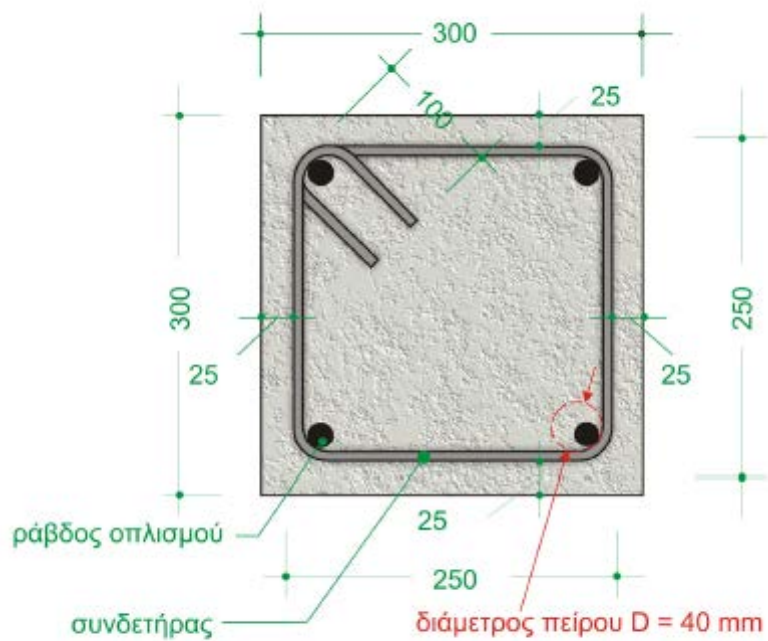


Πτυχιακή Εργασία

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΠΛΑΙΣΙΑΚΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΜΕΝΗΣ ΠΡΟ ΤΟΥ 1980 ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ
ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΠΟΛΥΜΕΡΗ



Μελέτη

Λυκοσκούφη Αναστασία

Ρούση Μαριάνθη

Κανάρη Αναστασία

Επίβλεψη

Κωτσοβός Δημήτριος

Ρεπαπής Κωνσταντίνος

Σεπτέμβριος 2013

**ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΠΛΑΙΣΙΑΚΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ
ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΜΕΝΗΣ ΠΡΟ ΤΟΥ 1980
ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΠΟΛΥΜΕΡΗ**

Πρόλογος

Ανεξάρτητα από το πόσο καλά σχεδιασμένη είναι μία κατασκευή οπλισμένου σκυροδέματος αυτή ενδέχεται να παρουσιάσει βλάβες (ρωγμές) κατά τη διάρκεια της ζωής τους λόγω της υποβολής τους σε εξωτερικές δράσεις ακόμα και αρκετά μικρότερες από τα φορτία σχεδιασμού. Το γεγονός αυτό οφείλεται σε μεγάλο βαθμό στην λογική που διέπουν τους υφιστάμενους κανονισμούς οι οποίοι βασίζονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Όλες οι βλάβες πρέπει να καταγράφονται, να διερευνώνται τα αίτια τους, να αποτιμάται η επίδραση τους στην φέρουσα ικανότητα των επιμέρους δομικών στοιχείων στα οποία παρουσιάζονται καθώς και στην 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 επιλέγεται η καλύτερη μέθοδος ενίσχυσης ή επισκευής με γνώμονα την ασφάλεια και το κόστος.

Στην παρούσα εργασία παρουσιάζεται αρχικά μία συνοπτική ανασκόπηση των κυριότερων τύπων βλαβών που παρουσιάζονται σε πλαίσιακές κατασκευές ΩΣ καθώς και των κυριότερων μεθόδων αποκατάστασής τους. Στην συνέχεια γίνεται αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και διερεύνηση της συμπεριφοράς υφιστάμενης πλαίσιακής κατασκευής ΩΣ χτισμένης το 1967 έναντι σεισμικής δράσης. Δεδομένου ότι μέχρι τις αρχές του 1981 η συγκεκριμένη κατασκευή δεν σχεδιάστηκε σύμφωνα με τους σύγχρονους κανονισμούς σχεδιασμού [ΕΑΚ, ΕΚΩΣ με αποτέλεσμα η στατική επίλυση του φέροντα οργανισμού της για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών να έχει γίνει βάσει απλοποιητικών παραδοχών, χωρίς να διερευνάται η μη γραμμική συμπεριφορά του φορέα προκειμένου να διασφαλιστεί η πλάστιμη συμπεριφορά του. Ο σχεδιασμός των κατασκευών αυτών γινόταν με διαδικασίες που βασιζόνταν 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 αρχικά έγινε αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των επιμέρους δομικών στοιχείων ΩΣ του υπό εξέταση φέροντος οργανισμού. Στην συνέχεια κάνοντας ανελαστικής 'push-over' ανάλυσης διερευνάται η μη γραμμική συμπεριφορά της κατασκευής υπό στατική οριζόντια 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 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 με φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή.

Abstract

Reinforced concrete structures are likely to exhibit damage/cracking during their life span when subjected to external actions much lower than their design values. These damages must be recorded, their causes examined and their influence on the behavior of the individual elements and the whole 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.

A concise review on the main types of damage observed in RC and on the available assessment and rehabilitation methods is initially presented. It is then followed by the assessment of the load-carrying capacity and overall structural response of an RC frame structure built in the 1967 under seismic action. Because the building presently considered was constructed prior to 1980, the structural design and analysis was not carried out in accordance to the philosophy of current Design Codes (EAK, EΚΩΣ) which is based on the ultimate limit state but in accordance to the permissible stress approach which was adopted by previous codes. As a result performance requirements set by current code of practice associated with load-carrying capacity and ductility have not been considered during the design process of the selected building.

Based on the building's structural drawings the carrying capacity of the individual structural elements is initially assessed. As the building at hand consists of a number of portal frames emphasis is focused on investigating the nonlinear structural response of these frames by carrying out push over analysis. From the analysis the higher values of the internal actions which are expected to develop along the individual structural elements of the each portal frames is assessed in accordance EAK 2000. Comparing these values with the carrying capacity of individual structural elements it was observed that in

certain regions of the frames the shear links were not enough to safely undertake the shear forces predicted from the analysis and to ensure a ductile type of behavior. As a result these regions required strengthening. The strengthening was carried out using sheets of carbon fibres.

Ευχαριστίες

Με την εκπόνηση της πτυχιακής εργασίας, φτάνει στο τέλος του ο κύκλος των προπτυχιακών μας σπουδών. Θέλουμε λοιπόν σε αυτό το σημείο, να ευχαριστήσουμε τους ανθρώπους που στάθηκαν δίπλα μας όλο αυτό το διάστημα και μας βοήθησαν σε αυτή την προσπάθεια.

Θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε μέσα από την καρδιά μας τους επιβλέποντες καθηγητές μας, κύριο Δημήτρη Κωτσοβό και κύριο Κωνσταντίνο Ρεπαπή, για την απεριόριστη βοήθειά τους, τις πολύτιμες συμβουλές τους και την καθοδήγησή τους για την ολοκλήρωση αυτής της πτυχιακής εργασίας.

Τέλος,θα θέλαμε, μέσα από την καρδιά μας, να ευχαριστήσουμε τους γονείς μας, που στηρίζουν τις προσπάθειες και τις επιλογές μας όλα αυτά τα χρόνια.

