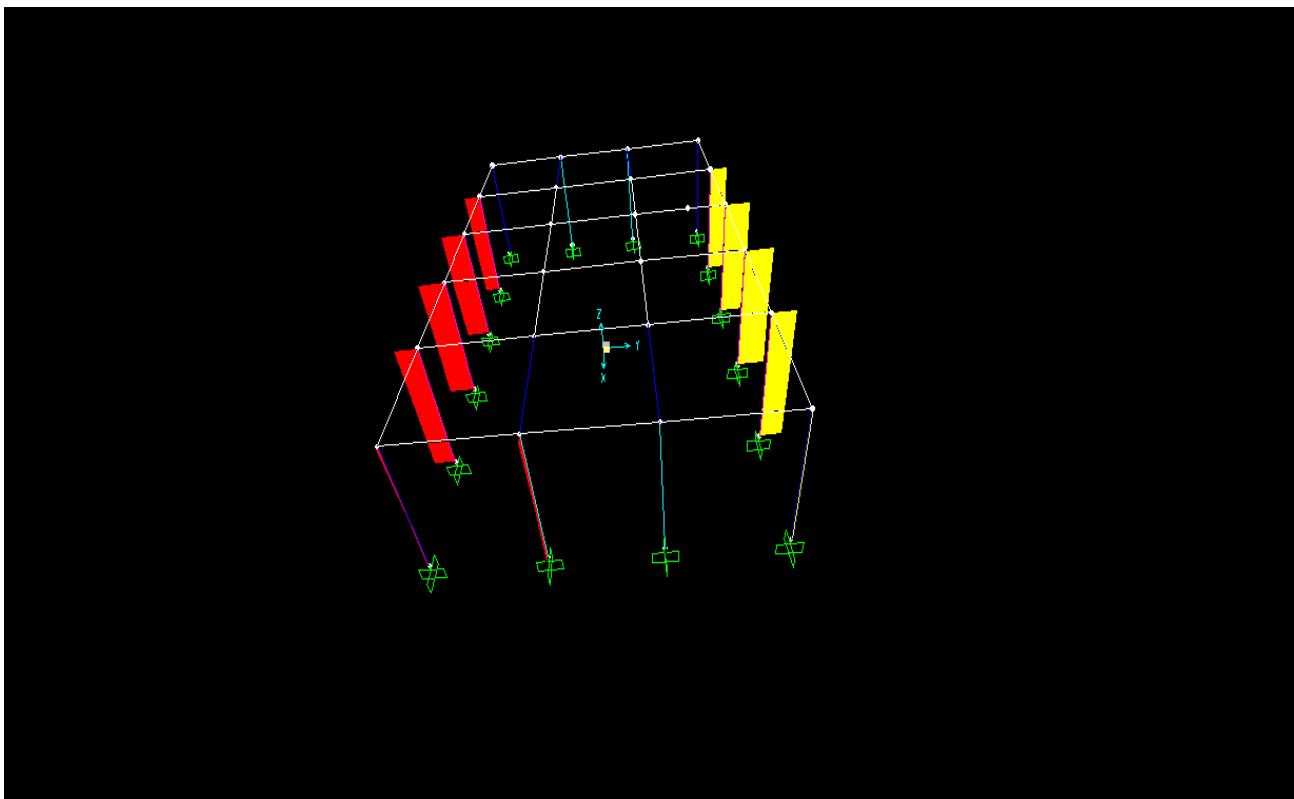
Εικόνα 5.9: Διάγραμμα Ροπών combo 4

Διαγράμματα Εντατικών Μεγεθών υποστυλωμάτων για το συνδυασμό δυνάμεων combo 1

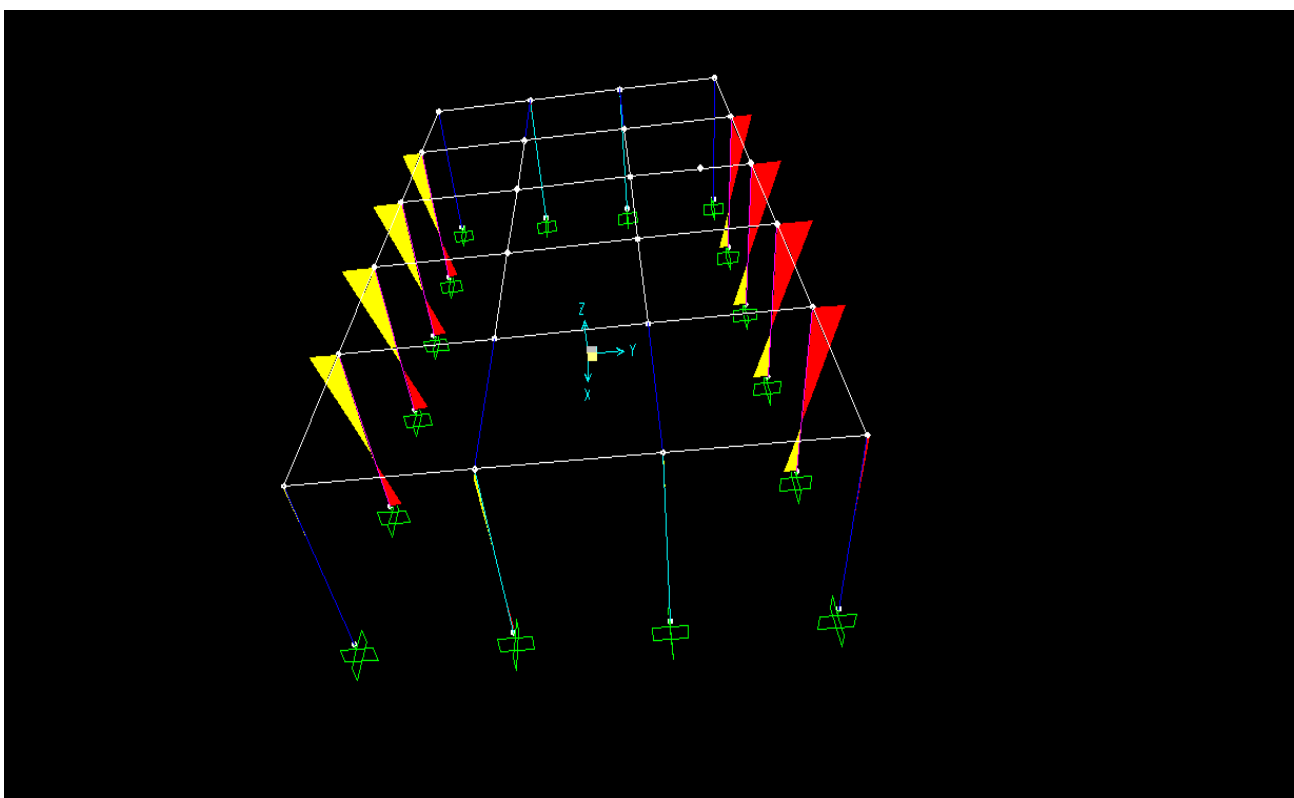


Εικόνα 5.10: Διάγραμμα Αξονικών Δυνάμεων combo 1

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

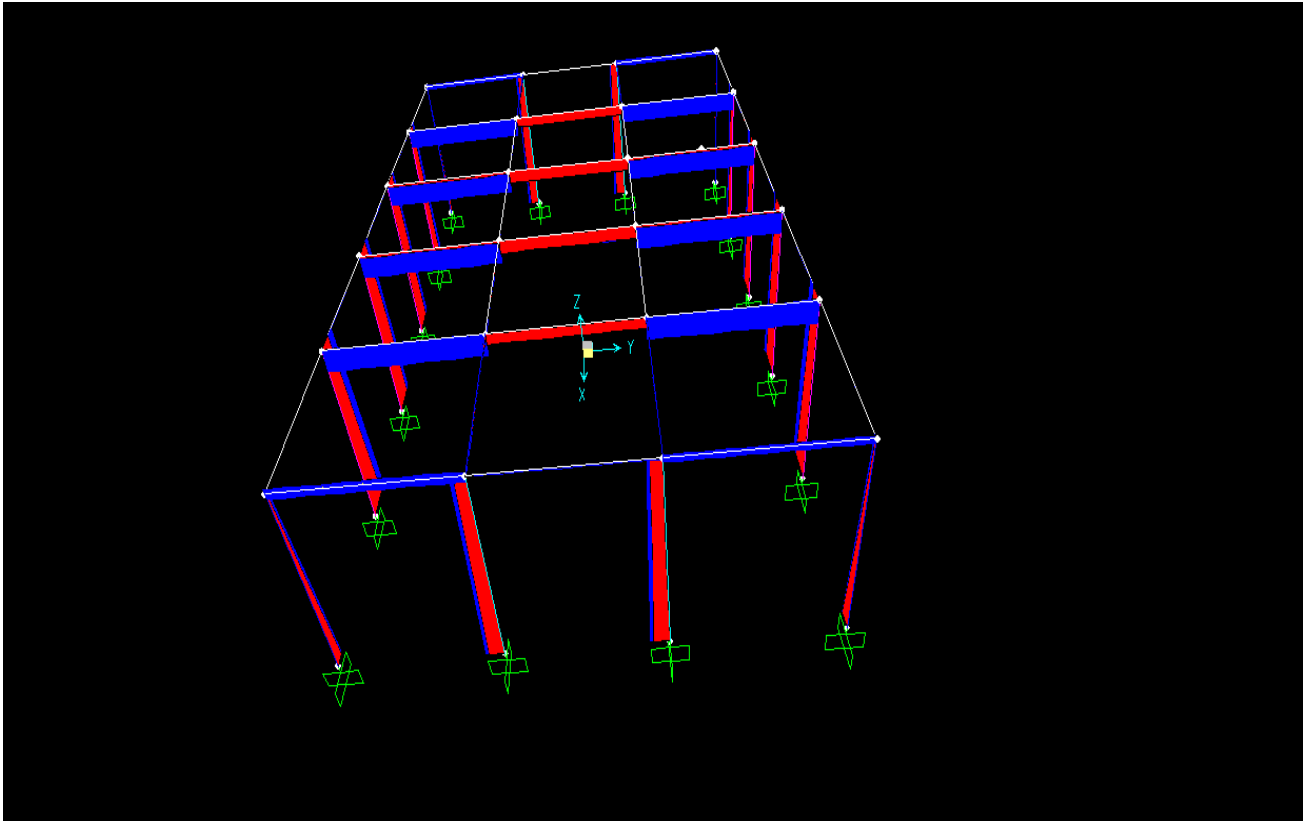


Εικόνα 5.11: Διάγραμμα Τερνουσών Δυνάμεων combo 1

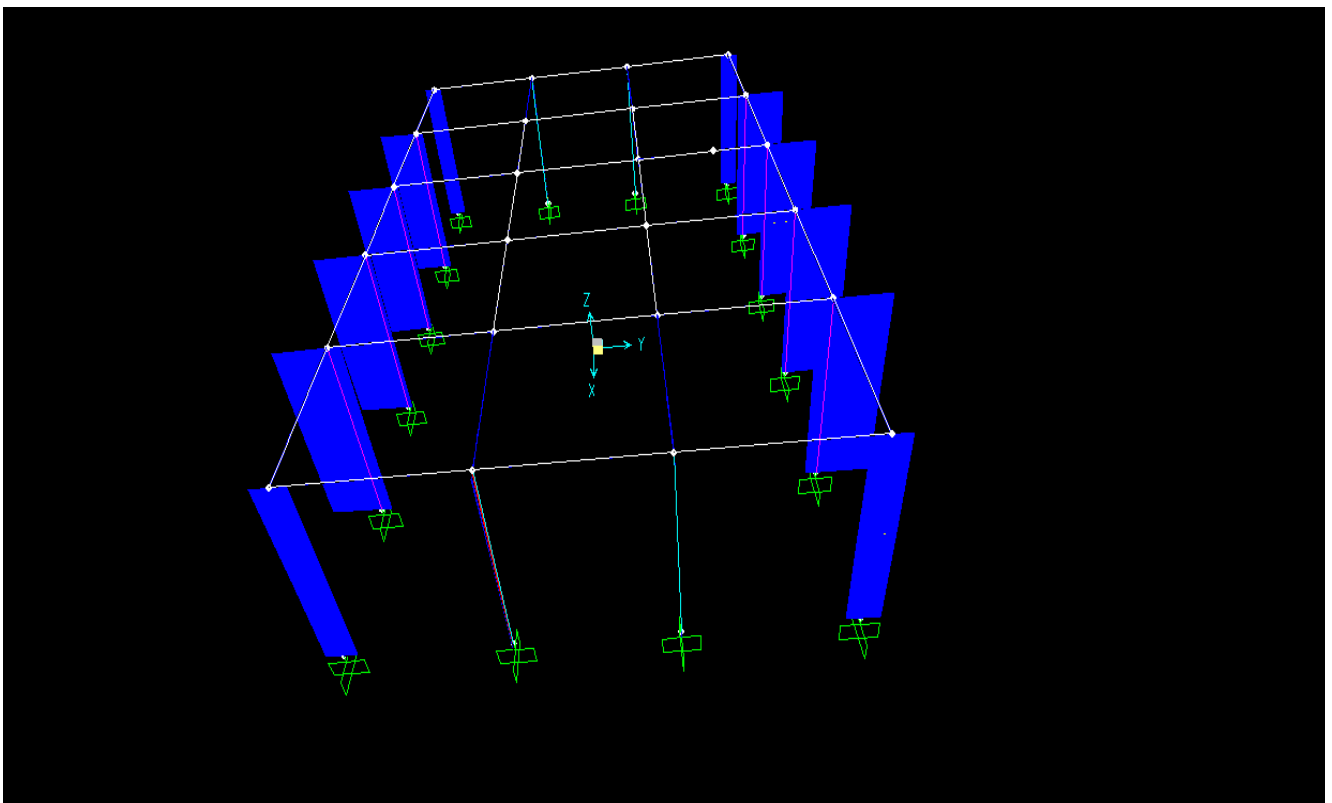


Εικόνα 5.12: Διάγραμμα Ροπών combo 1

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

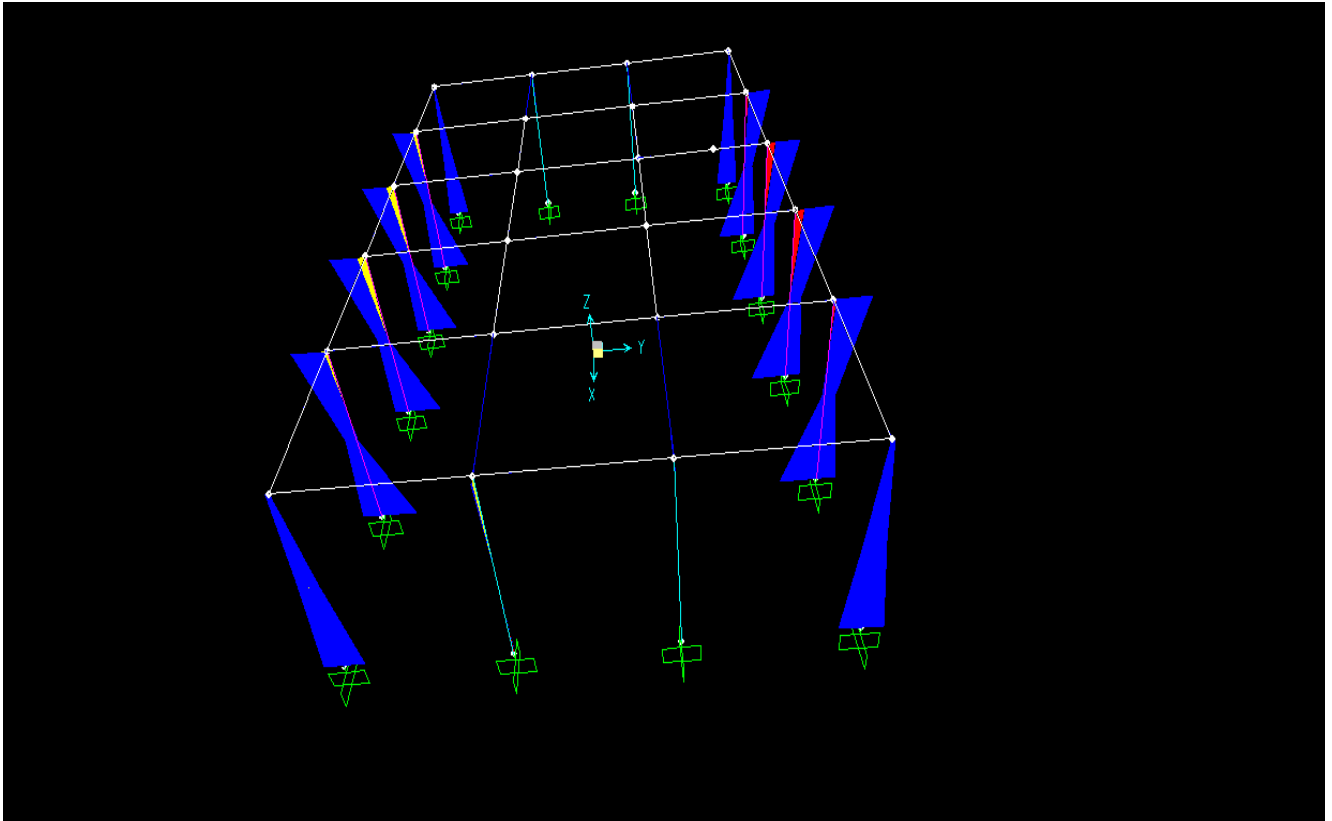


Εικόνα 5.13: Διάγραμμα Αξονικών Δυνάμεων combo 4



Εικόνα 5.14: Διάγραμμα Τερνουσών Δυνάμεων combo 4

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της



Εικόνα 5.15: Διάγραμμα Ρομών combo 4

5.4 Αποτίμηση της Φέρουσας Ικανότητας των φερόντων στοιχείων της κατασκευής κατά τη διεύθυνση χ

Προσδιορισμός φέρουσας ικανότητας αντοχής δοκού στο άνοιγμα (μη κρίσιμη περιοχή)

Δεδομένα για το κεντρικό δοκάρι :

$H=900\text{mm}$ (ύψος διατομής σκυροδέματος)

$b=400\text{mm}$ (πλάτος διατομής σκυροδέματος)

$c=70\text{mm}$ (επικάλυψη οπλισμού)

$d=900-70=830\text{mm}$ (στατικό ύψος διατομής)

$\epsilon_c=0,0035$ (παραμόρφωση ακραίας ίνας σκυροδέματος)

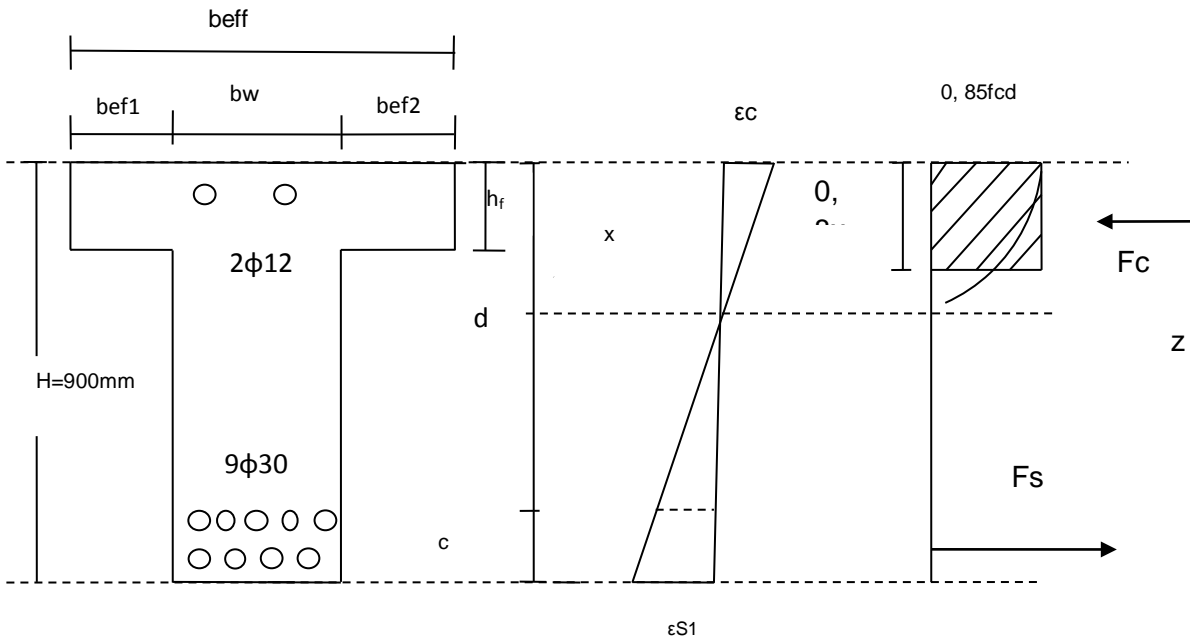
$l_0=0,8 \cdot l=13,6\text{m}$ (l : το μήκος της δοκού, l_0 : η απόσταση μεταξύ σημείων μηδενικής ροπής αριστερά και δεξιά της δοκού)

$b_{\text{eff}}=b_w+(l_0/5)=400+13600/5=3120\text{mm}$ (b_{eff} : το συνεργαζόμενο πλάτος της δοκού)

$b_w=400\text{mm}$ (b_w : πάχος του κορμού της πλακοδοκού)

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

$$h_f = 120\text{mm} \text{ (πάχος της πλάκας)}$$



Θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος

$$F_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{18}{1,5} = 12\text{MPa} \quad (\text{σκυρόδεμα C18})$$

Θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του χάλυβα (χάλυβας S220)

$$F_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{220}{1,15} = 191,30\text{MPa}$$

Συνολική διατομή οπλισμού: $A_s = 9 \cdot \frac{\pi \cdot 30^2}{4} = 6358,5 \text{ mm}^2$

Συνολική θλιπτική δύναμη που αναλαμβάνει το σκυρόδεμα στην θλιβόμενη ζώνη: $F_c = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot 0,8x \cdot b = 0,85 \cdot 12 \cdot 0,8x \cdot 3120 = 2549,2x$

Υποθέσεις:

- 1) Έστω ότι διαρρέει ο χάλυβας : $F_s = A_s \cdot f_{yd}$
- 2) Έστω ότι δεν διαρρέει ο χάλυβας: $F_s = A_s \cdot E_s \cdot \epsilon_{s1}$
 E_s : μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος
 ϵ_s : παραμόρφωση του χάλυβα του οπλισμού
 ϵ_y : όριο διαρροής του χάλυβα

Συνολική εφελκυστική δύναμη με την προϋπόθεση ότι ο χάλυβας διαρρέει:

$$F_s = A_s \cdot f_{yd} = 6385,5 \cdot (220/1,15) = 1216381,05\text{N} \text{ ή } 1216,381\text{kN}$$

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

Από ισορροπία δυνάμεων: $F_c = F_s \Rightarrow 25459, 2x = 1216381, 05 \Rightarrow$

$$x = 47, 77 \text{ mm}$$

Έλεγχος αρχικής υπόθεσης:

$$\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{s1}} = \frac{x}{d-x} \Rightarrow \epsilon_{s1} = \frac{d-x}{x} \epsilon_c \Rightarrow \epsilon_{s1} = \frac{830-48}{48} * 0, 0035 \Rightarrow \epsilon_{s1} = 0, 0573 \text{ ή } 5, 73\%$$

$$\epsilon_y = \frac{fy}{Es} = \frac{220}{200000} = 0, 0011 \text{ ή } 11\% \quad \epsilon_{s1} > \epsilon_y \text{ ισχύει, άρα διαρρέει}$$

Υπολογισμός καμπτικής αντοχής:

$$M_{sd} = F_s * (H/2 - c) \Rightarrow M = 1216, 381 \text{ kN} * 380 \text{ mm} \Rightarrow$$

$$M_{sd} = 462222, 4 \text{ kNmm} \text{ ή } 462, 224 \text{ kNm}$$

Προσδιορισμός φέρουσας ικανότητας αντοχής δοκού στη στήριξη

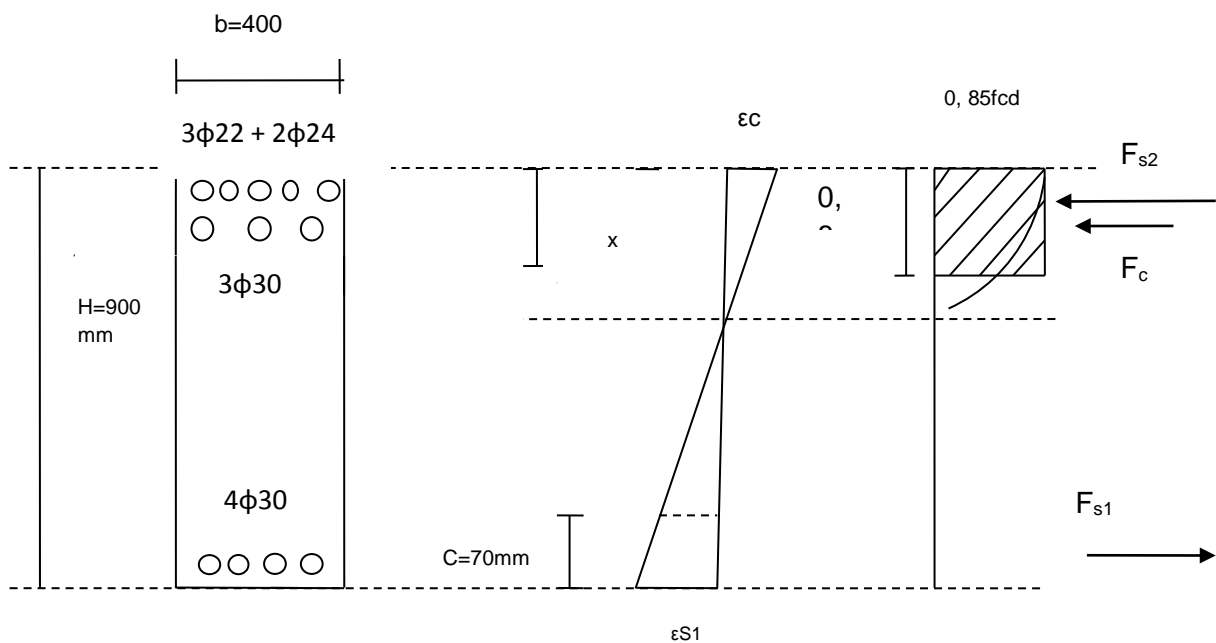
H=900mm (ύψος διατομής σκυροδέματος)

b=400mm (πλάτος διατομής σκυροδέματος)

c= 70mm (επικάλυψη οπλισμού)

d=900-70=830mm (στατικό ύψος διατομής)

$\epsilon_c = 0, 0035$ (παραμόρφωση της ακραίας ίνας σκυροδέματος)



Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

Θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος

$$F_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{18}{1,5} = 12 \text{ MPa}$$

Αντοχή σχεδιασμού του χάλυβα

$$F_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{220}{1,15} = 191,30 \text{ MPa}$$

Συνισταμένη θλιπτική δύναμη

$$F_c = 0,85 * f_{cd} * 0,8x * b_w = 0,85 * 12 * 0,8x * 400 = 3264x$$

Συνισταμένη εφελκυστική δύναμη

Έστω ότι ο χάλυβας έχει διαρρέψει

$$F_{s2} = A_{s2} * f_{yd} = 4163,64 \text{ mm}^2 * 191,30 \text{ MPa} = 796504,332 \text{ N} = 796,504 \text{ kN}$$

$$A_{s2} = 3 * \frac{3,14 * 22^2}{4} + 2 * \frac{3,14 * 24^2}{4} + 3 * \frac{3,14 * 30^2}{4} = 4163,64 \text{ mm}^2$$

$$F_{s1} = A_{s1} * f_{yd} = 2826 \text{ mm}^2 * 191,30 \text{ MPa} = 540613,8 \text{ N} = 540,613 \text{ kN}$$

$$A_{s1} = 4 * \frac{3,14 * 30^2}{4} = 2826 \text{ mm}^2$$

Ύψος θλιβόμενης ζώνης : από ισορροπία δυνάμεων $F_{s2} + F_c = F_{s1} \Rightarrow x = \frac{796504,3 - 540613,8}{3264} = 78,4$
mm

Έλεγχος αρχικής υπόθεσης

$$\alpha) \quad \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{s1}} = \frac{x}{d-x} \Rightarrow \epsilon_{s1} = \frac{d-x}{x} * \epsilon_c \Rightarrow \epsilon_{s1} = \frac{830-78,4}{78,4} * 0,0035 = 0,0335 \text{ ή } 3,35\%$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{220}{200000} = 0,0011 \quad \epsilon_{s1} > \epsilon_y \text{ ισχύει}$$

$$\beta) \quad \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{s2}} = \frac{x}{x-c} \Rightarrow \epsilon_{s2} = \frac{0,0035 * (78,4 - 70)}{78,4} = 0,000375 \text{ ή } 0,375\%$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{220}{200000} = 0,0011 \quad \epsilon_{s2} < \epsilon_y$$

Άρα δεν διαρρέει ο χάλυβας οπότε $F_{s2} = A_{s2} * E_s * \epsilon_{s2} = 4163,64 \text{ mm}^2 * 200000 \text{ MPa} * 0,000375 = 312273 \text{ mm}^2 \text{ MPa} = 312,273 \text{ kN}$

Κρίσιμη περιοχή ή κρίσιμο μήκος δοκού 1 θεωρείται η περιοχή της δοκού που εκτείνεται σε απόσταση διπλάσια του ύψους της δοκού από την εσωτερική παρειά της στήριξης.

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

Υπολογισμός καμπτικής αντοχής :

$$\begin{aligned}M_{sd} &= F_c \cdot (H/2 - 0,4x) + F_{s2} \cdot (H/2 - c) + F_{s1} \cdot (H/2 - c) = \\ &= 225897,6 \cdot (450 - 31,16) + 312273 \cdot (450 - 70) + 540613,8 \cdot (450 - 70) = \\ &= 107128971,3 \text{ mmN} + 118663740 \text{ mmN} + 205433244 \text{ mmN} = \\ &= 431225995,3 \text{ mmN} \text{ \u03c1\u03c1\u03b1}\end{aligned}$$

$$M_{sd} = 431,226 \text{ KNm}$$

M_{sd} : ροπή κάμψης

x: το \u03c7\u03c9\u03c3 της θλιβόμενης ζ\u03c9\u03bd\u03b7\u03c3

c: επικάλυψη οπλισμού

Διάτμηση δοκού εντός κρίσιμης περιοχής

Πρέπει: $V_{sd} \leq V_{Rd2}$

V_{sd} \u03b5\u03b9\u03bd\u03b1\u03b9 \u03b7 \u03bc\u03b5\u03b3\u03b1\u03bb\u03c4\u03b5\u03c1\u03b7 \u03b1\u03c0\u03cc \u03c4\u03b9\u03c3 \u03b4\u03cd \u03c4\u03b5\u03bc\u03bd\u03c9\u03c3\u03b5\u03c3 \u2192 \u0391\u03a0\u0399 sap

\u03cc\u03c0\u03c9 $V_{Rd2} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d$

$$v = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200 \text{ MPa}} = 0,7 - \frac{18 \text{ MPa}}{200 \text{ MPa}} = 0,61 > 0,50$$

$$\u03c1\u03c1\u03b1 \quad V_{Rd2} = 0,5 \cdot 0,61 \cdot 12000 \text{ KPa} \cdot 0,4 \text{ m} \cdot 0,9 \cdot 0,83 \text{ m} = 1093,61 \text{ KN}$$

\u0395\u03bb\u03b5\u03b3\u03c7\u03cc\u03c3 \u03b5\u03bb\u03ac\u03c4\u03b9\u03c3\u03c4\u03bf\u03c5 \u03cc\u03c0\u03b9\u03c3\u03bc\u03bf\u03c5 \u03c3\u03c4\u03b7\u03bd \u03ba\u03c1\u03b9\u03c3\u03b9\u03bc\u03b7 \u03c0\u03b5\u03c1\u03b9\u03c9\u03c7\u03b7

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd}$$

\u03cc\u03c0\u03c9 $V_{cd} = 0,30 \cdot V_{Rd1}$

$$V_{Rd1} = \beta \left[TRd \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot p_l) + 0,15 \cdot \frac{N_{sd}}{b_w \cdot h} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$TRd = 0,26 \text{ MPa}$ \u03b4\u03b9\u03b1\u03c4\u03bc\u03b7\u03c4\u03b9\u03ba\u03b7 \u03c4\u03b9\u03bc\u03b7 \u03c4\u03bf\u03c5 \u03c3\u03ba\u03c5\u03c1\u03cc\u03b4\u03b5\u03bc\u03b1\u03c4\u03bf\u03c3

$\beta = 1$ \u03b3\u03b9\u03b1 \u03ba\u03c4\u03b1\u03bd\u03b5\u03bc\u03b7\u03bc\u03b5\u03bd\u03b1 \u03c6\u03bf\u03c1\u03c4\u03b9\u03b1

$$p_l : \frac{A_{s1}}{(b \cdot d)} \leq 0,02 \text{ \u03cc\u03c0\u03c9 } A_{s1} = 3\phi 22 + 2\phi 24 + 3\phi 30 = 4163,64 \text{ mm}^2$$

$$\u03c1\u03c1\u03b1 \quad p_l = \frac{4163,64 \text{ mm}^2}{(400 \cdot 830) \text{ mm}^2} = 0,0125$$

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

$$\text{άρα } VRd1 = 0,26 \text{MPa} \cdot 1 \cdot (1,20 + 40 \cdot 0,0125) + 0,15 \cdot 0 \cdot 400 \text{mm} \cdot 830 \text{mm} =$$

$$= 0,442 \text{MPa} \cdot 400 \text{mm} \cdot 830 \text{mm} = 146744 \text{N} = 146,744 \text{KN}$$

$$V_{cd} = 0,3 \cdot VRD1 = 0,3 \cdot 146,744 \text{KN} = 44,02 \text{KN}$$

$$V_{wd} = 0,9 \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} \cdot d = 0,9 \cdot \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot D^2}{4} \right) / s \cdot f_{ywd} \cdot d = 0,9 \cdot \left(\frac{2 \cdot 3,14 \cdot 8^2}{4} \right) / 200 \cdot \left(\frac{220}{1,15} \right) \cdot 830 = 71,795$$

KN

$$V_{wd} = 71,795 \text{KN}$$

$$VRd3 = V_{cd} + V_{wd} \Rightarrow VRd3 = 44,02 + 71,795 \Rightarrow VRd3 = 115,815 \text{KN}$$

Έλεγχος ελάχιστου οπλισμού στο άνοιγμα (μη κρίσιμη περιοχή)

$$VRd3 = V_{cd} + V_{wd}$$

$$\text{όπου } V_{cd} = 1 \cdot VRd1$$

$$VRd1 = \beta \left[TRd \cdot k \cdot (1,20 + 40 \cdot p_l) + 0,15 \cdot \frac{N_{sd}}{b \cdot w \cdot h} \right] \cdot b \cdot w \cdot d$$

$TRd = 0,26 \text{MPa}$ διατμητική τιμή του σκυροδέματος

$$K = 1,6 - d \geq 1, \quad k = 1,6 - 0,83 = 0,77 < 1 \text{ άρα } k = 1$$

$\beta = 1$ για κατανομημένα φορτία

$$p_l : \frac{A_{s1}}{(b \cdot d)} \text{ όπου } A_{s1} = 4 \phi 30 = 2826 \text{ mm}^2$$

$$\text{άρα } p_l = \frac{2826 \text{ mm}^2}{(400 \cdot 830) \text{ mm}^2} = 0,0085$$

$$\text{άρα } VRd1 = 1 \cdot [0,26 \text{MPa} \cdot 1 \cdot (1,20 + 40 \cdot 0,0085) + (0,15 \cdot 0)] \cdot 400 \text{mm} \cdot 830 \text{mm} =$$

$$= (0,4004 \cdot 400 \cdot 830) \text{N} = 132932,8 \text{N} = 132,932 \text{KN}$$

$$VRd1 = 132,932 \text{KN}$$

$$V_{cd} = 1 \cdot VRd1 = 132,932 \text{KN}$$

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

$$V_{wd} = 0,9 \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} \cdot d = 0,9 \cdot \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot D^2}{4} \right) / s \cdot f_{ywd} \cdot d = 0,9 \cdot \left(\frac{2 \cdot 3,14 \cdot 8^2}{4} \right) / 200 \cdot \left(\frac{220}{1,15} \right) \cdot 830 = 71,795 \text{ KN}$$

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd} \Rightarrow V_{Rd3} = 132,932 + 71,795 \Rightarrow V_{Rd3} = 204,727 \text{ KN}$$

Προσδιορισμός φέρουσας ικανότητας αντοχής υποστώματος

Δεδομένα για το υποστύλωμα:

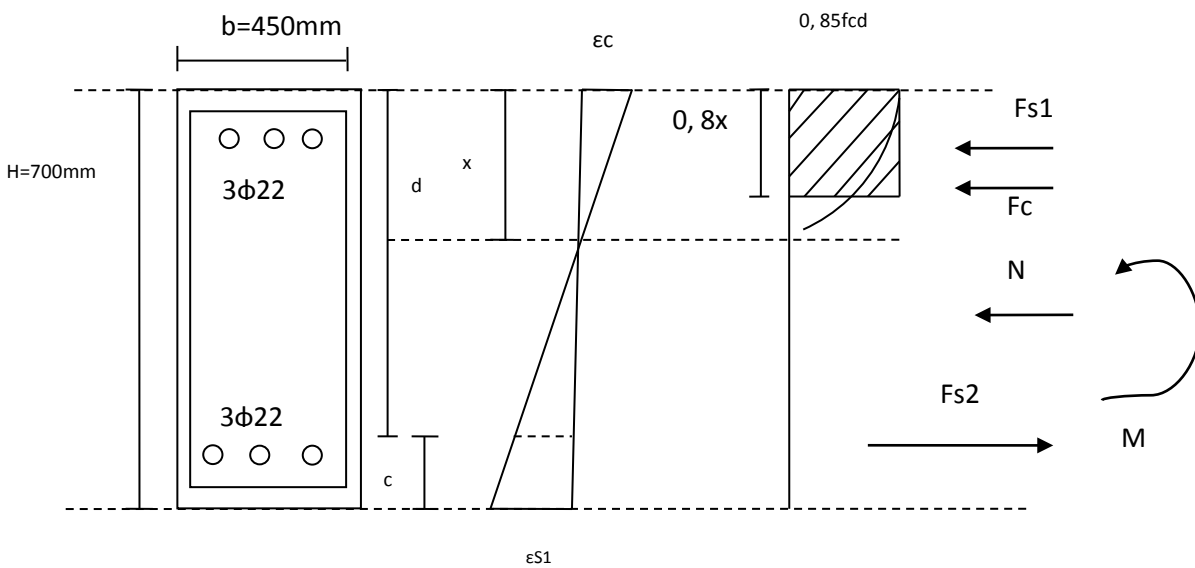
H=700mm(ύψος διατομής σκυροδέματος)

b=450mm(πλάτος διατομής σκυροδέματος)

c= 70mm(επικάλυψη οπλισμού)

d=700-70=630mm (στατικό ύψος διατομής)