Περιεχόμενα

1.	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	12
1.1	Αντικείμενο Μελέτης.....	12
1.2	Στόχος Μελέτης.....	13
1.3	Μεθοδολογία Έρευνας.....	13
1.4	Περίγραμμα Μελέτης.....	14
1.5	Ανάλυση Βασικών Εννοιών	15
1.5.1	Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Pushover)	15
1.5.2	Πλαστική Άρθρωση	17
2.	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΡΑΒΔΟΜΟΡΦΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ	19
	Εισαγωγή	19
2.1	Το Υποστύλωμα ως Δομικό Στοιχείο του Φέροντα Οργανισμού	19
2.1.1	Χαρακτηριστικές Διατομές Υποστυλωμάτων	21
2.1.2	Οπλισμός Υποστυλωμάτων.....	22
2.1.3	Μάτιση Κολονοσιδήρων	22
2.1.4	Αγκύρωση Οπλισμού στην Τελευταία Στάθμη	23
2.1.5	Μείωση Διατομής Κολόνας καθ' Ύψος.....	24
2.2	Το Δοκάρι ως Δομικό Στοιχείο του Φέροντα Οργανισμού.....	25
2.2.1	Διαστασιολόγηση Δοκού.....	26
2.3	Η Πλάκα ως Δομικό Στοιχείο του Φέροντα Οργανισμού.....	26
2.3.1	Τετραέρειστες Πλάκες	27
2.3.2	Τριέρειστες Πλάκες.....	27
2.3.3	Αμφιέρειστες Πλάκες.....	28
2.3.4	Πρόβολοι	28
2.3.5	Διαστασιολόγηση Πλακών.....	29
2.4	Βλάβες Δομικών Στοιχείων	30
2.4.1	Τυπικός Βαθμός Βλάβης	30

2.4.2	Απλή Ρηγμάτωση.....	31
2.4.3	Μερική Αποδιοργάνωση.....	31
2.4.4	Διακοπή Συνεχειάς από Πλήρη Αποδιοργάνωση Σκυροδέματος & Βλάβη Οπλισμών.....	32
2.4.5	Χαρακτήρας Βλαβών.....	32
2.5	Αίτια Πρόκλησης Βλαβών.....	34
2.5.1	Βλάβες από Δυναμικά Φορτία.....	34
2.5.2	Βλάβες από Πυρκαγιά.....	34
2.5.3	Ενανθράκωση Σκυροδέματος.....	36
2.6	Επισκευή και Ενίσχυση Δομικών Στοιχείων.....	38
2.6.1	Απλή Ρηγμάτωση.....	38
2.6.2	Μερική Αποδιοργάνωση Σκυροδέματος του Υποστύλωματος.....	39
2.6.3	Πλήρης Αποδιοργάνωση Σκυροδέματος του Υποστύλωματος.....	39
2.7	Ενισχύσεις Δομικών Κατασκευών.....	40
2.7.1	Υποστύλωση.....	40
2.7.2	Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος.....	41
2.7.3	Ινοπλισμένα πολυμερή – Σύνθετα υλικά.....	43
2.7.4	Gunite - Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.....	45
2.7.5	Ρητινενέσεις.....	46
3.	ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΥΠΟ ΕΞΕΤΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	48
	Εισαγωγή.....	48
3.1	Γεωμετρικά Δεδομένα.....	48
3.2	Υλικά Κατασκευής.....	49
4.	ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ.....	50
	Εισαγωγή.....	50
4.1	Υπολογισμός Φορτίων.....	50
4.2	Υπολογισμός Εντατικών Μεγεθών.....	51

4.3	Επίλυση Στατικού Πλαισίου.....	52
4.3.1	1 ^{ος} συνδυασμός φορτίων $q= 31,31 \text{ kN/m} (1,35G+1,5Q+1S)$	54
4.3.2	2 ^{ος} Συνδυασμός Φορτίων $q= 17,57 \text{ kN/m} (1G+0,3Q+0,3S)$	56
4.3.3	Φορτίο σεισμού.....	58
4.4	Έλεγχος Οπλισμού Δοκού στη μη Κρίσιμη Περιοχή.....	61
4.5	Έλεγχος Οπλισμού Δοκού στη Κρίσιμη Περιοχή.....	63
4.6	Υπολογισμός Καμπτικής Αντοχής.....	64
4.7	Διάτμηση δοκού - Δοκός 1	65
4.7.1	Έλεγχος σε λοξή θλίψη V_{Rd2}	65
4.7.2	Έλεγχος ελάχιστου οπλισμού στη κρίσιμη περιοχή V_{Rd3}	65
4.7.3	Έλεγχος Ελάχιστου Οπλισμού στη μη Κρίσιμη Περιοχή V_{Rd3}	66
4.8	Έλεγχος Οπλισμού Υποστυλώματος	67
4.9	Διάτμηση Υποστυλώματος.....	70
4.9.1	Έλεγχος σε λοξή θλίψη	70
4.10	Σύγκριση Αποτελεσμάτων	71
5.	ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	73
5.1	Εμφάνιση Πλαστικών Αρθρώσεων	73
5.2	Εμφάνιση 1ης Πλαστικής Άρθρωσης	79
5.3	Εμφάνιση 2 ^{ης} Πλαστικής Άρθρωσης.....	81
5.4	Εμφάνιση 3ης Πλαστικής Άρθρωσης	83
5.5	Εμφάνιση 4ης Πλαστικής Άρθρωσης	85
5.6	Συνολικό Διάγραμμα Τεμνουσών.....	88
5.7	Αποτελέσματα Ελέγχου Push Over για τα Υποστυλώματα	92
5.8	Αποτελέσματα Ελέγχου Push Over για το Δοκάρι.....	93
6.	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΠΟΛΥΜΕΡΗ	95
	Εισαγωγή	95
6.1	Δεδομένα Προβλήματος.....	95

6.2	Προσδιορισμός Καμπτικής Αντοχής.....	95
6.3	Υπολογισμός Καμπτικής Αντοχής.....	97
6.4	Αντοχή σε Τέμνουσα.....	97
6.5	Ενίσχυση με Ινοπλισμένα Πολυμερή.....	98
7.	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	103
	Βιβλιογραφία	105

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στα πλαίσια απόκτησης του τίτλου σπουδών του Τεχνολογικού Εκπαιδευτικού Ιδρύματος Πειραιά του τμήματος Τεχνολογίας Πολιτικών Δομικών Έργων οι σπουδαστές του ιδρύματος καλούνται να συντάξουν μια πτυχιακή μελέτη. Μέσα από αυτό το πόνημα μας δίνεται η δυνατότητα να εμβαθύνουμε τις γνώσεις μας σχετικά με εξειδικευμένα ζητήματα της επιστήμης του Πολιτικού Μηχανικού. Η παρούσα μελέτη πραγματεύεται το ζήτημα αποτίμησης υφιστάμενης κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος και η μελέτη ενίσχυσης της με ινοπλισμένα πολυμερή. Η μελέτη διήρκησε εννέα μήνες.

1.1 Αντικείμενο Μελέτης

Μια προσεισμική επέμβαση ενίσχυσης κτιρίων είναι σχετικά εύκολη και οικονομική, δεδομένου ότι μπορεί να γίνει εξωτερικά χωρίς να διαταράξει τη λειτουργία του κτιρίου και χωρίς να προκαλέσει πρόσθετες επισκευές. Αν και δεν αποτελεί πλήρη θωράκιση, εν τούτοις μειώνει σημαντικά την τρωτότητα του κτιρίου που οφείλεται στο εξαιρετικά ασθενές από πλευράς σεισμικής αντοχής κτίριο.

Προκειμένου μια επέμβαση να είναι επιτυχής και αποτελεσματική, απαιτείται καλή γνώση της αναμενόμενης συμπεριφοράς του υφιστάμενου δομήματος 'ως έχει' σε κάποιο ισχυρό μελλοντικό σεισμό. Ο μηχανικός καλείται να αποτιμήσει την ικανότητα του κτιρίου να φέρει σεισμικές δράσεις, και να δώσει σαφή, ποσοτική απάντηση στο ερώτημα « Ποια είναι η πραγματική αντοχή αυτού έναντι σεισμικών φορτίων; ». Προς τούτο απαιτείται θεσμοθέτηση κριτηρίων για την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων δομημάτων.

Η παρούσα εργασία αναλύει το συγκεκριμένο ζήτημα μέσα από την εξέταση μιας υφιστάμενη κατασκευής, ώστε να προσδιοριστεί η παθογένεια της και να προταθούν λύσεις ενίσχυσης της.