ε_c=0,0035 (παραμόρφωση ακραίας ίνας σκυροδέματος)



Θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος

$$F_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{18}{1,5} = 12 \text{ MPa}$$

Θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του χάλυβα

$$F_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{220}{1,15} = 191,304 \text{ MPa}$$

Συνισταμένη θλιπτική δύναμη : $F_c = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot 0,8x \cdot b \cdot w = 0,85 \cdot 12 \cdot 0,8x \cdot 450 = 3672x$

Συνισταμένη εφελκυστική δύναμη

Έστω ότι ο χάλυβας έχει διαρρέψει

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

$$F_{S1} = A_{S1} * f_{yd} = 1139,82 * 191,304 = 218052,5 \text{ N} = 218,052 \text{ KN}$$

$$A_{S1} = A_{S2} = 3 * \frac{3,14 * 22^2}{4} = 1139,82 \text{ mm}^2$$

$$F_{S2} = A_{S2} * f_{yd} = 1139,82 * 191,30 = 218052,5 \text{ N} = 218,052 \text{ KN}$$

Ύψος θλιβόμενης ζώνης :

$$\text{από ισορροπία δυνάμεων } F_{S1} + F_c - F_{S2} = N$$

$$\text{για 1}^\circ \text{ συνδυασμό φορτίσεων} = 1,35G + 1,5Q + 1SNOW$$

$$\text{όπου } N = q_{\beta} * 1,35 + q_k * 1,50 + S * 1,00 * I_{\text{πλ}} * I_{\text{δοκ}}/2 + q_{\text{δοκ}}/2 = (2,9 * 1,35 + 1,00 * 1,50 + 0,712 * 1,00) * 5,00 * 17/2 + 38,41/2 = 279,6 \text{ kN}$$

Όπου q_{β} : μόνιμα φορτία

q_k : κινητά φορτία

S: φορτίο χιονιού

$I_{\text{πλ}}$: άνοιγμα πλακάς

$I_{\text{δοκ}}$: μήκος δοκού

$q_{\text{δοκ}}$: βάρος δοκού

$$\text{επομένως: } 218052 + 3672x - 218052 = 279603 \Rightarrow x = 76,15 \text{ mm}$$

Έλεγχος αρχικής υπόθεσης

$$\frac{\epsilon_c}{\epsilon_s} = \frac{x}{d-x} \Rightarrow \epsilon_s = \frac{d-x}{x} * \epsilon_c \Rightarrow \epsilon_s = \frac{630-76,15}{76,15} * 0,0035 = 0,025 \text{ ή } 2,5\%$$

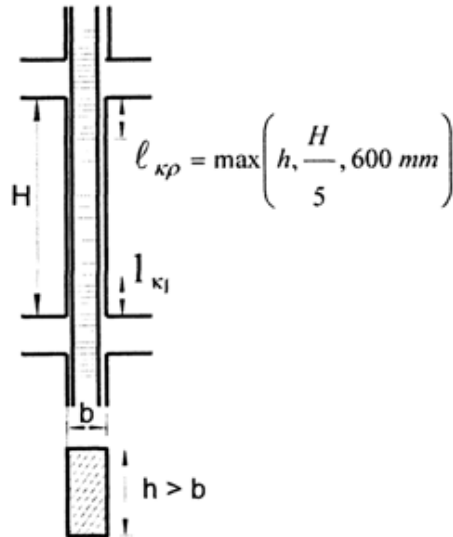
ϵ_s : παραμόρφωση οπλισμού χάλυβα

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{220}{200000} = 0,0011 \text{ ή } 1,1 \text{ ‰}$$

E_s : μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος

$\epsilon_s > \epsilon_y$ ισχύει

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της



Εικόνα 5.16

Κρίσιμα μήκη υποστυλωμάτων είναι εκείνα τα μήκη του υποστυλώματος τα οποία μετρώνται στην κεφαλή από την κάτω παρειά του κόμβου και στον πόδα από την επάνω παρειά του κόμβου και έχουν μήκος την μεγαλύτερη από τις παρακάτω ποσότητες:

- $1/5 H$, H το καθαρό μήκος του υποστυλώματος
- Την μεγαλύτερη από τις διαστάσεις του υποστυλώματος

Υπολογισμός καμπτικής ροπής ως προς κέντρο διατομής υποστυλώματος

$$M_{sd} = F_c * (H/2 - 0,4x) + F_{s2} * (H/2 - c) + F_{s1} (H/2 - c) =$$

$$= 279622 * (350 - 30,46) + 2 * 218052 * (350 - 70) =$$

$$= 89350413 + 122109120 = 211459533 \text{ Nmm}$$

$$M = 211,459 \text{ KNm}$$

M_{sd} : ροπή κάμψης

x : το ύψος της θλιβόμενης ζώνης

για 2^ο συνδυασμό φορτίσεων $= 1G + 1Q + 0,3SNOW + Ey$

από ισορροπία δυνάμεων $F_{s1} + F_c - F_{s2} = N$

$$\text{όπου } N = q_{tβ} + q_k + S * 0,30 * I_{πλ} * I_{δοκ} / 2 + q_{δοκ} / 2 =$$

$$(2,94 + 1,00 + 0,712 * 0,30) * 5,00 * 17 / 2 + 38,41 / 2 = 194,033 \text{ kN} = 194033 \text{ N}$$

$$\text{επομένως: } 218052,5 + 3672x - 218052,5 = 194033 \Rightarrow x = 52,84 \text{ mm}$$

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

Έλεγχος αρχικής υπόθεσης

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{s1}} = \frac{x}{x-c} \Rightarrow \varepsilon_{s1} = \frac{x-c}{x} * \varepsilon_c \Rightarrow \varepsilon_{s1} = \frac{65-70}{65} * 0,0035 = -0,0003$$

Επειδή ο θλιβόμενος οπλισμός βρίσκεται κοντά στον ουδέτερο άξονα τα φορτία που παραλαμβάνει είναι μικρά άρα και οι τάσεις που αναπτύσσονται εκεί είναι επίσης μικρές γι' αυτό μπορεί να αγνοηθεί

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{s2}} = \frac{x}{d-x} \Rightarrow \varepsilon_{s2} = \frac{d-x}{x} * \varepsilon_c \Rightarrow \varepsilon_{s2} = \frac{630-52,84}{52,84} * 0,0035 = 0,0382 \text{ ή } 3,82\%$$

όπου ε_c : η παραμόρφωση της ακραίας ίνας σκυροδέματος

ε_s : παραμόρφωση του οπλισμού από χάλυβα

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{220}{200000} = 0,0011 \text{ ή } 1,1\text{‰}$$

όπου E_s : μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος

$\varepsilon_{s1,2} > \varepsilon_y$ ισχύει, άρα διαρρέει πρώτα ο χάλυβας

Υπολογισμός καμπτικής αντοχής ως προς κέντρο διατομής υποστυλώματος

$$M_{sd} = F_c * (H/2 - 0.4x) + F_{s2} * (H/2-c)$$

$$M_{sd} = 3672 * 52,84 * (350 - 21,316) + 218052 * (350-70) =$$

$$= 194028,48 * 328,664 + 218052 * 280 =$$

$$= 63808982,05 + 61054560 = 124863542,1 \text{ Nmm}$$

$$M_{sd} = 124,863 \text{ KNm}$$

Διάτμηση υποστυλώματος

Πρέπει: $V_{sd} \leq V_{Rd2}$

V_{sd} είναι η μεγαλύτερη από τις δύο τέμνουσες

$$\text{όπου } V_{Rd2} = k * f_{cd} * b_w * 0,9 * d$$

$$k = 0,50 * v = 0,5 * 0,61 = 0,305$$

$$v = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} = 0,7 - \frac{18 \text{MPa}}{200} = 0,61 > 0,5$$

$$\text{άρα } V_{Rd2} = 0,305 * 12000 \text{KPa} * 0,45 \text{m} * 0,9 * 0,63 \text{m}$$

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

$$V_{Rd2} = 933849 \text{ N} = 933,849 \text{ KN}$$

Έλεγχος ελάχιστου οπλισμού

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd}$$

$$\text{όπου } V_{cd} = 0,80 * V_{Rd1}$$

$$V_{Rd1} = \beta [T_{Rd} * k * (1,2 + 40 * p_l) + 0,15 * \sigma_{cp}] * b_w * d$$

$T_{Rd} = 0,26 \text{ MPa}$ διατμητική τιμή του σκυροδέματος

$\beta = 1$ για κατανομημένα φορτία

$$p_l = \frac{A_{sl}}{(b * d)} \text{ όπου } A_{sl} = 3\phi 22 = 1139,82 \text{ mm}^2$$

$$\text{άρα } p_l = \frac{1139,82}{(450 * 630)} = 0,00402 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{b_w * h} = \frac{7630}{450 * 700} = 0,024$$

άρα

$$V_{Rd1} = 1 [0,26 \text{ MPa} * 1 * (1,2 + 40 * 0,00402) + 0,15 * \frac{7630}{450 * 700}] * 450 \text{ mm} * 630 \text{ mm}$$

$$= 101325,168 \text{ N} \Rightarrow V_{Rd1} = 101,325 \text{ KN}$$

$$V_{cd} = 0,80 * 101,325 = 81,06 \text{ KN}$$

$$V_{wd} = 0,9 * \frac{A_{sw}}{S} * f_{ywd} * d = 0,9 * ((2 * \frac{\pi * D^2}{4}) / S) * f_{ywd} * d = 0,9 * ((2 * \frac{3,14 * 8^2}{4}) / 250) * (\frac{220}{1,15}) * 630 = 43596,087 \text{ N}$$

$$\Rightarrow V_{wd} = 43,496 \text{ KN}$$

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd} \Rightarrow V_{Rd3} = 81,06 + 43,496 \Rightarrow V_{Rd3} = 124,556 \text{ KN}$$

5.4 Αποτίμηση της Φέρουσας Ικανότητα των φερόντων στοιχείων της κατασκευής κατά τη διεύθυνση ψ

Προσδιορισμός φέρουσας ικανότητας αντοχής δοκού στο άνοιγμα (μη κρίσιμη περιοχή)

Δεδομένα για το κεντρικό δοκάρι :

$H = 400 \text{ mm}$ (ύψος διατομής σκυροδέματος)

$b = 900 \text{ mm}$ (πλάτος διατομής σκυροδέματος)

$c = 70 \text{ mm}$ (επικάλυψη οπλισμού)

$d = 400 - 70 = 330 \text{ mm}$ (στατικό ύψος διατομής)

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

$\varepsilon_c = 0,0035$ (παραμόρφωση ακραίας ίνας σκυροδέματος)

$l_0 = 0,8 \cdot l = 13,6\text{m}$ (l : το μήκος της δοκού, l_0 : η απόσταση μεταξύ σημείων μηδενικής ροπής αριστερά και δεξιά της δοκού)

$b_{\text{eff}} = b_w + (l_0/5) = 900 + 13600/5 = 3620\text{mm}$ (b_{eff} : το συνεργαζόμενο πλάτος της δοκού)

$b_w = 900\text{mm}$ (b_w : πάχος του κορμού της πλακοδοκού)

$h_f = 120\text{mm}$ (πάχος της πλάκας)

Θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος

$$F_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{18}{1,5} = 12\text{MPa} \quad (\text{σκυρόδεμα C18})$$

Θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του χάλυβα (χάλυβας S220)

$$F_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{220}{1,15} = 191,30\text{MPa}$$

Συνολική διατομή οπλισμού: $A_s = 9 \cdot \frac{\pi \cdot 30^2}{4} = 6358,5\text{mm}^2$

Συνολική θλιπτική δύναμη που αναλαμβάνει το σκυρόδεμα στην θλιβόμενη ζώνη: $F_c = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot 0,8x \cdot b = 0,85 \cdot 12 \cdot 0,8x \cdot 3620 = 29539,2x$

Υποθέσεις:

3) Έστω ότι διαρρέει ο χάλυβας: $F_s = A_s \cdot f_{yd}$

4) Έστω ότι δεν διαρρέει ο χάλυβας: $F_s = A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_{s1}$

E_s : μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος

ε_s : παραμόρφωση του χάλυβα του οπλισμού

ε_y : όριο διαρροής του χάλυβα

Συνολική εφελκυστική δύναμη με την προϋπόθεση ότι ο χάλυβας διαρρέει:

$$F_s = A_s \cdot f_{yd} = 6385,5 \cdot (220/1,15) = 1216381,05\text{N} \text{ ή } 1216,381\text{kN}$$

Από ισορροπία δυνάμεων: $F_c = F_s \Rightarrow 29539,2x = 1216381,05 \Rightarrow$

$$x = 41,18\text{mm}$$

Έλεγχος αρχικής υπόθεσης:

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{s1}} = \frac{x}{d-x} \Rightarrow \varepsilon_{s1} = \frac{d-x}{x} \cdot \varepsilon_c \Rightarrow \varepsilon_{s1} = \frac{330-41,18}{41,18} \cdot 0,0035 \Rightarrow \varepsilon_{s1} = 0,025 \text{ ή } 2,5\%$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{220}{200000} = 0,0011 \text{ ή } 1,1\text{‰}$$

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

$\varepsilon_{s1} > \varepsilon_{y}$ ισχύει, άρα διαρρέει

Υπολογισμός καμπτικής αντοχής:

$$M_{sd} = F_s \cdot (H/2 - c) \Rightarrow M = 1216,381 \text{ KN} \cdot 130 \text{ mm} \Rightarrow$$

$$M_{sd} = 158129,53 \text{ KNmm} \text{ ή } 158,13 \text{ KNm}$$

Προσδιορισμός φέρουσας ικανότητας αντοχής δοκού στη στήριξη

$H = 400 \text{ mm}$ (ύψος διατομής σκυροδέματος)

$b = 900 \text{ mm}$ (πλάτος διατομής σκυροδέματος)

$c = 70 \text{ mm}$ (επικάλυψη οπλισμού)

$d = 400 - 70 = 330 \text{ mm}$ (στατικό ύψος διατομής)

$\varepsilon_c = 0,0035$ (παραμόρφωση της ακραίας ίνας σκυροδέματος)

Θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος

$$F_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{18}{1,5} = 12 \text{ MPa}$$

Αντοχή σχεδιασμού του χάλυβα

$$F_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{220}{1,15} = 191,30 \text{ MPa}$$

Συνισταμένη θλιπτική δύναμη

$$F_c = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot 0,8x \cdot b_w = 0,85 \cdot 12 \cdot 0,8x \cdot 900 = 7344x$$

Συνισταμένη εφελκυστική δύναμη

Έστω ότι ο χάλυβας έχει διαρρεύσει

$$F_{s2} = A_{s2} \cdot f_{yd} = 4163,64 \text{ mm}^2 \cdot 191,30 \text{ MPa} = 796504,332 \text{ N} = 796,504 \text{ KN}$$

$$A_{s2} = 3 \cdot \frac{3,14 \cdot 22^2}{4} + 2 \cdot \frac{3,14 \cdot 24^2}{4} + 3 \cdot \frac{3,14 \cdot 30^2}{4} = 4163,64 \text{ mm}^2$$

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 2826 \text{ mm}^2 \cdot 191,30 \text{ MPa} = 540613,8 \text{ mm}^2 \text{ MPa} = 540,613 \text{ KN}$$

$$A_{s1} = 4 \cdot \frac{3,14 \cdot 30^2}{4} = 2826 \text{ mm}^2$$

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

Ύψος θλιβόμενης ζώνης : από ισορροπία δυνάμεων $F_{s2} + F_c = F_{s1} \Rightarrow x = \frac{796504,3 - 540613,8}{7344} = 34,84$
mm

Έλεγχος αρχικής υπόθεσης

$$\alpha) \quad \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{s1}} = \frac{x}{d-x} \Rightarrow \varepsilon_{s1} = \frac{d-x}{x} * \varepsilon_c \Rightarrow \varepsilon_s = \frac{330-34,84}{34,84} * 0,0035 = 0,03 \text{ ή } 3\%$$

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{Es} = \frac{220}{200000} = 0,0011 \quad \varepsilon_{s1} > \varepsilon_y \text{ ισχύει}$$

$$\beta) \quad \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{s2}} = \frac{x}{x-c} \Rightarrow \varepsilon_{s2} = \frac{0,0035*(34,84-70)}{34,84} = -0,0035 \text{ ή } -0,35\%$$

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{Es} = \frac{220}{200000} = 0,0011 \quad \varepsilon_{s2} < \varepsilon_y$$

Άρα δεν διαρρέει ο χάλυβας οπότε $F_{s2} = A_{s2} * E_s * \varepsilon_{s2} = 4163,64 \text{mm}^2 * 200000 \text{MPa} * 0,0035 = 2914548 \text{mm}^2$
 $\text{MPa} = 312,273 \text{KN}$

Υπολογισμός καμπτικής αντοχής :

$$\begin{aligned} M_{sd} &= F_c * (H/2 - 0,4x) + F_{s2} * (H/2 - c) + F_{s1} * (H/2 - c) = \\ &= 255864,96 * (200 - 13,94) + 312273 * (200 - 70) + 540613,8 * (200 - 70) = \\ &= 47606234,46 \text{mmN} + 40595490 \text{mmN} + 70279794 \text{mmN} = \\ &= 158481518,5 \text{mmN} \text{ άρα} \end{aligned}$$

$$M_{sd} = 158,481 \text{KNm}$$

M_{sd} : ροπή κάμψης

x: το ύψος της θλιβόμενης ζώνης

c: επικάλυψη οπλισμού

Διάτμηση δοκού εντός κρίσιμης περιοχής

Πρέπει: $V_{sd} \leq V_{Rd2}$

V_{sd} είναι η μεγαλύτερη από τις δύο τέμνουσες -> ΑΠΟ sap

$$\text{όπου } V_{Rd2} = 0,5 * v * f_{cd} * b_w * 0,9 * d$$

$$v = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200 \text{MPa}} = 0,7 - \frac{18 \text{MPa}}{200 \text{MPa}} = 0,61 > 0,50$$

$$\text{άρα } V_{Rd2} = 0,5 * 0,61 * 12000 \text{KPa} * 0,9 \text{m} * 0,9 * 0,33 \text{m} = 1087,02 \text{KN}$$

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

Έλεγχος ελάχιστου οπλισμού στην κρίσιμη περιοχή

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd}$$

όπου $V_{cd} = 0,30 * V_{Rd1}$

$$V_{Rd1} = \beta [T_{Rd} * k * (1,2 + 40 * p_1) + 0,15 * \frac{N S_d}{b_w * h}] * b_w * d$$

$T_{Rd} = 0,26 \text{MPa}$ διατμητική τιμή του σκυροδέματος

$\beta = 1$ για κατανεμημένα φορτία

$$p_1 : \frac{A_{s1}}{(b * d)} \leq 0,02 \text{ όπου } A_{s1} = 3\phi 22 + 2\phi 24 + 3\phi 30 = 4163,64 \text{ mm}^2$$

$$\text{άρα } p_1 = \frac{4163,64 \text{ mm}^2}{(900 * 330) \text{ mm}^2} = 0,014$$

άρα $V_{Rd1} = 0,26 \text{MPa} * 1 * (1,20 + 40 * 0,014) + 0,15 * 0 * 900 \text{mm} * 330 \text{mm} =$

$$= 0,4576 \text{MPa} * 900 \text{mm} * 330 \text{mm} = 135907,2 \text{N} = 135,907 \text{KN}$$

$$V_{cd} = 0,3 * V_{Rd1} = 0,3 * 135,907 \text{KN} = 40,77 \text{KN}$$

$$V_{wd} = 0,9 * \frac{A_{sw}}{s} * f_{ywd} * d = 0,9 * ((2 * \frac{\pi * D^2}{4}) / s) * f_{ywd} * d = 0,9 * ((2 * \frac{3,14 * 8^2}{4}) / 200) * (\frac{220}{1,15}) * 330 = 28,545 \text{KN}$$

$$V_{wd} = 28,545 \text{KN}$$

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd} \Rightarrow V_{Rd3} = 40,77 + 28,545 \Rightarrow V_{Rd3} = 69,315 \text{KN}$$

Έλεγχος ελάχιστου οπλισμού στο άνοιγμα (μη κρίσιμη περιοχή)

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd}$$

όπου $V_{cd} = 1 * V_{Rd1}$

$$V_{Rd1} = \beta [T_{Rd} * k * (1,2 + 40 * p_1) + 0,15 * \frac{N S_d}{b_w * h}] * b_w * d$$

$T_{Rd} = 0,26 \text{MPa}$ διατμητική τιμή του σκυροδέματος

$K = 1,6 - d \geq 1, k = 1,6 - 0,83 = 0,77 < 1$ άρα $k = 1$

$\beta = 1$ για κατανεμημένα φορτία

$$p_1 : \frac{A_{s1}}{(b * d)} \text{ όπου } A_{s1} = 4\phi 30 = 2826 \text{ mm}^2$$

$$\text{άρα } p_1 = \frac{2826 \text{ mm}^2}{(900 * 330) \text{ mm}^2} = 0,0095$$

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

$$\begin{aligned} \text{άρα } V_{Rd1} &= 1[0,26 \text{MPa} * 1 * (1,20 + 40 * 0,0095) + (0,15 * 0)] * 900 \text{mm} * 330 \text{mm} = \\ &= (0,41 * 900 * 330) \text{N} = 121770 \text{N} = 121,77 \text{KN} \end{aligned}$$

$$V_{Rd1} = 121,77 \text{KN}$$

$$V_{cd} = 1 * V_{Rd1} = 121,77 \text{KN}$$

$$V_{wd} = 0,9 * \frac{A_{sw}}{s} * f_{ywd} * d = 0,9 * \left(\frac{2 * \pi * D^2}{4} \right) / s * f_{ywd} * d = 0,9 * \left(\frac{2 * 3,14 * 8^2}{4} \right) / 200 * \left(\frac{220}{1,15} \right) * 330 = 28,545 \text{KN}$$

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd} \Rightarrow V_{Rd3} = 121,77 + 28,545 \Rightarrow V_{Rd3} = 150,315 \text{KN}$$

Προσδιορισμός φέρουσας ικανότητας αντοχής υποστυλώματος

Δεδομένα για το υποστύλωμα:

$$H = 450 \text{mm} (\text{ύψος διατομής σκυροδέματος})$$

$$b = 700 \text{mm} (\text{πλάτος διατομής σκυροδέματος})$$

$$c = 70 \text{mm} (\text{επικάλυψη οπλισμού})$$

$$d = 450 - 70 = 380 \text{mm} (\text{στατικό ύψος διατομής})$$

$$\epsilon_c = 0,0035 (\text{παραμόρφωση ακραίας ίνας σκυροδέματος})$$

Θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος

$$F_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{18}{1,5} = 12 \text{MPa}$$

Θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του χάλυβα

$$F_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{220}{1,15} = 191,304 \text{MPa}$$

$$\text{Συνισταμένη θλιπτική δύναμη: } F_c = 0,85 * f_{cd} * 0,8x * b_w = 0,85 * 12 * 0,8x * 700 = 5712x$$

Συνισταμένη εφελκυστική δύναμη

Εστώ ότι ο χάλυβας έχει διαρρέψει

$$F_{s1} = A_{s1} * f_{yd} = 1139,82 * 191,304 = 218052,5 \text{N} = 218,052 \text{KN}$$

$$A_{s1} = A_{s2} = 3 * \frac{3,14 * 22^2}{4} = 1139,82 \text{mm}^2$$

$$F_{s2} = A_{s2} * f_{yd} = 1139,82 * 191,30 = 218052,5 \text{N} = 218,052 \text{KN}$$

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

Ύψος θλιβόμενης ζώνης :

από ισορροπία δυνάμεων $F_{s1} + F_c - F_{s2} = N$

για 1^ο συνδυασμό φορτίσεων $= 1,35G + 1,5Q + 1SNOW$

όπου $N = q_{ιβ} * 1,35 + q_k * 1,50 + S * 1,00 * I_{πλ} * I_{δοκ}/2 + q_{δοκ}/2 = (2,9 * 1,35 + 1,00 * 1,50 + 0,712 * 1,00) * 5,00 * 17/2 + 38,41/2 = 279,6 \text{ kN}$

Όπου $q_{ιβ}$: μόνιμα φορτία

q_k : κινητά φορτία

S: φορτίο χιονιού

$I_{πλ}$: άνοιγμα πλακάς

$I_{δοκ}$: μήκος δοκού

$q_{δοκ}$: βάρος δοκού

επομένως: $218052 + 5712x - 218052 = 279603 \Rightarrow x = 48,95 \text{ mm}$

Έλεγχος αρχικής υπόθεσης

$$\frac{\epsilon_c}{\epsilon_s} = \frac{x}{d-x} \Rightarrow \epsilon_s = \frac{d-x}{x} * \epsilon_c \Rightarrow \epsilon_s = \frac{380-48,95}{48,95} * 0,0035 = 0,024 \text{ ή } 2,4\%$$

ϵ_s : παραμόρφωση οπλισμού χάλυβα

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{220}{200000} = 0,0011 \text{ ή } 1,1 \text{ ‰}$$

E_s : μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος

$\epsilon_s > \epsilon_y$ ισχύει

Υπολογισμός καμπτικής ροπής ως προς κέντρο διατομής υποστυλώματος

$$M_{sd} = F_c * (H/2 - 0,4x) + F_{s2} * (H/2 - c) + F_{s1} * (H/2 - c) =$$

$$= 279602 * (225 - 19,58) + 2 * 218052 * (225 - 70) =$$

$$= 57435842,84 + 67596120 = 125031962,84 \text{ Nmm}$$

$$M = 125,032 \text{ kNm}$$

M_{sd} : ροπή κάμψης

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

x: το ύψος της θλιβόμενης ζώνης

για 2^ο συνδυασμό φορτίσεων $= 1G + 1Q + 0,3SNOW + Ey$

από ισορροπία δυνάμεων $F_{S1} + F_c - F_{S2} = N$

$$\text{όπου } N = q_{\text{ιβ}} + q_k + S * 0,30 * I_{\text{πλ}} * I_{\text{δοκ}}/2 + q_{\text{δοκ}}/2 = (2,94 + 1,00 + 0,712 * 0,30) * 5,00 * 17/2 + 38,41/2 = 194,033 \text{ kN} = 194033 \text{ N}$$

επομένως: $218052,5 + 5712x - 218052,5 = 194033 \Rightarrow x = 33,97 \text{ mm}$

Έλεγχος αρχικής υπόθεσης

$$\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{s1}} = \frac{x}{x-c} \Rightarrow \epsilon_{s1} = \frac{x-c}{x} * \epsilon_c \Rightarrow \epsilon_{s1} = \frac{33,97-70}{33,97} * 0,0035 = -0,0037$$

Επειδή ο θλιβόμενος οπλισμός βρίσκεται κοντά στον ουδέτερο άξονα τα φορτία που παραλαμβάνει είναι μικρά άρα και οι τάσεις που αναπτύσσονται εκεί είναι επίσης μικρές γι' αυτό μπορεί να αγνοηθεί

$$\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{s2}} = \frac{x}{d-x} \Rightarrow \epsilon_{s2} = \frac{d-x}{x} * \epsilon_c \Rightarrow \epsilon_{s2} = \frac{380-33,97}{33,97} * 0,0035 = 0,0356 \text{ ή } 3,56\%$$

όπου ϵ_c : η παραμόρφωση της ακραίας ίνας σκυροδέματος

ϵ_s : παραμόρφωση του οπλισμού από χάλυβα

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{220}{200000} = 0,0011 \text{ ή } 1,1\text{‰}$$

όπου E_s : μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος

$\epsilon_{s1,2} > \epsilon_y$ ισχύει, άρα διαρρέει πρώτα ο χάλυβας

Υπολογισμός καμπτικής αντοχής ως προς κέντρο διατομής υποστολώματος

$$M_{sd} = F_c * (H/2 - 0.4x) + F_{S2} * (H/2 - c)$$

$$M_{sd} = 5712 * 33,97 * (225 - 13,56) + 218052 * (225 - 70) =$$

$$= 194036,64 * 211,44 + 218052 * 155 =$$

$$= 41027107,16 + 33798060 = 74825167,16 \text{ Nmm}$$

$$M_{sd} = 74,825 \text{ KNm}$$

Διάτμηση υποστολώματος

Πρέπει: $V_{sd} \leq V_{Rd2}$

V_{sd} είναι η μεγαλύτερη από τις δύο τέμνουσες

$$\text{όπου } V_{Rd2} = k * f_{cd} * b_w * 0,9 * d$$

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

$$k=0,50 \cdot v=0,5 \cdot 0,61=0,305$$

$$v=0,7 - \frac{f_{ck}}{200} = 0,7 - \frac{18\text{MPa}}{200} = 0,61 > 0,5$$

$$\text{άρα } V_{Rd2}=0,305 \cdot 12000\text{KPa} \cdot 0,7\text{m} \cdot 0,9 \cdot 0,38\text{m}$$

$$V_{Rd2} = 876204 \text{ N} = 876,204 \text{ KN}$$

Έλεγχος ελάχιστου οπλισμού

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd}$$

$$\text{όπου } V_{cd} = 0,80 \cdot V_{Rd1}$$

$$V_{Rd1} = \beta [T_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot p_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$T_{Rd} = 0,26 \text{ MPa}$ διατμητική τιμή του σκυροδέματος

$\beta = 1$ για κατανομημένα φορτία

$$p_1 = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} \text{ όπου } A_{s1} = 3\phi 22 = 1139,82 \text{ mm}^2$$

$$\text{άρα } p_1 = \frac{1139,82}{(700 \cdot 380)} = 0,0043 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{b_w \cdot h} = \frac{7630}{700 \cdot 450} = 0,024$$

άρα

$$V_{Rd1} = 1 [0,26 \text{ MPa} \cdot 1 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0043) + 0,15 \cdot \frac{7630}{700 \cdot 450}] \cdot 700 \text{ mm} \cdot 380 \text{ mm}$$

$$= 95845,12 \text{ N} \Rightarrow V_{Rd1} = 95,845 \text{ KN}$$

$$V_{cd} = 0,80 \cdot 95,845 = 76,676 \text{ KN}$$

$$V_{wd} = 0,9 \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} \cdot d = 0,9 \cdot \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot D^2}{4} \right) / s \cdot f_{ywd} \cdot d = 0,9 \cdot \left(\frac{2 \cdot 3,14 \cdot 8^2}{4} \right) / 250 \cdot \left(\frac{220}{1,15} \right) \cdot 380 = 26296,053 \text{ N}$$

$$\Rightarrow V_{wd} = 26,296 \text{ KN}$$

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd} \Rightarrow V_{Rd3} = 76,676 + 26,296 \Rightarrow V_{Rd3} = 102,972 \text{ KN}$$

Συγκριτικοί πίνακες στατικής επίλυσης με χρήση του SAP 2000 και στατικής επίλυσης δια χειρός για τους συνδυασμούς δυνάμεων combo 1 και combo 4

Σαν δείκτης ανεπάρκειας λ ορίζεται $\lambda = \frac{SAP\ 2000}{\text{Αποτέλεσμα στατικής επίλυσης}}$

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

Για δυσκαμψία ίση 100%

COMBO 1	Φέρουσα Ικανότητα	SAP 2000	Δείκτης Ανεπάρκειας λ
Ροπή δοκού στο άνοιγμα	462, 2 KNm	611, 7 KNm	1, 32
Ροπή δοκού στη στήριξη	431, 2 KNm	604, 9 KNm	1, 4
Τέμνουσα δοκού στο άνοιγμα	204, 7 KN	59, 6 KN	0.29
Τέμνουσα δοκού στη στήριξη	115, 8 KN	261, 4 KN	2.26

Για δυσκαμψία ίση με 40%

COMBO 1	Φέρουσα Ικανότητα	SAP 2000	Δείκτης Ανεπάρκειας Δ
Ροπή δοκού στο άνοιγμα	462, 2 KNm	542 KNm	1, 17
Ροπή δοκού στη στήριξη	431, 2 KNm	643, 7 KNm	1, 50
Τέμνουσα δοκού στο άνοιγμα	115, 8 KN	61, 2 KN	0, 53
Τέμνουσα δοκού στη στήριξη	204, 7 KN	258, 4 KN	1, 26

Για δυσκαμψία ίση με 100%

COMBO 1	Φέρουσα Ικανότητα	SAP 2000	Δείκτης Ανεπάρκειας λ
Ροπή υποστυλώματος	211, 5 KNm	604, 5 KNm	2, 86
Τέμνουσα υποστυλώματος	124, 7 KN	130, 9 KN	1, 05
Αξονική υποστυλώματος	279, 6 KN	382, 1 KN	1, 37

Για δυσκαμψία ίση με 60%

COMBO 1	Φέρουσα Ικανότητα	SAP 2000	Δείκτης ανεπάρκειας Δ
Ροπή υποστυλώματος	211, 5 KNm	644, 2 KNm	3, 05
Τέμνουσα υποστυλώματος	124, 7 KN	140	1, 12
Αξονική υποστυλώματος	279, 6 KN	378	1, 35

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

Για δυσκαμψία ίση 100%

COMBO 4	Φέρουσα Ικανότητα	SAP 2000	Δείκτης Ανεπάρκειας λ
Ροπή υποστυλώματος	124, 9 KNm	544, 9 KNm	4, 36
Τέμνουσα υποστυλώματος	124, 7 KN	158, 2 KN	1, 27
Αξονική υποστυλώματος	194, 03 KN	247, 3 KN	1, 27

Για δυσκαμψία ίση με 60%

COMBO 4	Φέρουσα Ικανότητα	SAP 2000	Δείκτης Ανεπάρκειας λ
Ροπή υποστυλώματος	124, 9 KNm	650 KNm	5, 20
Τέμνουσα υποστυλώματος	124, 7 KN	172 KN	1, 38
Αξονική υποστυλώματος	194, 03 KN	271 KN	1, 40

Παρατηρείται σε πολλές περιπτώσεις ότι ο δείκτης ανεπάρκειας λ ξεπερνά κατά πολύ τη μονάδα. Αυτό σημαίνει πως το εκάστοτε δομικό στοιχείο δεν έχει επάρκεια έναντι κάμψης και θα χρειαστεί ενίσχυση. Ο δείκτης ανεπάρκειας λ είναι ένα χρήσιμο εργαλείο για το μηχανικό καθώς δείχνει το βαθμό ανεπάρκειας του στοιχείου με αποτέλεσμα ο μηχανικός να μπορεί να βγάλει κάποια χρήσιμα συμπεράσματα για την ενίσχυση της κατασκευής.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ-PUSH OVER

6.1 Χρήση push over σε υφιστάμενα κτίρια

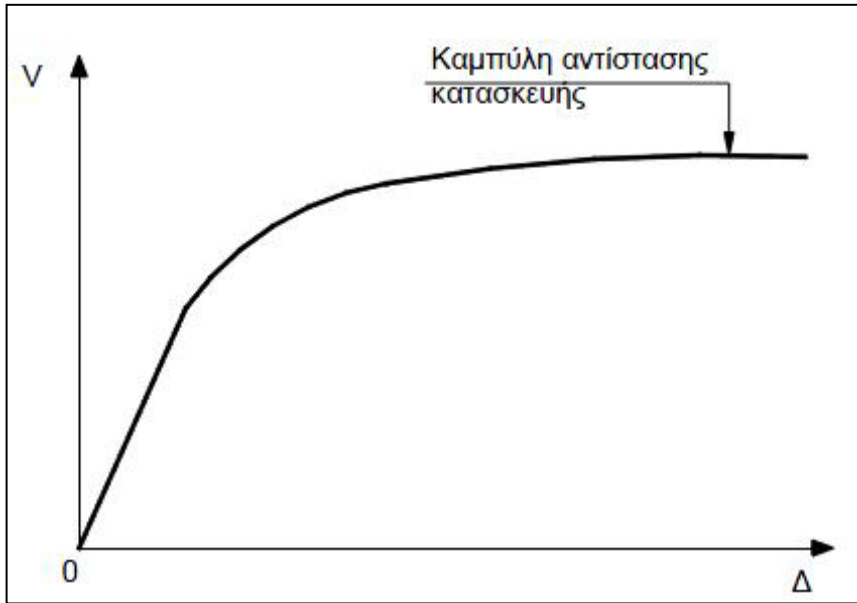
Η μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover), αν και δεν αποτελεί ένα νέο είδος ανάλυσης, δεν έχει συμπεριληφθεί μέχρι πρόσφατα σε Ελληνικό κανονισμό, με αποτέλεσμα να είναι σχετικά άγνωστη. Ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ) όμως απαιτεί την εκτέλεση τέτοιων αναλύσεων προκειμένου να αναλυθεί η φέρουσα ικανότητα και πλαστιμότητα της κατασκευής.

Κατά την ανάλυση αυτή, θεωρούμε μία πλευρική φόρτιση η οποία εφαρμόζεται με αυξανόμενη ένταση στον επιλεγμένο φορέα. Η φόρτιση αυτή οδηγεί στην δημιουργία της καμπύλης φορτίου - μετατόπισης της κατασκευής η οποία είναι γνωστή και ως καμπύλη «**pushover**» ή αντίστασης (εικόνα 6.1). Η καμπύλη pushover είναι ένα γράφημα που εκφράζει την σχέση μεταξύ της τέμνουσας βάσης συναρτήσεως της οριζόντιας μετακίνησης ενός συγκεκριμένου σημείου (της οροφής του πλαισίου). Η σχέση αυτή αναπαριστά την ικανότητα της κατασκευής να απορροφά ενέργεια όταν υπόκειται σε οριζόντια (σεισμική) δράση. Για την εξαγωγή της καμπύλης αντίστασης απαιτείται ο προσδιορισμός της αντοχής των δομικών στοιχείων (υποστυλώματα, δοκάρια) της κατασκευής.