Με βάση τα σχέδια της κατασκευής έγινε αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των επιμέρους δομικών στοιχείων ΩΣ του υπό εξέταση φορέα. Στην συνέχεια έγινε επίλυση του πλαισιακού φορέα και διερευνήθηκε η συμπεριφορά/απόκριση της κατασκευής. 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.

1.2 Στόχος Μελέτης

Στόχος της παρούσης εργασίας είναι η διερεύνηση της συμπεριφοράς κτιρίου όπλισμένου σκυροδέματος έναντι σεισμικών δράσεων, η εκτίμηση της πραγματικής του αντοχής και η ενίσχυσή του με ινοπλισμένα πολυμερή. Για το σκοπό αυτό, με βάση τον Κανονισμό Επεμβάσεων, θα γίνει χρήση των σύγχρονων ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης.

1.3 Μεθοδολογία Έρευνας

Αναφερόμενοι στη μεθοδολογία της παρούσης έρευνας, θα πρέπει να σημειωθεί πως σκοπός της έρευνας είναι η διευκόλυνση της κατανόησης των φαινομένων, η πρόβλεψή τους και η δυνατότητα για τον έλεγχο τους. Σύμφωνα με τον Moully (1970), έρευνα είναι μια διαδικασία που οδηγεί μέσα από προγραμματισμένη συστηματική συλλογή, ανάλυση κι ερμηνεία δεδομένων, στην αξιόπιστη λύση προβλημάτων.

Έτσι, το γενικό πλαίσιο μιας έρευνας περιλαμβάνει τη συλλογή δευτερογενών δεδομένων, ήτοι δεδομένων που έχουν «δημιουργηθεί» από κάποιον άλλον πλην του ερευνητή, χαρακτηριστικό παράδειγμα των οποίων είναι η βιβλιογραφία, καθώς και από τη συλλογή πρωτογενών δεδομένων, ήτοι δεδομένων που έχουν «δημιουργηθεί» από τον ερευνητή, χαρακτηριστικό παράδειγμα των οποίων είναι οι συνεντεύξεις, αλλά και η συμπλήρωση προκατασκευασμένων ερωτηματολογίων. Η παρούσα εργασία θα περιλάβει και τις δύο ανωτέρω μορφές δεδομένων, οι οποίες περιγράφονται στη συνέχεια.

Όσον αφορά το πειραματικό μέρος της εργασίας αρχικά, βρέθηκαν τα σχέδια του εν λόγω κτιρίου που περιγράφουν τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και τις επιμέρους λεπτομέρειες όπλισης του φέροντος οργανισμού. Στη συνέχεια έγινε αυτοψία προκειμένου να ελεγχθούν αν υπάρχουν τυχόν αποκλίσεις (ως προς την γεωμετρία, την διάταξη και την όπλιση των επιμέρους δομικών στοιχείων) του φέροντος οργανισμού από τα αρχικά σχέδια

Μετά την αυτοψία ακολούθησε προσομοίωση του φέροντος οργανισμού της υφιστάμενης κατασκευής και έγινε στατική και δυναμική ανάλυση της κατασκευής σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΑΚ. Με βάση τα αποτελέσματα της ανάλυσης αυτής υπολογίστηκαν οι μέγιστες τιμές των εντατικών μεγεθών που αναπτύσσονται στα επιμέρους δομικά στοιχεία της κατασκευής. Οι τιμές αυτές συγκρίθηκαν με την φέρουσα ικανότητα των επιμέρους δομικών στοιχείων (π.χ. σε κάμψη, διάτμηση) προκειμένου να διαπιστωθεί αν ο υπάρχων οπλισμός είναι επαρκής για την ασφαλή παραλαβή των φορτίσεων που επιβάλλονται στην κατασκευή, λαμβάνοντας υπ' όψη ότι η κατασκευή αυτή δεν έχει σχεδιαστεί σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς. Με βάση την σύγκριση αυτή προτείνονται τρόποι επισκευής ή ενίσχυσης των επιμέρους δομικών στοιχείων.

1.4 Περίγραμμα Μελέτης

Η εργασία αναπτύσσεται σε επτά κεφάλαια καθένα από τα οποία αποτελεί ανάλυση μιας πτυχής του ζητήματος της αποτίμησης υφιστάμενης κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος και η μελέτη ενίσχυσης της με ινοπλισμένα πολυμερή. Το πρώτο κεφάλαιο είναι το παρόν το οποίο είναι εισαγωγικό με στόχο την αποσαφήνιση κάποιων βασικών εννοιών.

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι προδιαγραφές βάσει των οποίων γίνεται ο σχεδιασμός ραβδόμορφων στοιχείων. Οι πληροφορίες για το εν λόγω κεφάλαιο αντλούνται από τον ΚΑΝΕΠΕ.

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζεται η προς ανάλυση κατασκευή. Στο κεφάλαιο αναφέρονται το ιστορικό του κτιρίου, τα γεωμετρικά του δεδομένα καθώς και τα υλικά κατασκευής του.

Στο τέταρτο κεφάλαιο γίνεται η αποτίμηση της αντοχής των υφιστάμενων δομικών στοιχείων, ενώ στο πέμπτο παρουσιάζεται η μεθοδολογία και τα αποτελέσματα εφαρμογής της ανελαστικής ανάλυσης, που εφαρμόστηκε στο κτίριο.

Στο έκτο κεφάλαιο της μελέτης παρουσιάζεται η μεθοδολογία ενίσχυσης της κατασκευής με ινοπλισμένα πολυμερή και τέλος στο έβδομο κεφάλαιο καταγράφονται τα συμπεράσματα της μελέτης.

1.5 Ανάλυση Βασικών Εννοιών

Στα ακόλουθα υποεδάφια θα ασχοληθούμε με την ανάλυση των εννοιών της πλαστικής όρθωσης και την μη γραμμικής στατικής ανάλυσης (pushover) καθώς η κατανόηση τους αποτελεί βασική παράμετρο των αναλύσεων που πρόκειται να ακολουθήσουν.

1.5.1 Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Pushover)

Η ανελαστική στατική ανάλυση, γνωστή και ως pushover,, τείνει τα τελευταία χρόνια να καθιερωθεί ως η κύρια μέθοδος για την ανάλυση υφιστάμενων κατασκευών με σκοπό τη σεισμική αποτίμηση τους. η μέθοδος αυτή είναι απλούστερη και πιο προσιτή από την ανάλυση με χρονοιστορίες (μη γραμμική δυναμική), χωρίς να υστερεί ως προς την ακρίβεια με την οποία προσεγγίζεται η συμπεριφορά της κατασκευής. (Μανούκας Γ., 2009)

Η καθιέρωση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ως εθνικό κανονιστικό κείμενο για την αποτίμηση την ενίσχυση των υφιστάμενων κατασκευών, θέτει νέες παραμέτρους στην υλοποίηση της μεθόδου, οι οποίες βρίσκονται πιο κοντά στην πραγματικότητα από ότι οι απλουστευμένες παραδοχές που επιβάλλονταν για να χρησιμοποιηθούν οι κανονισμοί άλλων χωρών. (FEMA 356, FEMA 440, ATC-40)

Στόχος της είναι η εκτίμηση και ο υπολογισμός κυρίως των ανελαστικών παραμορφώσεων αλλά και των εντατικών μεγεθών που θα αναπτυχθούν σε μία κατασκευή υπό σεισμική δράση.

Η μεθοδολογία¹ της προβλέπει την εφαρμογή οριζόντιας σεισμικής δύναμης στο προσομοίωμα και την κατανομή της (ομοιόμορφη, τριγωνική ή ιδιομορφική) στους κόμβους και τα μέλη ανάλογα με τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού. Τα φορτία

¹ Βάσει αυτής το κτίριο υπόκειται σε μετακινήσεις στην κορυφή του και έτσι καταγράφεται η πραγματική αντίσταση του κτιρίου. Αυτή η μέθοδος ίσως να είναι πιο ορθολογιστική για τον σκοπό τον οποίο επιτελεί σε σχέση με μία ελαστική ανάλυση όπου υποβάλλονται οι διάφοροι κόμβοι της κατασκευής σε κάποιες πλευρικές δυνάμεις. Και αυτό γιατί στην πραγματικότητα ο σεισμός δεν προκαλεί στην κατασκευή κάποια πλευρική δύναμη όπως ο άνεμος, αλλά μέσω της μετακίνησης του εδάφους εισάγεται στο δομικό σύστημα μία ενέργεια, την οποία θα παραλάβουν τα πιο αδύναμα στοιχεία και για αυτό ενδέχεται πολλά από τα μέλη να μπουν στην πλαστική τους περιοχή και να αστοχήσει πρώιμα η κατασκευή. Επομένως, η ανελαστική στατική ανάλυση λαμβάνει υπόψη την πραγματική κατάσταση του κτιρίου με την πιθανή ανομοιομορφία στην δυσκαμψία και επιπλέον επιτρέπει τους κόμβους των μελών να γίνουν πλαστικές αρθρώσεις (σημείο ροπής διαρροής). Από εκείνο το σημείο και μετά αυξάνονται αρκετά οι παραμορφώσεις και οι μετατοπίσεις του κτιρίου με αποτέλεσμα το κτίριο πολλές φορές να χρήζει άμεσης ενίσχυσης.

αρχίζουν να αυξάνουν σταδιακά μέχρι ο φορέας να μετατραπεί σε μηχανισμό και καταρρεύσει. Κατά τη διάρκεια της διαδικασίας, κάθε φορά που κάποια διατομή διαρρέει (δημιουργία πλαστικής άρθρωσης) το προσομοίωμα τροποποιείται κατάλληλα και συνεχίζεται η διαδικασία επαύξησης. Σε κάθε βήμα εξετάζεται η τέμνουσα βάσης και η μετακίνηση ενός χαρακτηριστικού σημείου του φορέα (κόμβος ελέγχου), συνήθως στην κορυφή του.

Το βασικό αποτέλεσμα της ανάλυσης είναι η δημιουργία της καμπύλης Δύναμης (τέμνουσας βάσης) – μετακίνησης ή αλλιώς καμπύλης αντίστασης της κατασκευής. Η καμπύλη αυτή παρέχει μία αντιπροσωπευτική εικόνα της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Στη συνέχεια η καμπύλη αυτή εξιδανικεύεται σε μία διγραμμική καμπύλη που αντιστοιχεί στο διάγραμμα Δύναμης - μετακίνησης ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή. Ακολουθώντας και με βάση το σεισμό σχεδιασμού, υπολογίζεται η στοχευμένη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου η οποία προκύπτει από την ελαστική μετακίνηση του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος πολλαπλασιασμένη με κατάλληλους τροποποιητικούς συντελεστές. Τέλος, γίνεται έλεγχος των κριτηρίων επιτελεστικότητας μέσω του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Ουσιαστικά όπως προβλέπεται στον κανονισμό επεμβάσεων γίνεται σύγκριση των διαθέσιμων αντοχών των στοιχείων του δομήματος με τις αντίστοιχες δράσεις, έτσι όπως αυτές προκύπτουν από την ανάλυση για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ίση με τη στοχευμένη. Οι έλεγχοι γίνονται τόσο σε επίπεδο εντάσεων όσο και σε επίπεδο παραμορφώσεων ανάλογα με την διάκριση των δομικών στοιχείων (πλάστιμα και ψαθυρά). (Μανούκας Γ., 2009)

Η Ανελαστική στατική ανάλυση παρέχει επίσης πληροφορίες και πλήρη εποπτεία για τη σειρά εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων στα μέλη. Ο μελετητής έχει πλέον πλήρη εικόνα της σταδιακής παραμορφωσιακής κατάστασης του φορέα σε κάθε βήμα και μπορεί να εντοπίσει εύκολα και γρήγορα τα “αδύνατα” σημεία της κατασκευής.

Η μέθοδος χρησιμοποιείται κυρίως στην αποτίμηση και τον έλεγχο της φέρουσας ικανότητας υπάρχοντων κτιρίων σε σχέση με καθορισμένη στάθμη επιτελεστικότητας δηλαδή με τον επιθυμητό και στοχευμένο τρόπο συμπεριφοράς του κτιρίου, με βάση τα όσα προβλέπει ο νέος κανονισμός επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Η μέθοδος μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί στον ανασχεδιασμό καθώς και σε νέα κτίρια προκειμένου να προσδιοριστεί από την καμπύλη αντίστασης της κατασκευής ο λόγος au/ai ο οποίος απαιτείται, σύμφωνα με τον EC8, για τον υπολογισμό του συντελεστή q της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής.

Παρόλα αυτά η αξιοπιστία της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης όσον αφορά τους μηχανισμούς είναι αμφισβητήσιμη καθώς πολλοί παράμετροι αγνοούνται. Μια από αυτές είναι η επιρροή της στρέψης στο κτίριο η οποία αγνοείται, καθώς η pushover είναι μια ανελαστική ανάλυση και ως εκ τούτου δεν ισχύει η αρχή της επαλληλίας, ώστε να θεωρηθεί ταυτόχρονη σεισμική δράση και να είναι δυνατή η επαλληλία των αποτελεσμάτων. (Μανούκας Γ., 2009)

1.5.2 Πλαστική Άρθρωση

Σε έναν πολλαπλά υπερστατικό φορέα (π.χ. σε έναν κτιριακό πολυώροφο φορέα) είναι γνωστή η ευεργετική και επιδιωκόμενη (με τους νέους κανονισμούς) δυνατότητα απορρόφησης σεισμικής ενέργειας μέσω της μετελαστικής πλάστιμης παραμόρφωσης, μέσω δηλαδή της δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων. Πρόκειται για τοπικές εκδηλώσεις «ελεγχόμενων» ζημιών, με διεύρυνση των καμπτικών ρωγμών, χωρίς πρόωρη συντριβή του σκυροδέματος της θλιβόμενης ζώνης των διατομών.

Με βάση τα παραπάνω, η κατάλληλη κατασκευαστική διαμόρφωση αυτών των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων κρίνεται αναγκαία σε έναν φορέα n βαθμού υπερστατικότητας, ώστε κατά την εκδήλωση του σεισμικού φορτίου να εξασφαλίζεται η αρμονική του συμπεριφορά και η σταδιακή του μετάπτωση σε έναν νέο φορέα $n-1$ βαθμού υπερστατικότητας, μέχρι την μετάβασή του σε ισοστατικό φορέα και τελικά σε «μηχανισμό» κατάρρευσης.

Ίσως τον πιο σημαντικό ρόλο στην ελαστοπλαστική ανάλυση να παίζει το γεγονός του σωστού ορισμού της πλαστικής άρθρωσης. Αρχικώς υιοθετούνται διάφορα όρια (αναλόγως του δομικού μέλους είτε δοκάρι είτε στύλος) πέραν των οποίων η διατομή μπαίνει στην πλαστική περιοχή. Αυτές οι προδιαγραφές έχουν προσδιοριστεί από τον αμερικάνικο κανονισμό FEMA, βάσει του οποίου ορίζεται το διάγραμμα ροπής-στροφής μίας πλαστικής άρθρωσης το οποίο θα φανεί στο παρακάτω σχήμα. Παρατηρείται στην περίπτωση που τεθεί σε ένα μέλος πλαστική άρθρωση ροπής ότι ο κόμβος συμπεριφέρεται τελείως άκαμπτα μέχρι την ροπή διαρροής, όπου από εκεί και μετά φαίνεται δυνατή η ανάπτυξη υπολογίσιμης στροφής μέχρι την τελική κατάρρευση.