Η διαδικασία υπολογισμού της καμπύλης αντίστασης βασίζεται στον υπολογισμό των αντοχών έναντι κάμψης και διάτμησης και την παραμόρφωση των μελών στις κρίσιμες περιοχές της κατασκευής (άκρα των φερόντων μελών της κατασκευής) προκειμένου να διερευνηθεί η συνολική απόκριση ολόκληρης της κατασκευής.

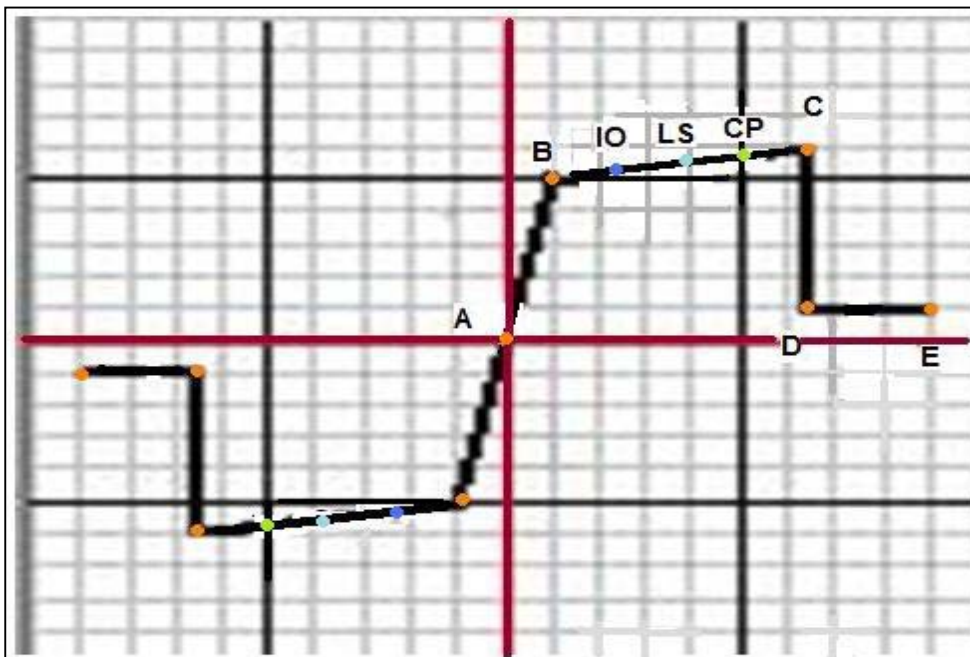
Αρχικά ορίζονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών και στη συνέχεια το διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων των ακραίων διατομών των φερόντων δομικών στοιχείων της κατασκευής. Με βάση τα παραπάνω γίνεται ο προσδιορισμός της μη γραμμικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων που εκφράζεται με το διάγραμμα ροπών-γωνιών στροφής χορδής. Λαμβάνοντας υπόψη την παραμόρφωση που υφίστανται τα δομικά στοιχεία στα διάφορα επίπεδα φόρτισης, στην στατική επίλυση του φορέα γίνεται ο προσδιορισμός της μη γραμμικής συμπεριφοράς ολόκληρου του φορέα.

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της



Εικόνα 6.1 Καμπύλη Push over

Στην στατική ανελαστική ανάλυση υπό αυξανόμενης έντασης φορτία (pushover ανάλυση), τα μέλη του φορέα δεν συμπεριφέρονται ελαστικά αλλά υπακούουν σε συγκεκριμένα μοντέλα πλαστικής παραμόρφωσης. Ο μελετητής μπορεί να επιλέξει συγκεκριμένα σημεία στον φορέα (στα οποία συνήθως εμφανίζονται οι μέγιστες τιμές των εντατικών μεγεθών) προκειμένου να ορίσει πλαστικές αρθρώσεις (plastic hinges). Οι πλαστικές αυτές αρθρώσεις ενεργοποιούνται ουσιαστικά όταν εξαντλείται η φέρουσα ικανότητα του φορέα σε κάμψη πέραν των οποίων η διατομή μπαίνει στην πλαστική περιοχή. Το καταστατικό προσομοίωμα (μοντέλο) που περιγράφει τη μη γραμμική συμπεριφορά της διατομής εκφράζεται από το διάγραμμα ροπής καμπυλότητας του σχήματος 6.2.



Εικόνα 6.2 Διάγραμμα συμπεριφοράς υλικών

Στο διάγραμμα της εικόνας 6.2 ο κάθετος άξονας είναι η δύναμη (αξονική, διατμητική ή ροπή) και ο οριζόντιος η παραμόρφωση (μετατόπιση ή στροφή). Η AB είναι η περιοχή ελαστικής συμπεριφοράς. Το B είναι το σημείο διαρροής. Ακολουθεί η πλαστική περιοχή BC, όπου C το σημείο μέγιστης αντοχής. Έπειτα η αντοχή μειώνεται (σημείο D) μέχρι το σημείο μέγιστης παραμόρφωσης, χωρίς την ικανότητα παραλαβής φορτίων, σημείο E.

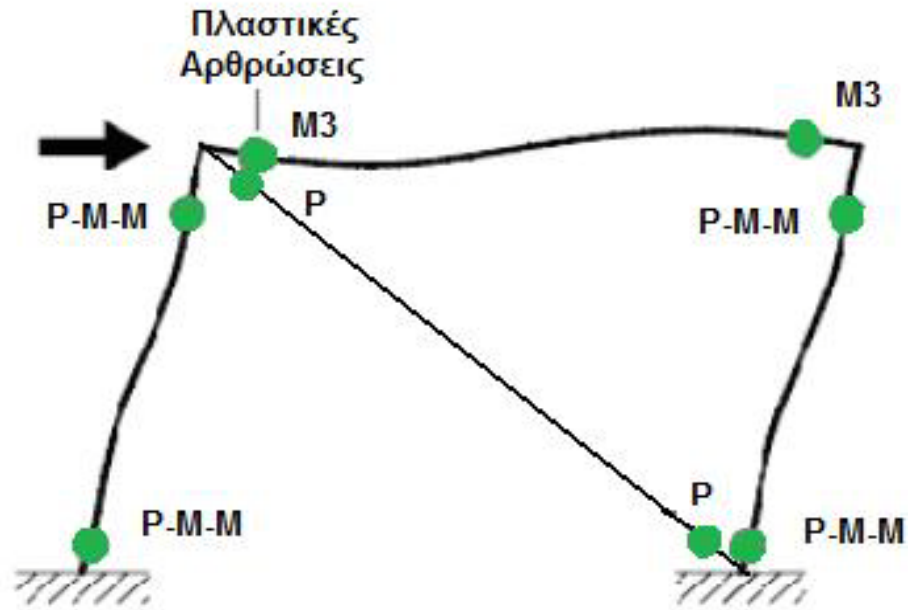
Τα σημεία IO, LS, CP που παρουσιάζονται στο διάγραμμα είναι:

- IO (Immediate Occurance): Άμεση χρήση μετά το σεισμό
- LS (Life Safety): Προστασία ζωής
- CP (Collapse Prevention): Αποφυγή οιονεί κατάρρευση

Για τις ανάγκες της ανάλυσης χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία δοκού με πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα, για τις δοκούς και τα υποστυλώματα. Ενώ για τα σημεία ελέγχου της πλαστικής παραμόρφωσης χρησιμοποιήθηκαν έτοιμα διαγράμματα συμπεριφοράς, του προγράμματος SAP 2000 και επιλέχθηκαν ως εξής:

- 1) Στα υποστυλώματα επιλέχθηκε πλαστική άρθρωση (hinge) P-M-M, δηλαδή αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης με ροπές ως προς τους δύο εγκάρσιους άξονες, στις δύο παρειές τους (πάνω από την κάτω δοκό και κάτω από την άνω δοκό)
- 2) Στο δοκάρια επιλέχθηκε πλαστική άρθρωση M3 (ροπή-στροφή) στις δύο παρειές

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της



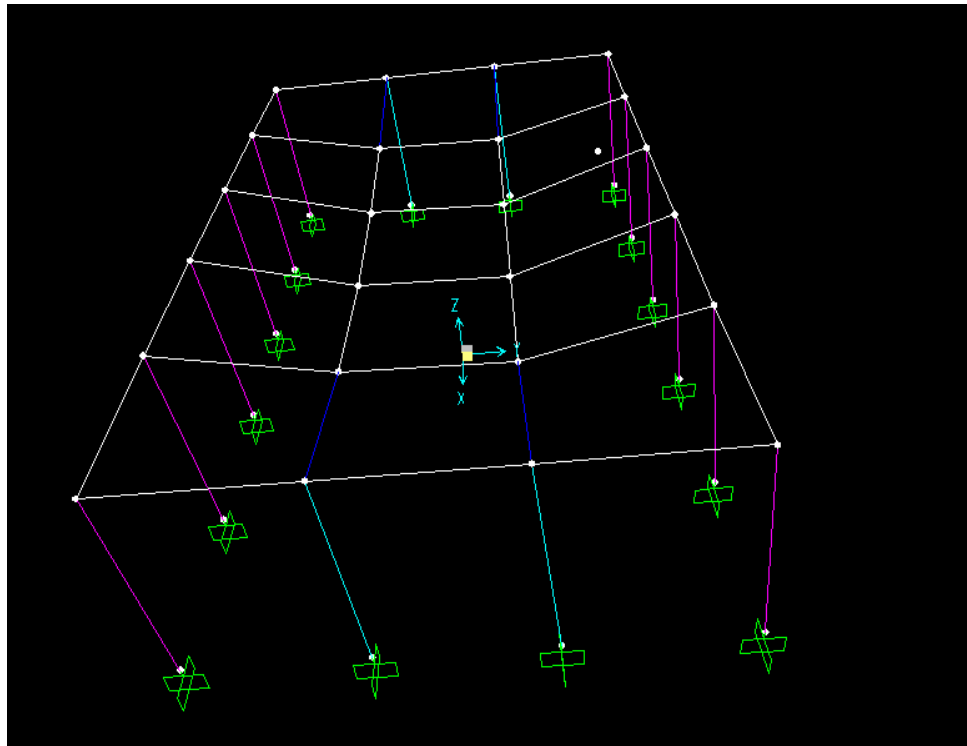
Εικόνα 6.3 Τρόπος προσομοίωσης πλαστικών αρθρώσεων

Οι πλαστικές αρθρώσεις σε κάθε βήμα της ανάλυσης παρουσιάζονται με διαφορετικό χρώμα ανάλογα με την τιμή της πλαστικής στρωφής. Η ανάλυση pushover πραγματοποιείται έως ότου δημιουργηθεί τέτοιος αριθμός πλαστικών αρθρώσεων ώστε να υπάρξει δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα όλων των υποστυλωμάτων του συγκεκριμένου ορόφου. Ο ικανοτικός σχεδιασμός που επιβάλλουν οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί εξασφαλίζει η καμπτική αστοχία να προηγείται πάντοτε της διατμητικής.

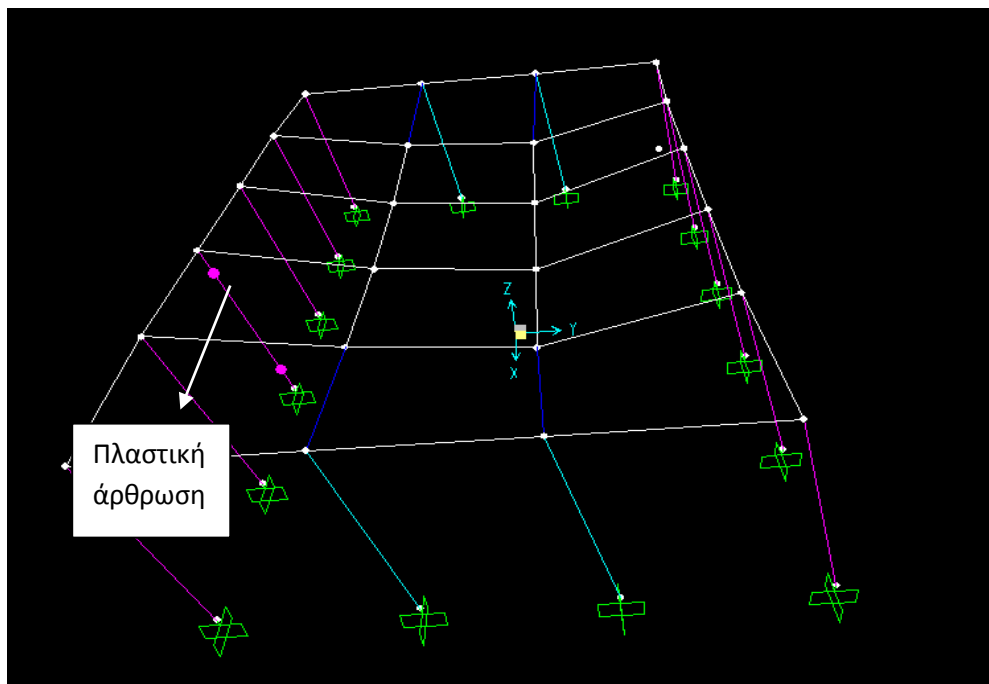
6.2 Εφαρμογή Push over στο υπό εξέταση κτίριο

Εφαρμόζοντας την μη γραμμική στατική ανάλυση στο υπο εξέταση κτίριο παρατηρείται ότι εμφανίζονται πλαστικές αρθρώσεις στα υποστυλώματα και κυρίως στα μεσαία. Αυτό αντιβαίνει τον ικανοτικό σχεδιασμό γιατί σύμφωνα με αυτόν οι πλαστικές αρθρώσεις θα έπρεπε να εμφανίζονται στις δοκούς. Όπως φαίνεται και στις εικόνες 6.4, 6.5, 6.6, 6.7 καθώς αυξάνεται η πλευρική φόρτιση εμφανίζονται περισσότερες πλαστικές αρθρώσεις στα υποστυλώματα και το χρώμα τους γίνεται εντονότερο το οποίο σημαίνει πως αυξάνεται η καταπόνηση στα σημεία αυτά. Η αύξηση της πλευρικής φόρτισης γίνεται σε 31 βήματα (steps)