Αξίζει να σημειωθεί ότι ιδιαίτερη σημασία έχει το γεγονός να οριστούν ξεχωριστά οι πλαστικές αρθρώσεις ανάλογα με το εάν το δομικό μέλος είναι δοκάρι ή κολώνα. Αν

για παράδειγμα, ορίζουμε και τα άκρα των δοκαριών και των κολώνων ως πλαστικές αρθρώσεις τότε η λύση δεν θα συνέκλινε με αποτέλεσμα όσο αυξάνει η μετατόπιση να αυξάνει και η τέμνουσα βάση.

Τέλος, η ανελαστική στατική ανάλυση δεν μπορεί να πραγματοποιηθεί για μηδενικές αρχικές συνθήκες. Πρώτα, εκτελείτε μία ανάλυση για τα εντατικά μεγέθη και τις μετατοπίσεις που προκύπτουν για τον συνδυασμό φόρτισης $G+0.3Q$. Στην συνέχεια εκτελείται η ανελαστική ανάλυση με βάση επιβαλλόμενες μετακινήσεις στην κορυφή του κτιρίου. Με αυτό τον τρόπο, επιτυγχάνεται η αποτύπωση της πραγματικής συμπεριφοράς σε έναν σεισμό μεγάλης έντασης καθώς τα φορτία $G+0.3Q$ αναγκαστικά θα υπάρχουν στην πραγματική κατασκευή.

2. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΡΑΒΔΟΜΟΡΦΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Εισαγωγή

Κάθε επέμβαση σε υφιστάμενη κατασκευή, με ή χωρίς βλάβες, αποσκοπεί στην εξυπηρέτηση του στόχου ανασχεδιασμού υλοποιείται δε με την προσθήκη νέων υλικών ή στοιχείων σε υφιστάμενα δομικά στοιχεία.

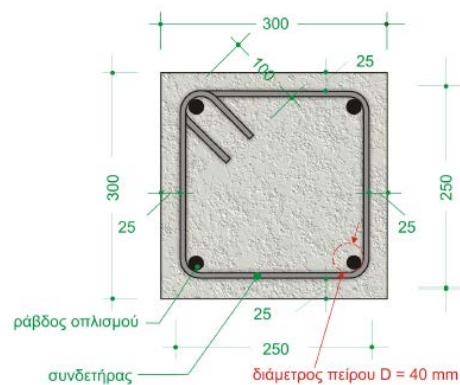
Στην παρούσα ενότητα αρχικά παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά στοιχεία των υποστυλωμάτων και των δοκών ως δομικά στοιχεία κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα και στην συνέχεια αναλύονται οι βλάβες που παρουσιάζονται καθώς και τεχνικές ενίσχυσης και επέμβασης σε αυτά.

2.1 Το Υποστύλωμα ως Δομικό Στοιχείο του Φέροντα Οργανισμού

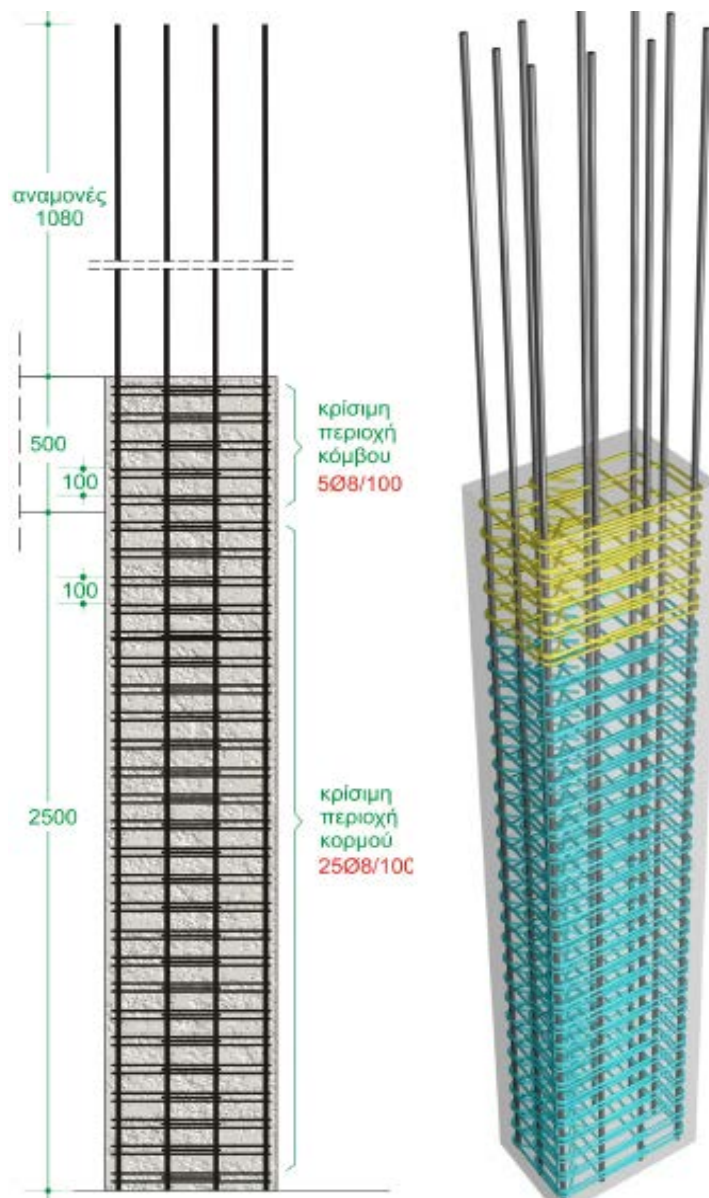
Υποστύλωμα ορίζεται το κατακόρυφο δομικό στοιχείο του σκελετού μιας κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος. Συνδέεται με τα δοκάρια και τις πλάκες. (B. Τσάκαλος, 2008)

Το υποστύλωμα είναι το κυριότερο αντισεισμικό δομικό στοιχείο καθώς πρέπει λόγω του ικανοτικού σχεδιασμού να αστοχούν πρώτα οι δοκοί σε ένα κτίριο και τα τσέρκια το κρίσιμότερο στοιχείο του υποστυλώματος.

Σε κάθε υποστύλωμα, διακρίνουμε τις κρίσιμες (σε σεισμό) περιοχές, την ενδιάμεση περιοχή και την περιοχή του κόμβου, δηλαδή την κοινή περιοχή υποστυλώματος και δοκού. (Α. Κωνσταντινίδη, 2009)



Εικόνα 1 Το υποστύλωμα της εικόνας είναι διατομής 300/300 και είναι το μικρότερο αντισεισμικό υποστύλωμα που συναντάται στην πράξη. Ο εγκάρσιος οπλισμός είναι συνήθους συνδετήρας, διαμέτρου $\varnothing 10$. Ο διαμήκης οπλισμός αποτελείται από 4 ράβδους διαμέτρου $\varnothing 20$ (Α. Κωνσταντινίδη, 2009)

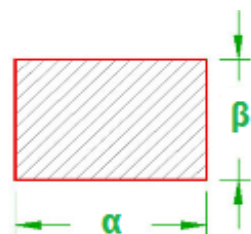


Εικόνα 2 Δισδιάστατο και τρισδιάστατο μοντέλο υποστυλώματος διατομής 600/400, στο οποίο διακρίνονται οι κρίσιμες περιοχές

Σε κάθε υποστύλωμα, διακρίνουμε τις κρίσιμες (σε σεισμό) περιοχές, την ενδιάμεση περιοχή και την περιοχή του κόμβου, δηλαδή την κοινή περιοχή υποστυλώματος και δοκού. (Α. Κωνσταντινίδη, 2009)

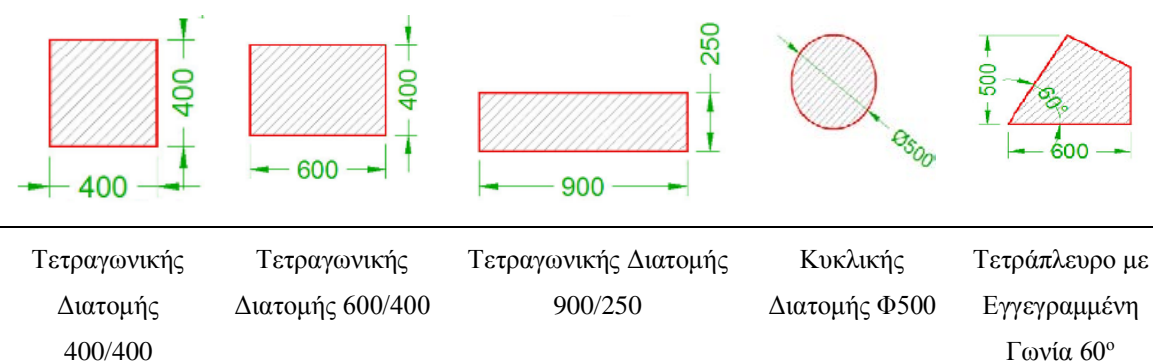
2.1.1 Χαρακτηριστικές Διατομές Υποστυλωμάτων

Τα υποστυλώματα² είναι ορθογωνικά στοιχεία των οποίων, π.χ. οι διατομές 400/400, 400/600, 250/900, κ.τ.λ. (οι διαστάσεις είναι σε mm).



Εικόνα 3 Ο λόγος των πλευρών των υποστυλωμάτων είναι μικρότερος από 4

Στην κατηγορία των υποστυλωμάτων εντάσσονται και οι κυκλικές διατομές π.χ. $D=500$, καθώς και οι τετράπλευρες π.χ. 500/600 με εγγεγραμμένη γωνία 60 μοιρών.³



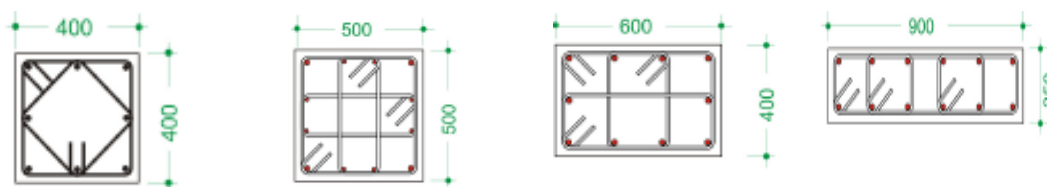
Εικόνα 4 Διατομές υποστυλωμάτων

² Τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία του σκελετού αναφέρονται πολλές φορές με ένα ενιαίο όνομα ως κολόνες. Λόγω όμως του διαφορετικού τρόπου λειτουργίας, του διαφορετικού τρόπου υπολογισμού, αλλά κυρίως του διαφορετικού τρόπου όπλισης, χωρίζονται σε τρεις μεγάλες κατηγορίες: Υποστυλώματα, Τοιχεία και Σύνθετα στοιχεία

³ Στην κατηγορία των υποστυλωμάτων μπορούν να ενταχθούν και στοιχεία μορφής γάμα, ή ταυ, ή ζήτα, που ο λόγος των πλευρών των ορθογωνικών τμημάτων τους είναι μικρότερος από 4, π.χ. η διατομή γάμα 400/800/250/250, η διατομή ταυ 700/500/250/250, η ζήτα

2.1.2 Οπλισμός Υποστυλωμάτων

Η απλούστερη δυνατή κολόνα που μπορεί να χρησιμοποιηθεί (300/300) με συνδετήρες και κολονοσίδερα, έχει μάζα 60 kg, ενώ η μάζα των συνηθισμένων αντισεισμικών κολονών είναι πολύ μεγαλύτερη. Η συνηθισμένη κολόνα της πράξης, διατομής 400/400, με συνδετήρες $\emptyset 10/100$ σε ρομβοειδή διάταξη, με 8 $\emptyset 20$, έχει μάζα 150 kg και η επίσης συνηθισμένη κολόνα, διατομής 500/500, με συνδετήρες σε σχήμα σταυρού και 12 $\emptyset 20$, έχει μάζα 230 kg



400/400	500/500	600/400	900/250
Κρίσιμη Περιοχή	Κρίσιμη Περιοχή	Κρίσιμη Περιοχή	Κρίσιμη Περιοχή
Κόμβου 5 $\Phi 8/100$	Κόμβου 5 $\Phi 8/100$	Κόμβου 5 $\Phi 8/100$	Κόμβου 5 $\Phi 8/100$
Κρίσιμη Περιοχή	Κρίσιμη Περιοχή	Κρίσιμη Περιοχή	Κρίσιμη Περιοχή
Κορμού 25 $\Phi 8/100$	Κορμού 25 $\Phi 8/100$	Κορμού 25 $\Phi 8/100$	Κορμού 25 $\Phi 8/100$

Εικόνα 5 Οπλισμοί υποστυλωμάτων

2.1.3 Μάτιση Κολονοσιδήρων

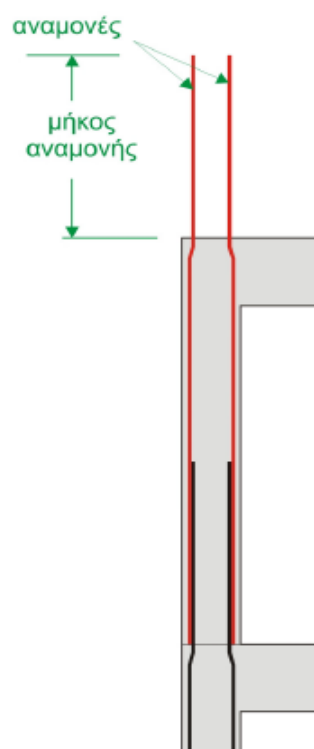
Σε πολυώροφα κτίρια, τοποθετούνται μονοκόμματα⁴ κολονοσίδερα, μόνο στο ύψος καθενός ορόφου. Για να συνεργαστούν τα κολονοσίδερα ενός ορόφου με τα κολονοσίδερα του υποκείμενου και του υπερκείμενου ορόφου, η πρακτική που συνήθως ακολουθείται είναι η μάτιση των κολονοσιδήρων, δηλαδή η ένωσή τους με απλή παράθεση.

Τα κολονοσίδερα του ορόφου τοποθετούνται με ένα επιπλέον μήκος, το **μήκος αναμονής**. Το μήκος αυτό είναι ίσο με τη διάμετρο των ράβδων, πολλαπλασιασμένη επί το συντελεστή παράθεσης (που η τιμή του κυμαίνεται μεταξύ 45 και 60).

⁴ το ιδανικό θα ήταν τα κολονοσίδερα να είναι μονοκόμματα, σε όλο το ύψος του κτιρίου. Αυτό όμως είναι πρακτικά ανέφικτο.

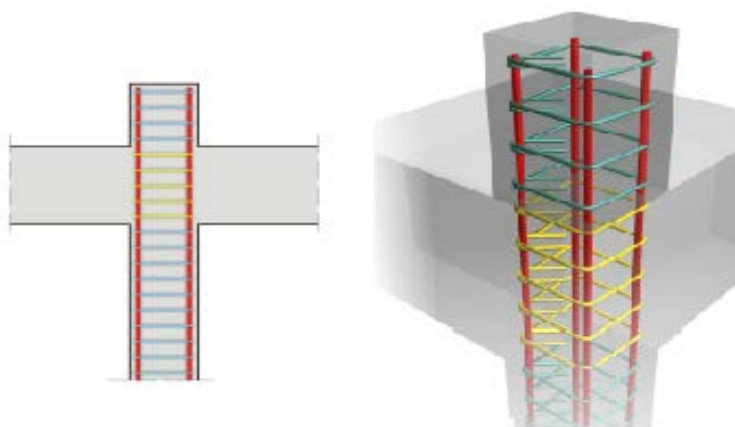
Για να δουλέψουν οι συνδετήρες σε περισφιγξη, πρέπει σε κάθε γωνιά τους να υπάρχει ένα κολονοσίδηρο, που να εφάπτεται με το συνδετήρα. Στις περιοχές έναρξης, ή τελειώματος της μάτισης, αυτό είναι δύσκολο και επιτυγχάνεται μόνο αν το δέσιμο του οπλισμού γίνεται επιτόπου στην οικοδομή, υποχρεωτικά ακολουθείται ο πρώτος τρόπος μάτισης, που φαίνεται στο σχήμα.