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

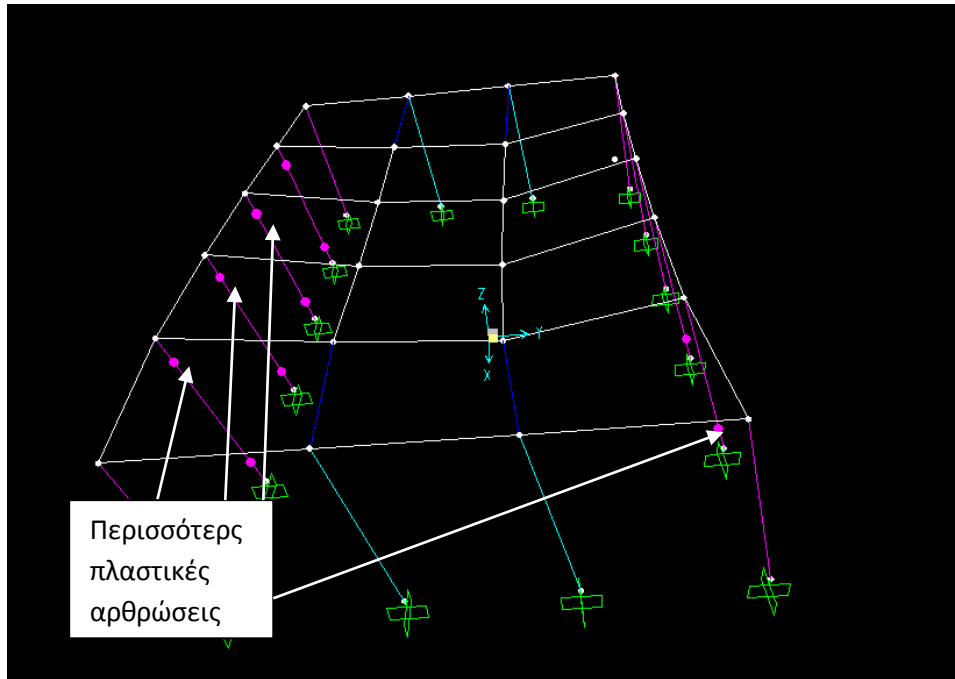


Εικόνα 6.4 Για step 5

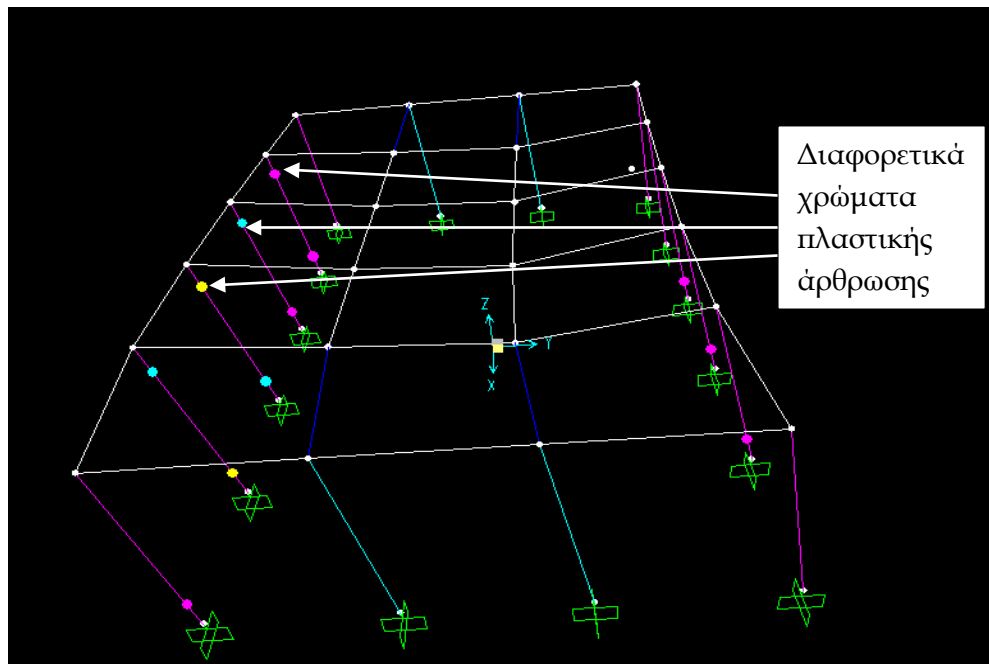


Εικόνα 6.5 Για step 15

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της



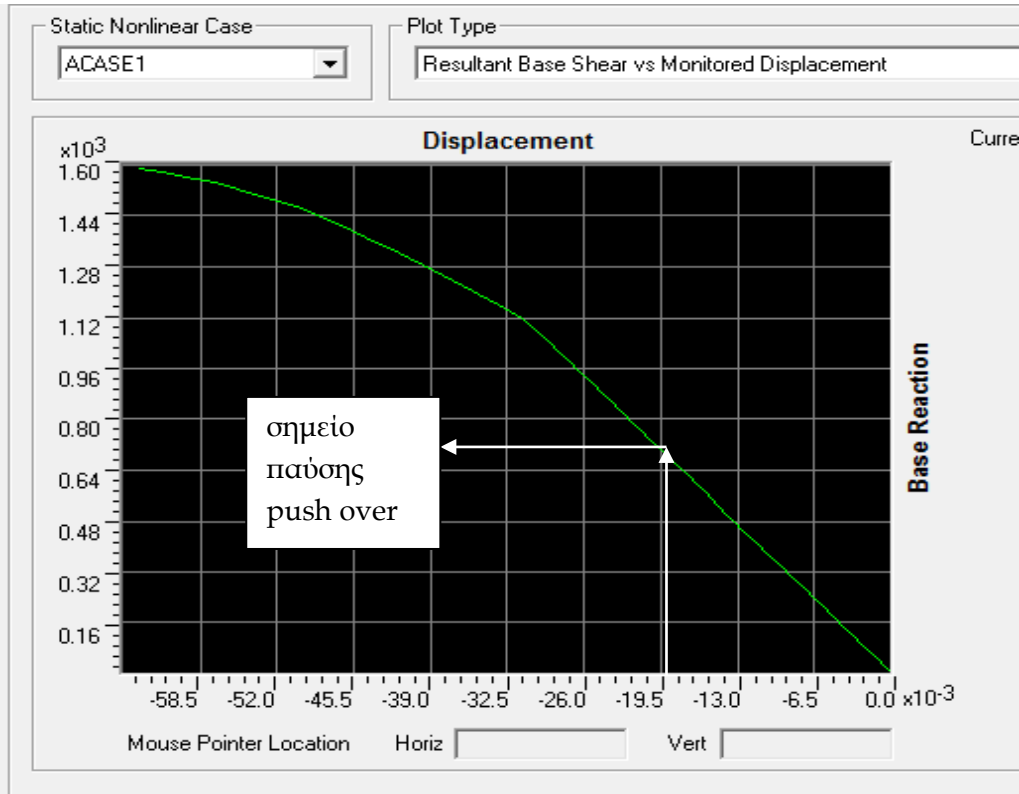
Εικόνα 6.6 Για step 23



Εικόνα 6.7 Για step 31

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

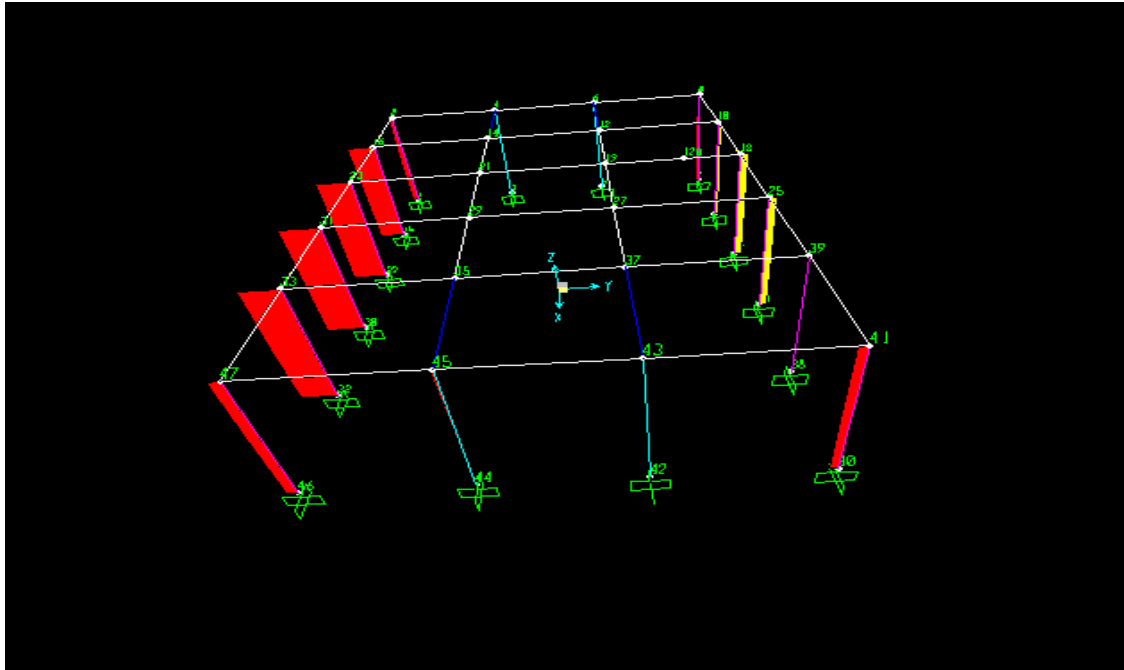
Εκτελώντας διαδοχικά τα βήματα (steps) παρατηρούμε πως στο βήμα 8 αστοχεί το υποστόλωμα σε τέμνουσα . Η μετατόπιση είναι 19.2 mm. Αυτό σημαίνει πως στην καμπύλη push over από την απόσταση (displacement) 19.2 mm και έπειτα η καμπύλη παύει να ισχύει (εικόνα 6.8).



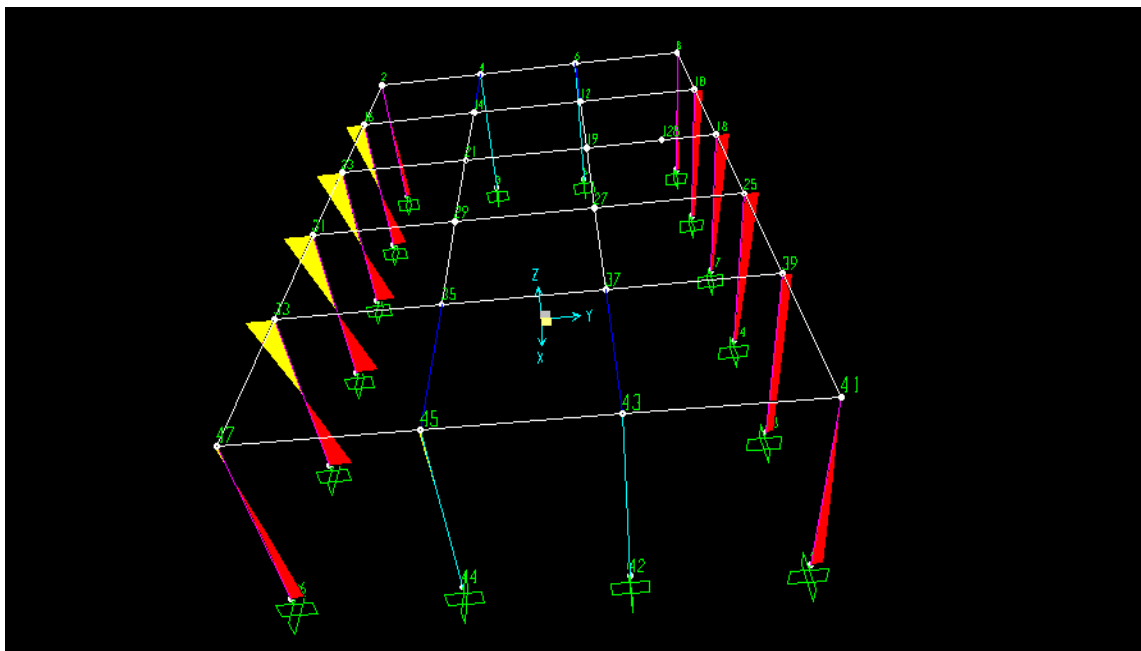
Εικόνα 6.8 Σημείο παύσης καμπύλης push over

Στις εικόνες 6.9, 6.10, 6.11, 6.12 φαίνονται τα διαγράμματα ροπών και τεμνουσών για τα υποστώματα και τις δοκούς αντίστοιχα για το βήμα 8 της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης.

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

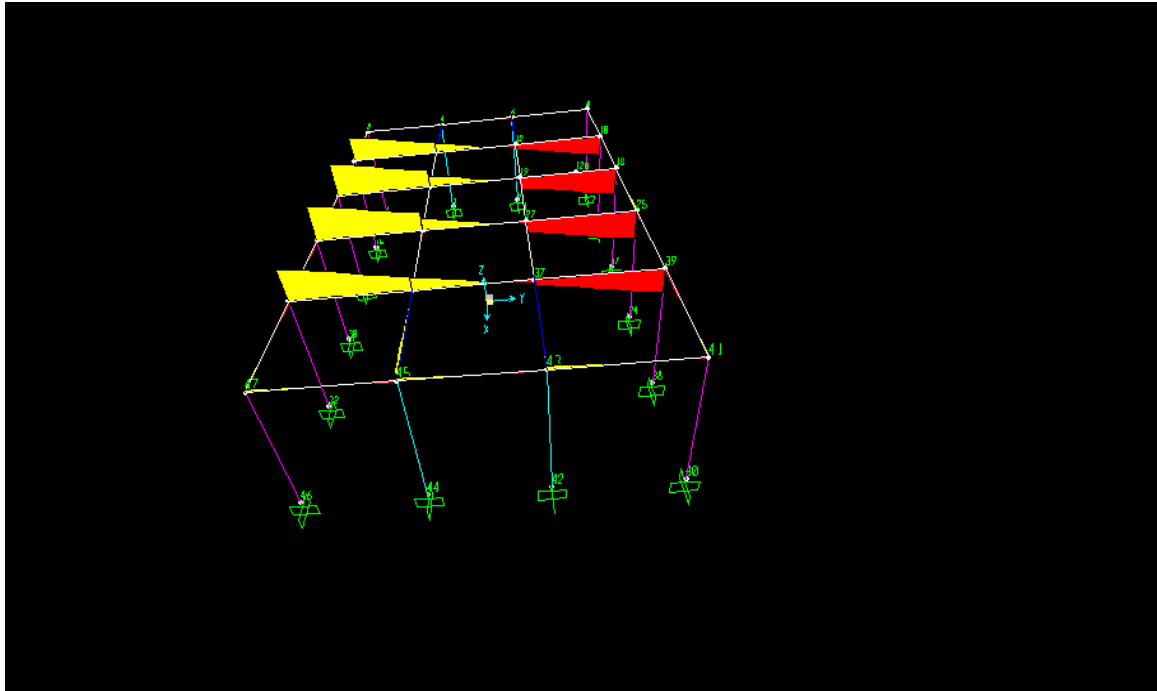


Εικόνα 6.9 Διάγραμμα τενουσών υποστολωμάτων για το step 8

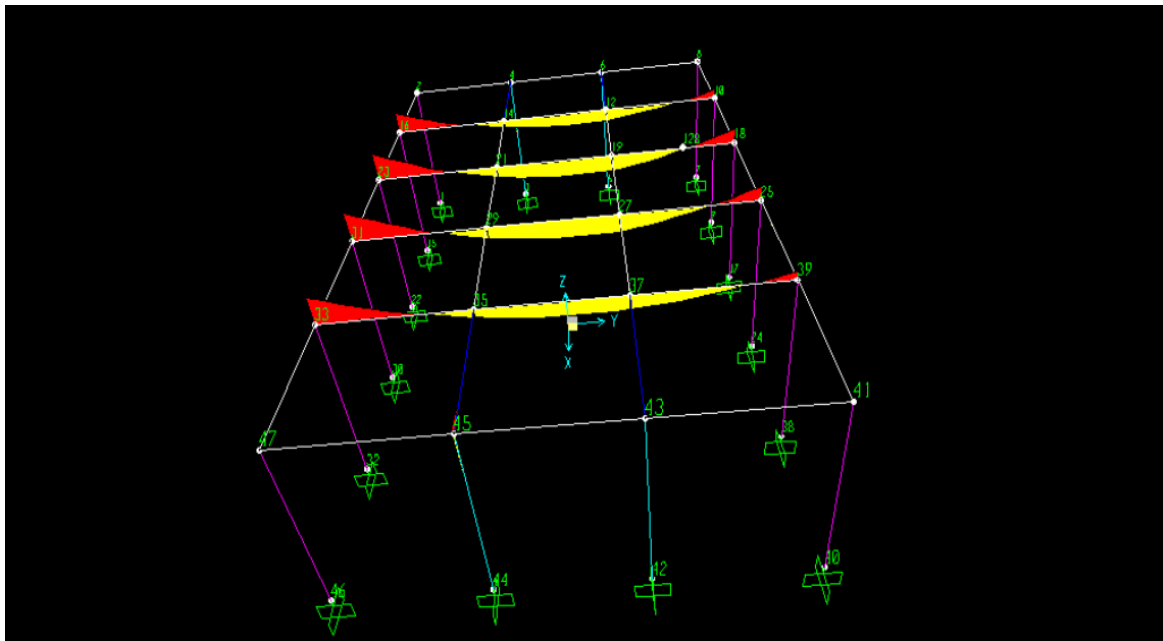


Εικόνα 6.10 Διάγραμμα ροπών υποστολωμάτων για το step 8

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της



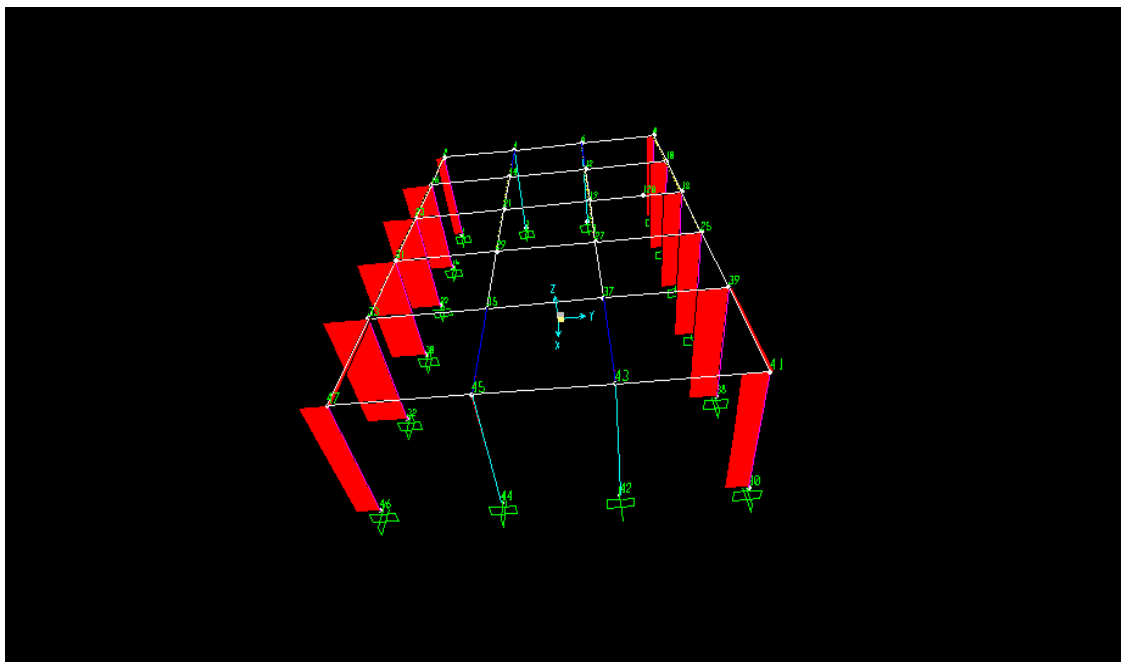
Εικόνα 6.11 Διάγραμμα τενουσών δοκών για το step 8



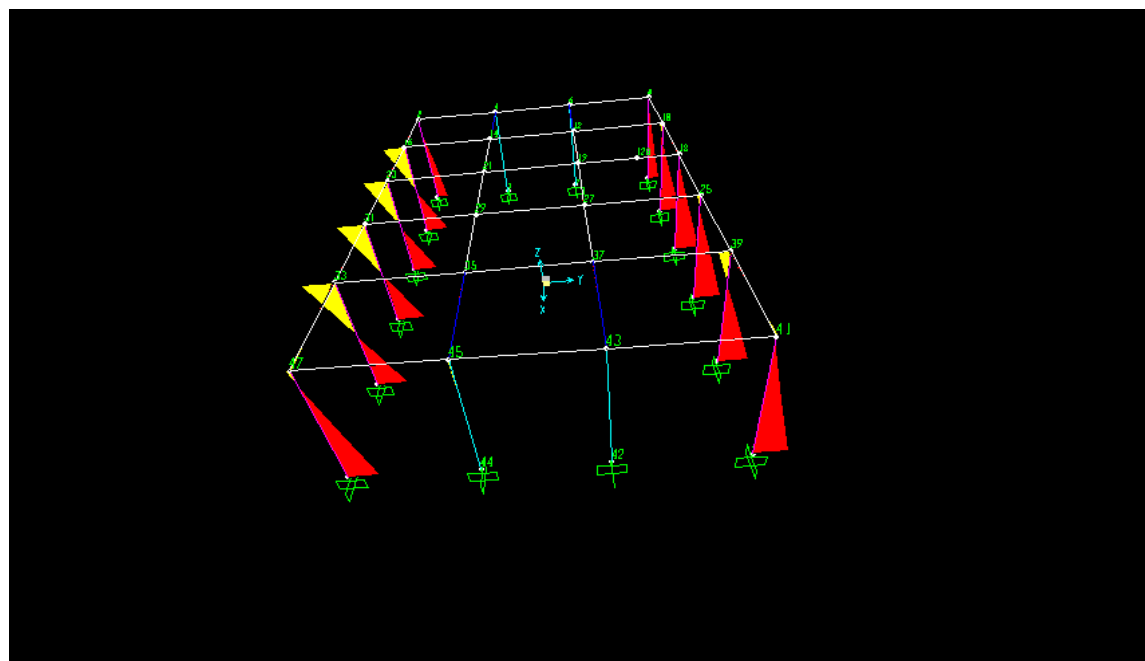
Εικόνα 6.12 Διάγραμμα ροπών δοκών για το step 8

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

Στις εικόνες 6.13, 6.14, 6.15, 6.16 φαίνονται τα διαγράμματα ροπών και τεμνουσών για τα υποστολώματα και τις δοκούς αντίστοιχα για το βήμα 31 της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης.