Οι αναμονές είναι ευθύγραμμες και οι ράβδοι του υπερκείμενου ορόφου, πρέπει να παρακάμψουν στο σημείο της ένωσης. Η παράκαμψη αυτή θα πρέπει να έχει μήκος έναν, ή δύο συνδετήρες. Σε μεγάλες διαμέτρους π.χ. $\varnothing 20$ ή $\varnothing 25$, η παράκαμψη των κολονοσιδηρών επί τόπου, ακόμα και σε μεγάλα μήκη, είναι εξαιρετικά δύσκολη έως αδύνατη, γι' αυτό η κάμψη πρέπει να έχει γίνει από πριν στον κουρμαπαδόρο.



2.1.4 Αγκύρωση Οπλισμού στην Τελευταία Στάθμη

Στην τελευταία στάθμη του υποστυλώματος, οι ράβδοι πρέπει να αγκυρωθούν κατάλληλα, για να μπορούν να λειτουργούν κανονικά. Ο καλύτερος τρόπος αγκύρωσης των ράβδων του τελευταίου ορόφου είναι η τοποθέτηση στην κεφαλή του υποστυλώματος «καπέλου» από σκυρόδεμα, ώστε να μπορέσουν να αγκυρωθούν ευθύγραμμα οι ράβδοι του.

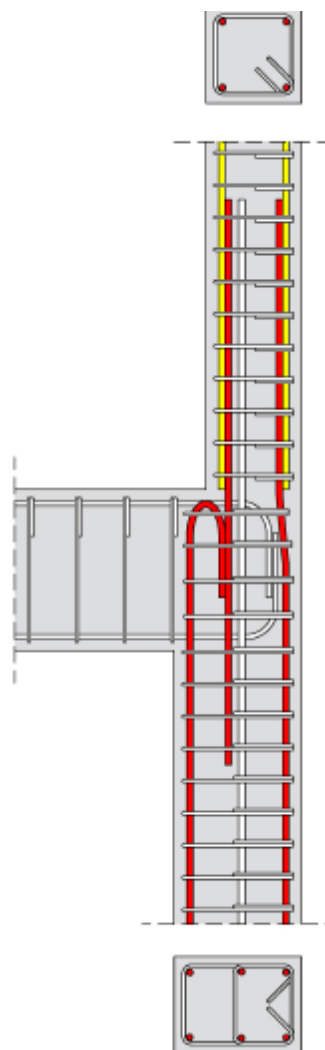


Εικόνα 6 Η αγκύρωση των ράβδων του υποστυλώματος στον τελευταίο όροφο, με την κατασκευή πρόσθετου καπέλου στην ταράτσα, δίνει μία απλή και καθαρή λύση

2.1.5 Μείωση Διατομής Κολόνας καθ' Ύψος

Η μείωση της διατομής μιας κολόνας από όροφο σε όροφο, πρέπει να αποφεύγεται σε υποστυλώματα με απαιτήσεις αντισεισμικότητας. Παρόλα αυτά, υπάρχουν περιπτώσεις, που μειώνεται η διατομή υποστυλώματος στον υπερκείμενο όροφο, σε σχέση με τον υποκείμενο. Δύο είναι τα κυριότερα προβλήματα που εμφανίζονται στην περίπτωση μείωσης διατομής κολόνας από όροφο σε όροφο.

- a) Το πρώτο οφείλεται στη διαφορετική διάταξη των οπλισμών του πάνω υποστυλώματος σε σχέση με το κάτω.
- b) Το δεύτερο πρόβλημα οφείλεται στη δυσκολία αγκύρωσης των ράβδων του κάτω υποστυλώματος, αυτών που βρίσκονται εκτός της διατομής των συνδετήρων του πάνω υποστυλώματος.



Εικόνα 7 Αλλαγή διατομής καθ' ύψος με διακοπή κολονοσιδήρων και φύτευμα νέων

Το πρώτο πρόβλημα αντιμετωπίζεται με φύτεμα αναμονών στις κατάλληλες θέσεις στην απόληξη του κάτω υποστυλώματος.

Το δεύτερο πρόβλημα αντιμετωπίζεται με δύο διαφορετικούς τρόπους:

- a) Με διακοπή των κολονοσιδήρων που περισσεύουν και
- b) Με παράκαμψη των ράβδων του κάτω υποστυλώματος σε μορφή μπουκάλας και αγκύρωσή τους στην πάνω κολόνα.

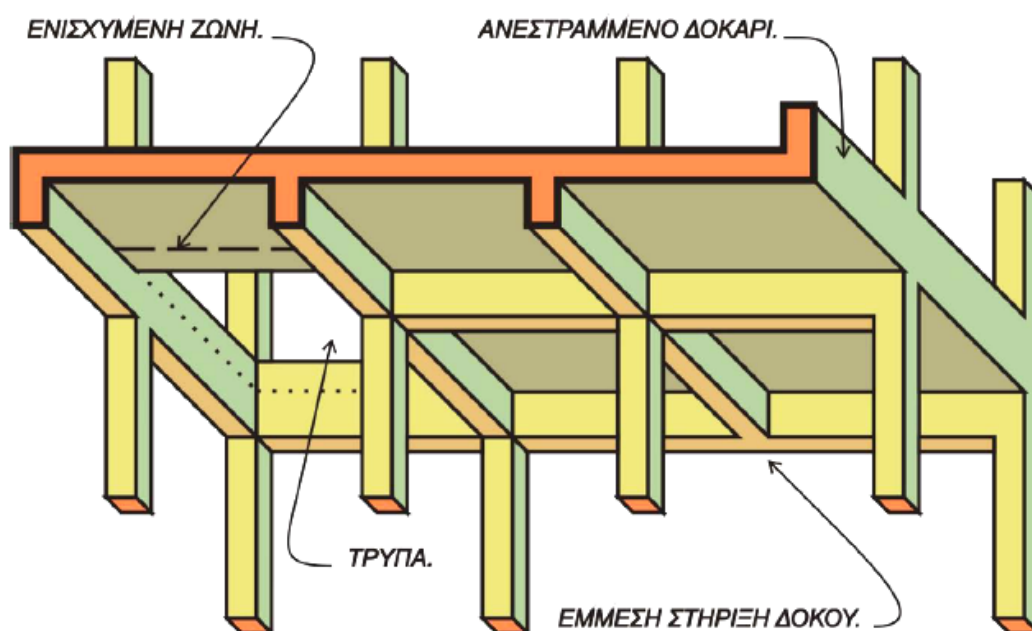
2.2 Το Δοκάρι ως Δομικό Στοιχείο του Φέροντα Οργανισμού

Η δοκός είναι ο κατά εξοχήν απλός οριζόντιος γραμμικός φορέας κατόψεως ανοιγμάτων. Δουλεύει σε κάμψη κυρίως, δηλαδή σε συνδυασμό θλιπτικών δυνάμεων με εφελκυστικές δυνάμεις. Ανθίσταται σε διατμητικές δυνάμεις, κυρίως κάθετα στον κατά μήκος άξονα αλλά και δευτερευόντως και παράλληλα σ' αυτόν. Τα δοκάρια είναι τα οριζόντια “γραμμικά στοιχεία” του φέροντα οργανισμού, τα οποία παραλαμβάνουν τα φορτία από τις πλάκες και τα μεταφέρουν στα υποστυλώματα.