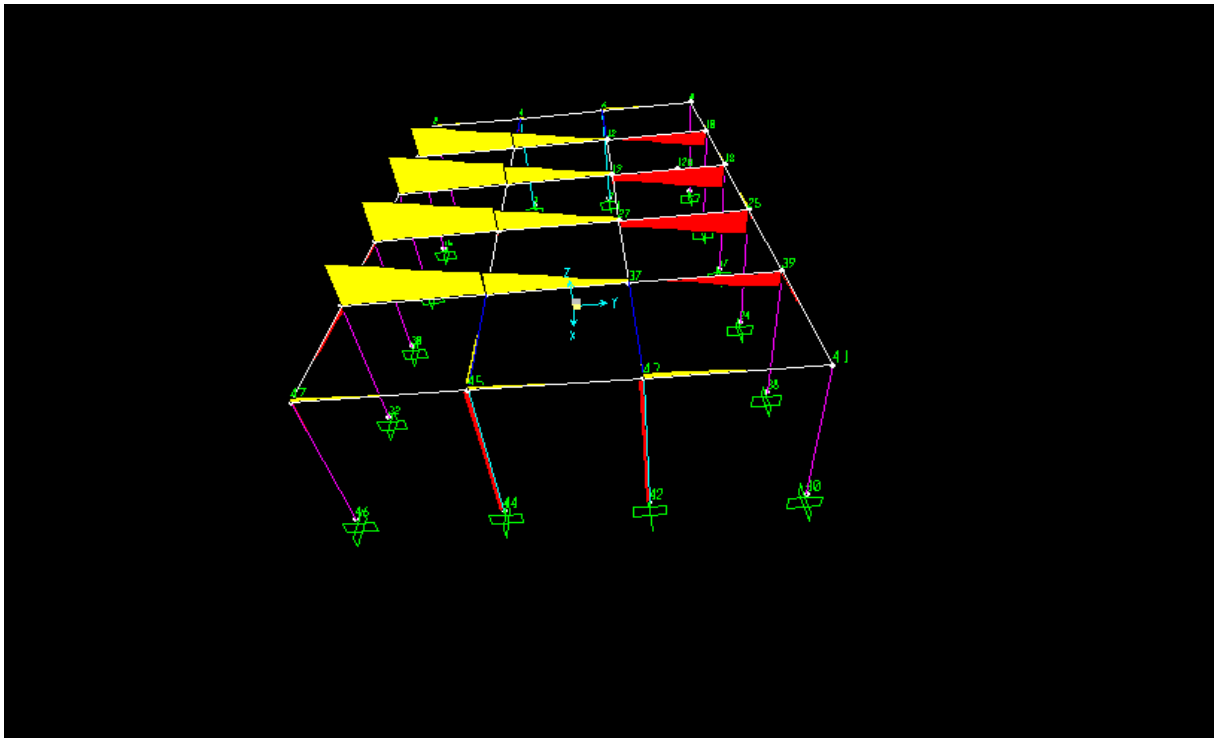


Εικόνα 6.13 Διάγραμμα τεμνουσών υποστολωμάτων για step 31

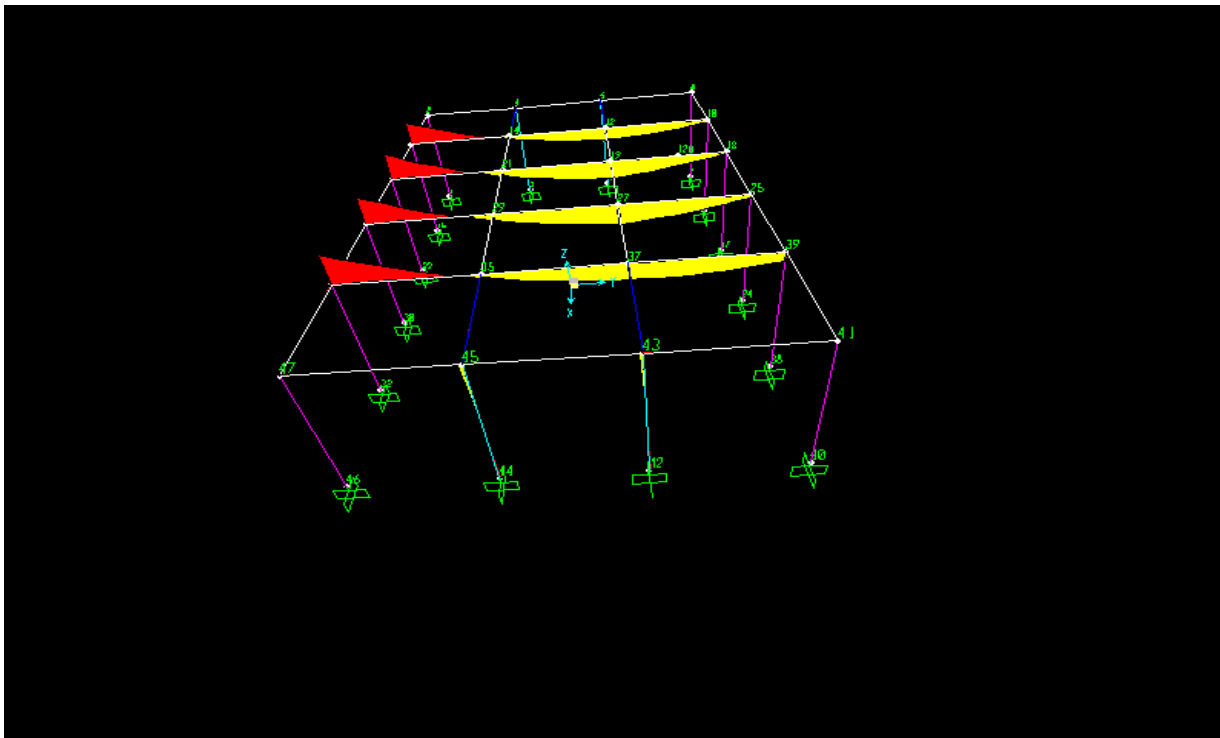


Εικόνα 6.14 Διάγραμμα ροπών υποστολωμάτων για το step 31

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της



Εικόνα 6.15 Διάγραμμα τερνουσών δοκών για το step 31



Εικόνα 6.16 Διάγραμμα ροπών δοκών για το step 31

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

Στον πίνακα 6.9 παρατίθενται τα αποτελέσματα της ανάλυσης push over για τα βήματα 8 και 31, σε σύγκριση με τη φέρουσα ικανότητα της δοκού και του υποστυλώματος.

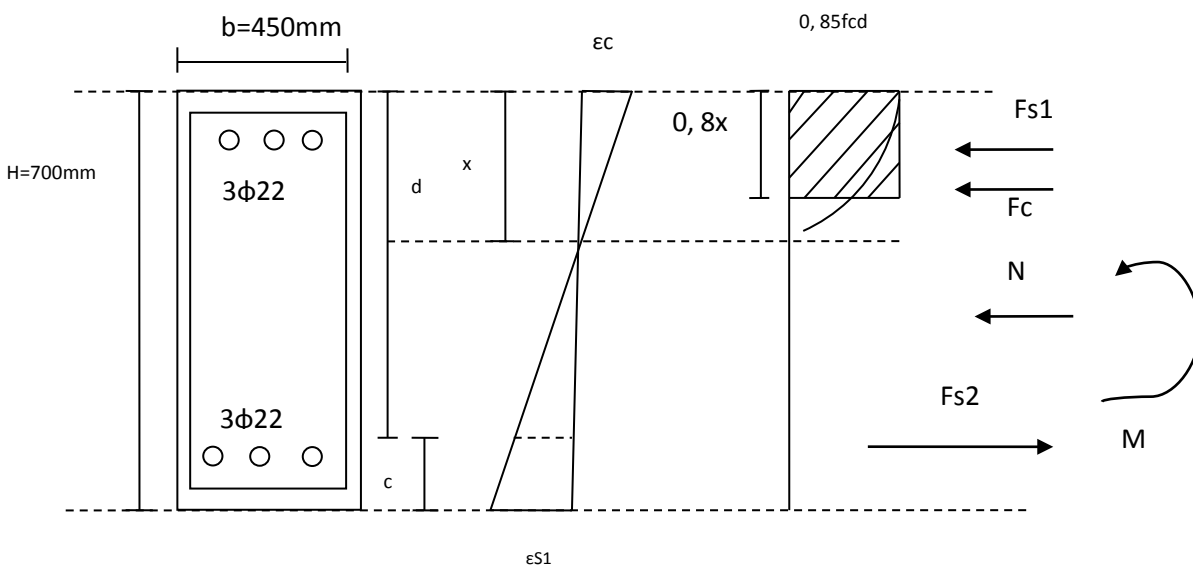
Πίνακας 6.9

	Φέρουσα Ικανότητα	Push over step 8	Push over Step 31
Ροπή υποστυλώματος	124, 9 KNm	444 KNm	550, 4 KNm
Ροπή δοκού	462, 2 KNm	340, 3 KNm	525, 5 KNm

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

Ενίσχυση των δομικών στοιχείων της υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής σε διάτμηση και κάμψη με σύνθετα υλικά (ΙΝΟΠ-FRPs)

7.1 Ενίσχυση υποστυλώματος σε διάτμηση



Σχήμα 7.1: Διατομή υποστυλώματος

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ γίνονται οι παρακατω υπολογισμοί.

Η τέμνουσα που παραλαμβάνεται από το σκυρόδεμα και από τον οπλισμό για την αρχική μη ενισχυμένη διατομή είναι $V_{Rd3}=124.7\text{ KN}$. Για το συνδυασμό δυνάμεων $comb4$ η τέμνουσα που πρέπει να παραληφθεί από τη διατομή είναι $V_{Rd3SAP}=158.2\text{ KN}$. Άρα η πρόσθετη τέμνουσα που πρέπει να παραληφθεί από το μανδύα των σύνθετων υλικών είναι $V_{SJ}= 158.2\text{KN} - 124.7\text{KN}=33.5\text{KN}$

Στην ενίσχυση των υποστυλωμάτων λόγω κλειστής ενίσχυσης η αναμενόμενη μορφή αστοχίας είναι η αστοχία του ίδιου του υλικού ενίσχυσης. Έναντι αυτής, πρέπει $\sigma_{jd} \leq f_{jk} / \gamma_m$ όπου $\gamma_m=1.2$ για περίπτωση ΙΟΠ. Το σ_{jd} είναι η τιμή σχεδιασμού της ενεργού τάσης του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης και f_{jk} είναι η χαρακτηριστική τιμή αντοχής του υλικού ενίσχυσης και γ_m είναι ο συντελεστής ασφαλείας για το υλικό ενίσχυσης.

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

Η $f_{jk} = E_j \cdot \epsilon_{j, \text{crit}}$ όπου E_j είναι το μέτρο ελαστικότητας του υλικού ενίσχυσης που ισούται με 240GPa και $\epsilon_{j, \text{crit}} = k_n \cdot \epsilon_{j, \text{max}}$, όπου $\epsilon_{j, \text{max}}$ η μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση του υλικού < 1.5% και k_n ο συντελεστής που εκφράζει την περίπου τριγωνική κατανομή των παραμορφώσεων κατά μήκος της λοξής ρωγμής και λαμβάνεται ίσος με 0.5.

$$\epsilon_{j, \text{crit}} = 0.5 \cdot \frac{\min(\epsilon_{ju, 1.5\%})}{100} = 0.5 \cdot 0.015 = 0.0075 \text{ (0.75\%)}$$

Επομένως $f_{jk} = 240000 \text{GPa} \cdot 0.0075 = 1800 \text{MPa}$ και $\sigma_{sd} = 1800 \text{MPa} / 1.2 = 1500 \text{MPa}$

Άρα έχουμε $V_{jd} = \sigma_{jd} \cdot \rho_j \cdot b_w \cdot h_{jef} = 2 \cdot t_i \cdot 1500 \cdot 420 \cdot 10^{-3} = 1260 t_i$

Όπου:

σ_{jd} : η τιμή σχεδιασμού της ενεργού τάσης του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης

ρ_j : είναι το γεωμετρικό ποσοστό του εξωτερικού οπλισμού

b_w : το πλάτος της διατομής

h_{jef} : το ενεργό (για την ανάληψη τέμνουσας) ύψος της ενίσχυσης

t_i : είναι το πάχος της ενίσχυσης

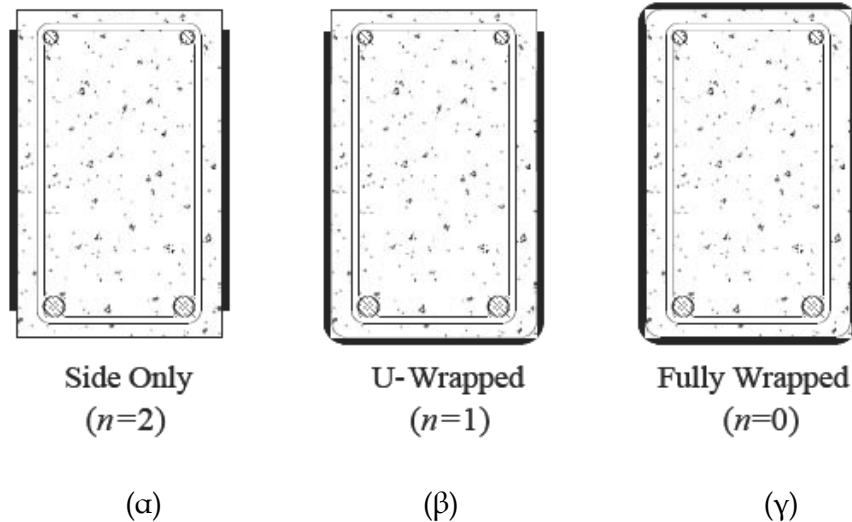
Η τέμνουσα που πρέπει να παραληφθεί είναι 33.5KN.

Άρα το απαιτούμενο πάχος ενίσχυσης είναι $t_i = 33.5 / 1260 = 0.027$.

Επομένως θα βάλουμε μία στρώση GV160 με πάχος στρώσης 0.09mm.

Στο σχήμα 7.2 απεικονίζεται ο τρόπος ενίσχυσης διατομών έναντι τέμνουσας. Στο σχήμα 7.2α απεικονίζεται διατομή η οποία έχει ενισχυθεί με στρώσεις σύνθετων υλικών INOΠ πλευρικά. Το 7.2β δείχνει τη διατομή να έχει ενισχυθεί με στρώσεις σύνθετων υλικών INOΠ πλευρικά και στην κάτω πλευρά της ενώ, στο σχήμα 7.2γ φαίνεται η διατομή να ενισχύεται περιμετρικά όπως στη δικιά μας περίπτωση.

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της



Σχήμα 7.2: Ενίσχυση διατομών με ΙΝΟΠ έναντι τέμνουσας

7.2 Ενίσχυση υποστυλώματος σε κάμψη

Σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων, ο νέος οπλισμός υπολογίζεται έτσι ώστε σε συνεργασία με τον υφιστάμενο παλιό οπλισμό να αναλαμβάνονται οι εφελκυστικές δυνάμεις που αντιστοιχούν στη συνολική καμπτική ένταση της περιοχής ενίσχυσης. Προσεγγιστικά, για τον υπολογισμό της απαιτούμενης διατομής του οπλισμού ενίσχυσης (A_j), σε βαθμό προμελέτης, μπορεί να χρησιμοποιηθεί η σχέση :

$$A_j = \Delta M_{d0} / z * \sigma_{jd}$$

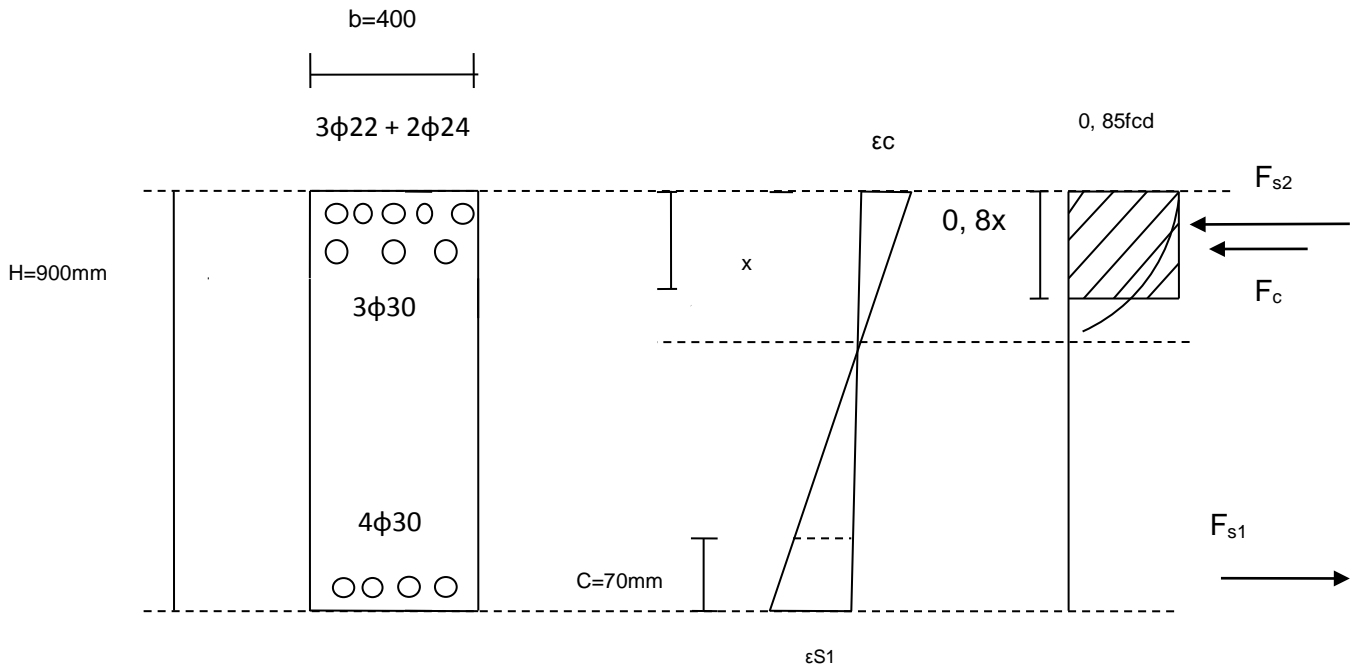
όπου:

ΔM_{d0} είναι η πρόσθετη ροπή που καλείται να αναλάβει η ενισχυμένη διατομή (επιπλέον της M_{d0} την οποία μπορεί να αναλάβει η αρχική), z είναι ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων (ο οποίος μπορεί να ληφθεί ίσος με $0.9d_j$ όπου d_j το στατικό ύψος της διατομής μετρούμενο από τη στάθμη του εξωτερικού οπλισμού)

Η τιμή σχεδιασμού της ενεργού τάσεως σ_{jd} του νέου οπλισμού, εκτιμάται με βάση μια κρίσιμη τιμή της τάσης $\sigma_{j, crit}$. Οι τιμές των $\sigma_{j, crit}$, σ_{jd} μπορεί να εκτιμώνται για κάθε μορφή αστοχίας, με χρήση αξιόπιστων πηγών της διεθνούς βιβλιογραφίας.

Επειδή απαιτείται να ενισχυθεί η διατομή έναντι κάμψης άνω του 20-30 τις εκατό της υφιστάμενης καμπτικής αντοχής δεν συνιστάται η χρήση φρπ για την ενίσχυση έναντι κάμψης αλλά η κατασκευή μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος.

7.3 Ενίσχυση δοκού σε διάτμηση



Σχήμα 7.4: Διατομή δοκού

Η τέμνουσα που παραλαμβάνεται από το σκυροδέμα και από τον οπλισμό για την αρχική μη ενισχυμένη διατομή είναι $V_{Rd3}=115.8$ KN. Για το συνδυασμό δυνάμεων *combo1* η τέμνουσα που πρέπει να παραληφθεί από τη διατομή είναι $V_{Rd3SAP}=261.4$ KN. Άρα η πρόσθετη τέμνουσα που πρέπει να παραληφθεί από το μανδύα των σύνθετων υλικών είναι $V_{Jd}= 261.4\text{KN} -115.8\text{KN}=145.6\text{KN}$

Στην ενίσχυση των δοκών λόγω ανοιχτής ενίσχυσης η αναμενόμενη μορφή αστοχίας είναι η αστοχία του ίδιου του υλικού ενίσχυσης. Έναντι αυτής της αστοχίας πρέπει $\sigma_{jd} \leq \sigma_{j, \text{crit}} / \gamma_{Rd}$, όπου γ_{Rd} (συντελεστής αβεβαιότητας του προσομοιώματος) είναι 1.2.

Το $\sigma_{j, \text{crit}} = k_v * \sigma_{j, \text{max}}$, με $k_v = 0.4 + 0.25 \lambda \leq 0.8$ όταν $\lambda > 0.5$

Όπου :

$L_{av} = h_{j, \text{ef}}$: είναι το διατιθέμενο μήκος αγκύρωσης του οπλισμού ενίσχυσης

L_e : είναι το αντίστοιχο ενεργό μήκος αγκύρωσης (δηλ. το μήκος αγκύρωσης πέραν του οποίου η αναλαμβανόμενη δύναμη από το υλικό ενίσχυσης δεν αυξάνεται) και μπορεί να ληφθεί από την σχέση :

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

$$L_e = \sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{2f_{ctm}}} = \sqrt{\frac{240000 \cdot 0.17}{2 \cdot 2.05}} = \sqrt{9951.22} = 99.76 \text{ mm (για ποιότητα σκυροδέματος C18)}$$

Το διατιθέμενο μήκος αγκύρωσης του οπλισμού είναι ίσο με

$$(2/3) \cdot d = (2/3) \cdot 830 \text{ mm} = 553.33 \text{ mm}$$

$$\text{Επομένως το } \lambda = 553.33 / 99.76 = 5.55$$

$$\text{Ο διορθωτικός συντελεστής } \beta = \beta_L \cdot \beta_w = 1 \cdot 0.707 = 0.707$$

Το β_L : ο συντελεστής επιρροής διατιθέμενου μήκους αγκύρωσης με $\beta_L = 1$ αν $\lambda \geq 1$

Το β_w : ο συντελεστής πλάτους οπλισμού ενίσχυσης, ίσος με $1/\sqrt{2}$ για ενίσχυση με συνεχή φύλλα.

Το $\sigma_j, \max = \beta \frac{\tau_b^{\alpha_{\text{ποκ}}}}{t_j} L_e$, όπου $\tau_b^{\alpha_{\text{ποκ}}} = f_{ctm} = 2.05$ και t_j : το πάχος του υλικού ενίσχυσης

$$\sigma_j, \max = 0.707 \cdot \frac{2.05}{0.17} \cdot 99.76 = 850.51 \text{ MPa}$$

$$\text{Το } \sigma_j, \text{crit} = 0.8 \cdot 850.51 = 680.41 \text{ MPa}$$

$$\text{Το } \sigma_{jd} = \frac{\sigma_{j,\text{crit}}}{1.2} = \frac{680.41}{1.2} = 567.01 \text{ MPa}$$

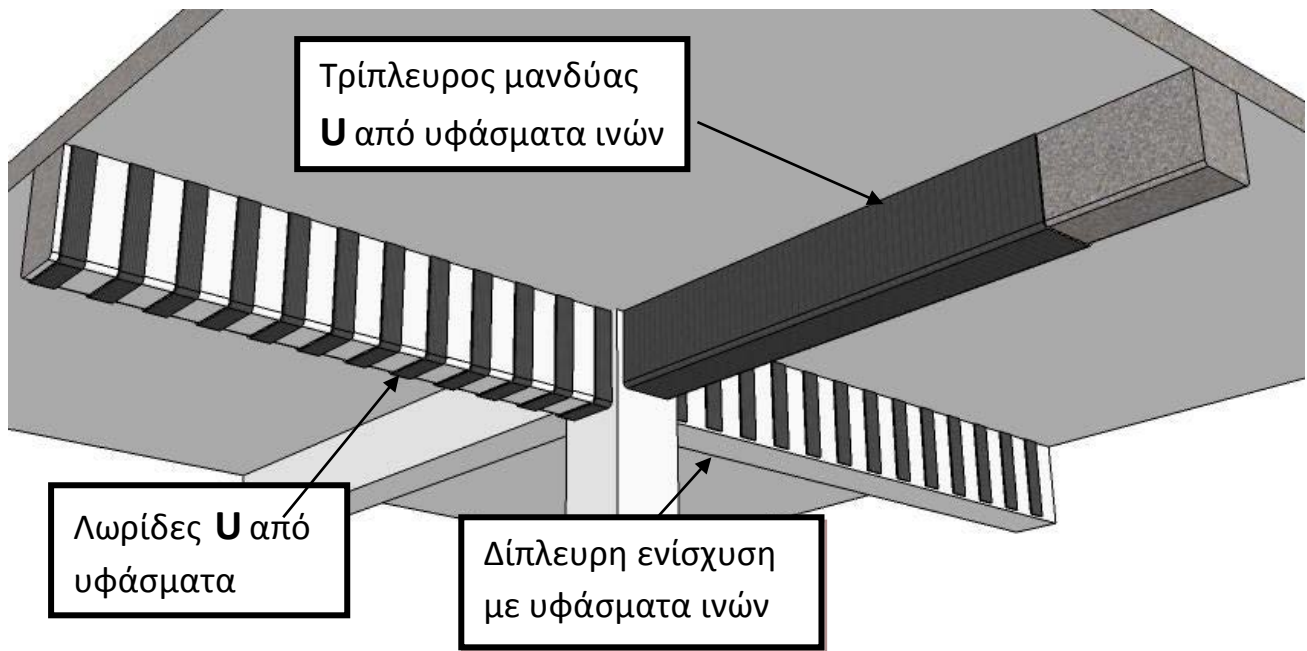
Για τη συνεχή τοποθέτηση του υλικού, η σχέση υπολογισμού της τέμνουσας δίνεται από τη σχέση: $V_{jd} = 2 \cdot n \cdot t_j \cdot \sigma_{jd} \cdot \frac{2}{3} \cdot d$ και λύνοντας ως προς τον απαιτούμενο αριθμό στρώσεων προκύπτει :

$$n = \frac{3 \cdot V_{jd}}{4 \cdot t_j \cdot \sigma_{jd} \cdot d} = \frac{3 \cdot 145.6}{4 \cdot 0.17 \cdot 567.01 \cdot 0.001 \cdot 830} = \frac{436.8}{320.020} = 1.36$$

Άρα απαιτούνται 2 στρώσεις σύνθετου υλικού.

Η δοκός θα ενισχυθεί με φύλλα σύνθετου υλικού (ανθρακόνυμα) πάχους 0.17mm, μέτρου ελαστικότητας $E_f = 240 \text{ GPa}$, εφελκυστικής αντοχής 3500GPa και μέγιστης επιτρεπόμενης παραμόρφωσης $\epsilon_{e, \text{lim}} = 1.5$

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της



Σχήμα 7.5: Σχηματική αναπαράσταση των πιθανών μορφών διατμητικής ενίσχυσης δοκών Ο.Σ. υφιστάμενης κτιριακής κατασκευής, με χρήση Ινοπλισμένων Πολυμερών (ΙΟΠ ή FRPs)

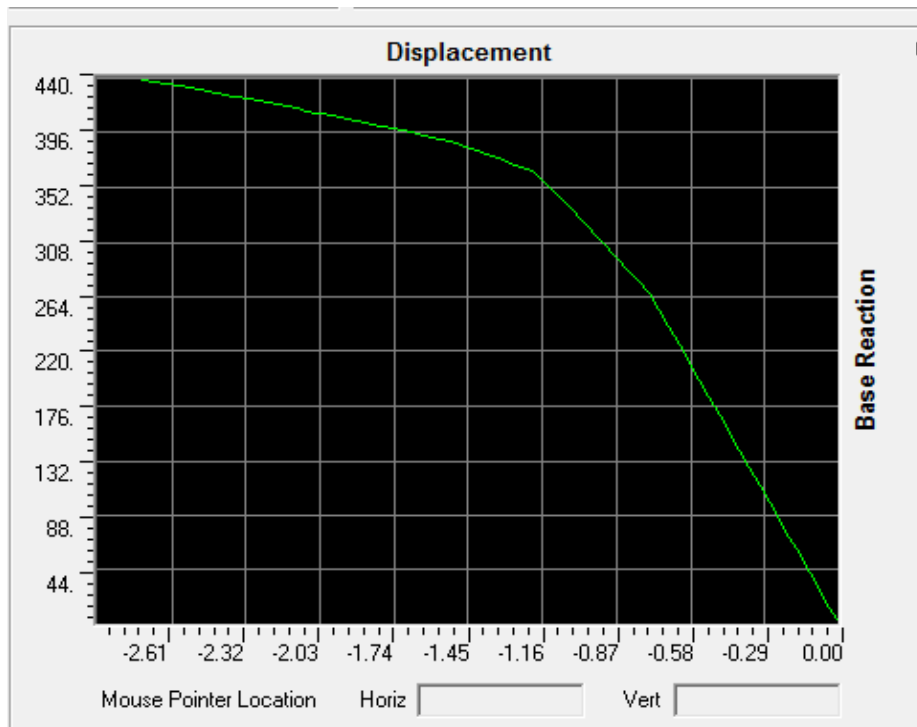
7.4 Ενίσχυση δοκού σε κάμψη

Για την ενίσχυση δοκού σε κάμψη χρησιμοποιείται η ίδια μεθοδολογία με τα υποστυλώματα που έχει αναφερθεί παραπάνω.

7.5 Ενίσχυση των υποστυλωμάτων με μανδύες

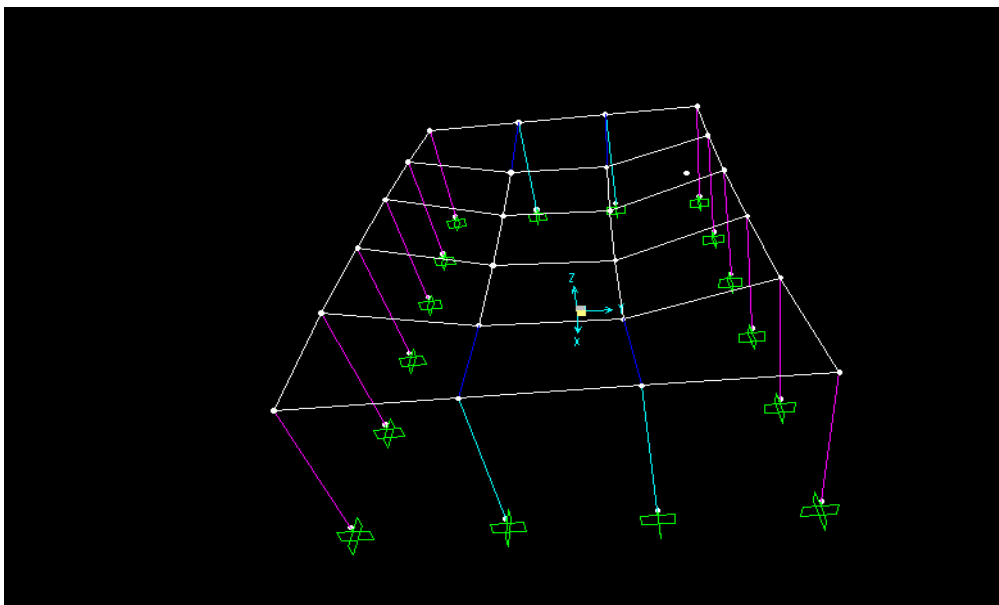
Για την ενίσχυση της κατασκευής έναντι κάμψης ενισχύω τα υποστυλώματα με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος και αποκτούν διαστάσεις 0.6m*0.8m. Η καμπύλη push over αποκτά την μορφή της εικόνα 7.6 η οποία ικανοποιεί το ικανοτικό σχεδιασμό.

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της



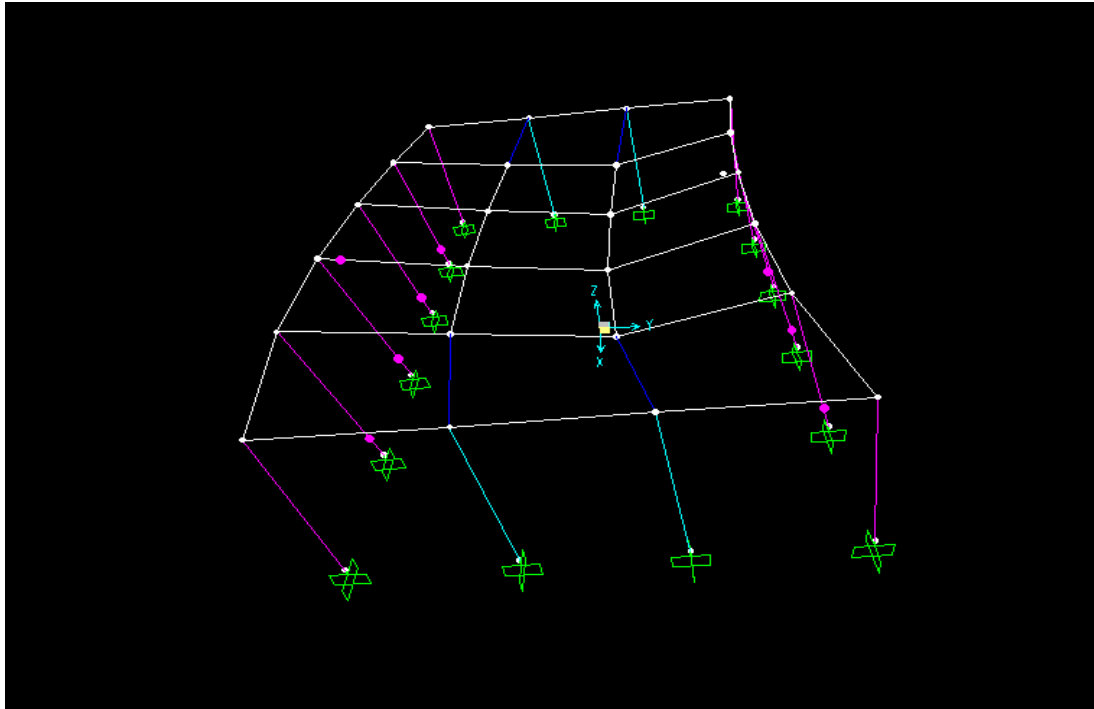
Εικόνα 7.6 Καμπύλη push over για ενισχυμένα υποστυλώματα

Ακόμη παρατηρούμε πως οι πλαστικές αρθρώσεις που εμφανίζονται στα υποστυλώματα είναι λιγότερες σε σχέση με τον φορέα ο οποίος δεν έχει ενισχυθεί με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος όπως φαίνεται στις εικόνες 7.7 και 7.8. Το χρώμα τους είναι και αυτό ασθενέστερο. Όλα αυτά μας οδηγούν στο συμπέρασμα ότι τα υποστυλώματα του φορέας μας καταπονούνται πλέον λιγότερο.



Εικόνα 7.7 Πλαστικές αρθρώσεις για το step 8 στο οποίο έπαυε να ισχύει η καμπύλη push over στον μη ενισχυμένο με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος φορέα.

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της



Εικόνα 7.8 Πλαστικές αρθρώσεις για το step 31 του ενισχυμένου με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος φορέα

Συμπεραίνουμε λοιπόν πως με την ενίσχυση των υποστυλωμάτων έχουμε μεγαλύτερη δυσκαμψία, μεγαλύτερη πλαστιμότητα $2.6/0.65=4$ και ο φορέας μπορεί να παραλάβει μεγαλύτερο φορτίο.

Τέλος κάνουμε τον υπολογισμό για τους συνδετήρες που απαιτούνται στα υποστυλώματα έτσι ώστε να μπορούν να παραλάβουν την συνολική τέμνουσα δύναμη.

Η μέγιστη τέμνουσα που επιβάλεται στα υποστυλώματα είναι :

$$V_{SD}=256.18 \text{ KN}$$

Η μέγιστη τέμνουσα που μπορούν να παραλάβουν τα υποστυλώματα είναι:

$$V_{RD}= V_{cd} + V_{wd}$$

$$V_{cd}=0, 80 * V_{Rd1}$$

$$V_{Rd1}=\beta[T_{Rd}*k*(1, 2+40*p_l)+0, 15* \sigma_{cp}]*b_w*d$$

C=50 mm επικάλυψη

$\beta= 1$ για κατανεμημένα φορτία

Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυση της

$T_{Rd} = 0,26$ MPa διατμητική τιμή του σκυροδέματος

$K=1$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{(b*d)} \text{ όπου } A_{sl}=3\phi 22=1139,82\text{mm}^2$$

$$\text{άρα } \rho_l = \frac{1139,82}{(600*850)}=0.0022$$

$$\sigma_{cp} = \frac{Nsd}{bw*h} = 0 \text{ θεωρώ τις αξονικές δυνάμεις 0 (υπερ ασφαλείας)}$$

$$V_{Rd1}=1[0.26 \text{ MPa} * 1 *(1.2 + 40 * 0.0022) + 0.15 * 0] 600 * 850=170788.7\text{N}$$

$$V_{Rd1}=170.79 \text{ KN}$$

$$V_{cd}=0,80 * V_{Rd1}=0.8 * 170.79=136.632 \text{ KN}$$

$$\text{Άρα η } V_{wd}= V_{RD}- V_{cd}=256.18 \text{ KN}-136.632 \text{ KN}=119.548 \text{ KN}$$

$$A_{sw}=8 \text{ mm}$$

$$V_{wd}= 0,9 * \frac{A_{sw}}{s} * f_{ywd} * d = 0.9 * \frac{A_{sw}}{s} * \left(\frac{500}{1,15}\right) * 850 \Rightarrow \frac{A_{sw}}{s}=0.82$$

Άρα θα χρησιμοποιήσουμε συνδετήρες $\Phi 8/250 \text{ mm}$.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- Οι κανονισμοί πριν από το ΕΑΚ και το ΕΚΩΣ έχουν πολύ μικρότερες απαιτήσεις σε συνδετήρες και επίσης τα φορτία σχεδιασμού είναι σημαντικά μικρότερα. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα ο φορέας να μην παρουσιάζει την απαιτούμενη φέρουσα ικανότητα και να μην διασφαλίζεται η πλάστιμη συμπεριφορά που απαιτούν οι σύγχρονοι κανονισμοί οπλισμένου σκυροδέματος και αντισεισμικού σχεδιασμού.
- Για την κατασκευή που εξετάζεται διαπιστώνεται ότι η χρήση FRP'S ενδείκνυται περισσότερο για την ενίσχυση διατομών έναντι διάτμησης. Όταν όμως απαιτείται να γίνει ενίσχυση έναντι κάμψης σε ποσοστό μεγαλύτερο του 20-30 % της υφιστάμενης καμπτικής αντοχής τότε είναι προτιμότερη η χρήση μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος. Αυτό γίνεται προκειμένου να μην έχουμε απότομη μείωση της δυσκαμψίας της διατομής όταν έχουμε αστοχία FRP (στην οριακή κατάσταση αστοχίας)
- Για τους παραπάνω λόγους γίνεται ενίσχυση έναντι τέμνουσας περιμετρικά της διατομής της δοκού με φύλλα FRP στις κρίσιμες περιοχές και ενίσχυση των υποστολωμάτων έναντι κάμψης και διάτμησης με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ από οπλισμένο σκυρόδεμα, γ έκδοση ΑΝΑΘΕΩΡΗΜΕΝΗ, ΣΤΕΦΑΝΟΣ Η. ΔΡΙΤΣΟΣ
2. Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 3: Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενίσχυσης κτιρίων
3. Κανονισμός επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ)
4. Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ 2000)
5. Ελληνικός Αντισεισμικός σχεδιασμός
6. Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία, Σπυράκος Κ. Αθήνα 2004, Β' ΕΚΔΟΣΗ

ΔΙΑΔΙΚΤΙΑΚΕΣ ΠΗΓΕΣ

1. www.episkeues.civil.upatras.gr
2. http://library.tee.gr/digital/m2173/m2173_karagiannis.pdf