Μερικές φορές είναι δυνατόν κάποιο δοκάρι να μην καταλήγει σε υποστυλώματα αλλά μπορεί να εδράζεται σε ένα άλλο δοκάρι δημιουργώντας έτσι μία «έμμεση στήριξη» (βλέπε ακόλουθο σχήμα). (Π. Βασιλάτος, 2010)

Είναι επίσης δυνατόν για λειτουργικούς λόγους να τοποθετηθεί ένα δοκάρι «ανεστραμμένο» ώστε να αποφευχθεί η κρέμαση του που θα είχε αποτέλεσμα να μειωθεί το ύψος του υποκείμενου ορόφου (βλέπε ακόλουθο σχήμα).

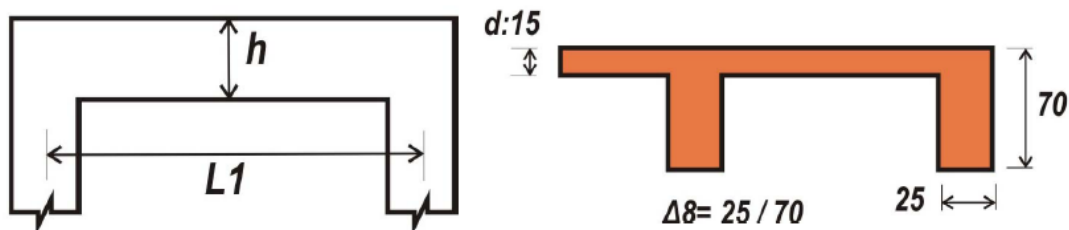
Σε ορισμένες περιπτώσεις ένα δοκάρι μπορεί να αντικατασταθεί από μία «ενισχυμένη ζώνη» η οποία έχει πάχος όσο η πλάκα του σκυροδέματος και πλάτος περίπου 80εκ. έτσι ώστε τελικά να μην είναι εμφανές. (βλέπε ακόλουθο σχήμα).



Εικόνα 8 Σχηματική τομή φέροντα οργανισμού

2.2.1 Διαστισολόγηση Δοκού

Το ελάχιστο πλάτος της δοκού συνίσταται να είναι μεγαλύτερο από 25εκ. Το ύψος της δοκού είναι: $h_1 / L_1 = 1 / 10$ Για τον την αναγραφή των στοιχείων της δοκού ακολουθείται ο συμβολισμός <α/α ΔΟΚΟΥ> <ΔΙΑΣΤΑΣΗ κατά Χ> / <ΔΙΑΣΤΑΣΗ κατά Υ>. Παράδειγμα: Δ8 25/70 (Π. Βασιλάτος, 2010)



Εικόνα 9 Σκαρίφημα συμβολισμού διαστάσεων δοκαριού

Στόχος του σχεδιασμού είναι η εξασφάλιση επαρκούς πλασιμότητας

$$V_{d,max} = \frac{N_{sd,max}}{A_c * f_{cd}} \leq 0.65$$

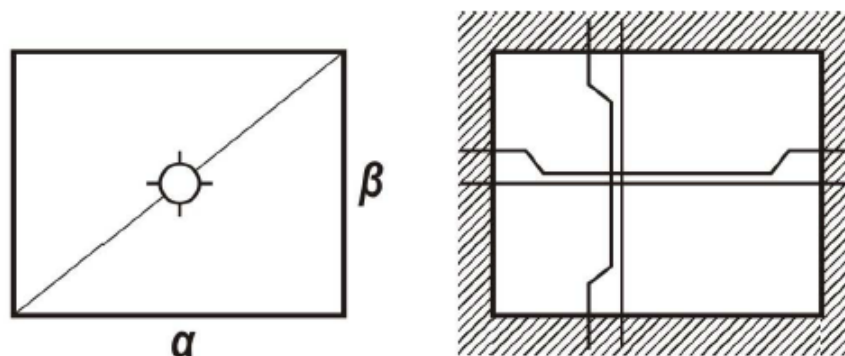
Συνιστάται $V_{d,max} = 0.40$ (μεγιστοποίηση αναλαμβανόμενης ροπής)

2.3 Η Πλάκα ως Δομικό Στοιχείο του Φέροντα Οργανισμού

Οι πλάκες, οριζόντιες ή κεκλιμένες, αποτελούν “επιφανειακά στοιχεία” του φέροντα οργανισμού οι οποίες παραλαμβάνουν τα φορτία της οικοδομής (νεκρά φορτία, κινητά φορτία κλπ.) και οι οποίες τα μεταφέρουν στις στηρίξεις τους, που είναι τα περιμετρικά δοκάρια. Μπορούν να έχουν διάφορα σχήματα, όπως ορθογώνιες παραλληλεπίπεδες, τραπέζια τριγωνικές, κυκλικές ή οποιοδήποτε άλλο σχήμα.

2.3.1 Τετραέριστες Πλάκες

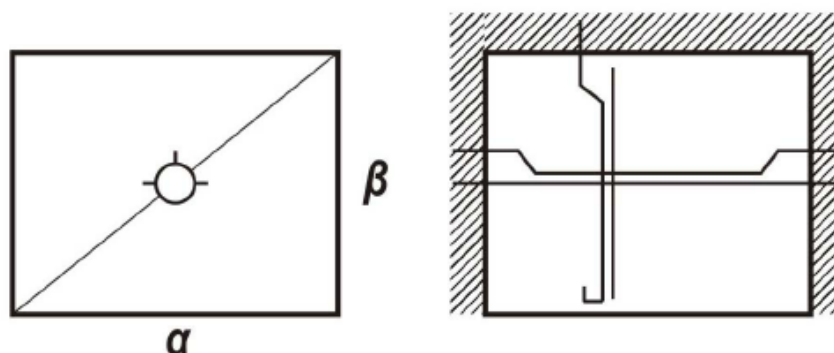
Αυτές εδράζονται σε δοκάρια σε όλη τους την περίμετρο. Για να είναι τετραέριστη μια πλάκα απαιτείται ο λόγος της μεγάλης προς την μικρή πλευρά να είναι μικρότερος του 2. Τα φορτία κατανέμονται και στις τέσσερις πλευρές. Ο οπλισμός αναπτύσσεται και κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις. (Π. Βασιλάτος, 2010)



Εικόνα 10 Συμβολισμός τετραέριστων πλακών

2.3.2 Τριέριστες Πλάκες

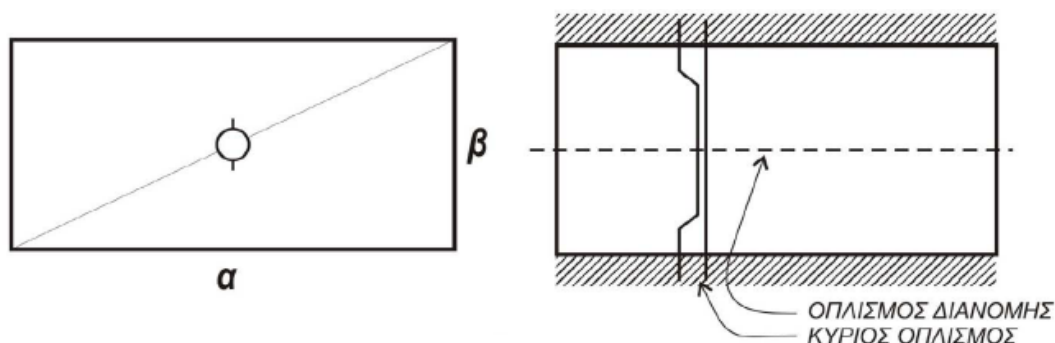
Εδράζονται σε δοκάρια μόνο στις τρεις πλευρές τους ενώ η τέταρτη είναι ελεύθερη. Ο λόγος της μεγάλης προς την μικρή πλευρά πρέπει να είναι μικρότερος του 2. Τα φορτία κατανέμονται στις τρεις πλευρές, όπως για παράδειγμα στις πλάκες πλατύσκαλων ή σε οροφές σκεπαστών βεραντών. Ο οπλισμός επίσης αναπτύσσεται και κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις. (Π. Βασιλάτος, 2010)



Εικόνα 11 Συμβολισμός τριέριστων πλακών

2.3.3 Αμφιέρειστες Πλάκες

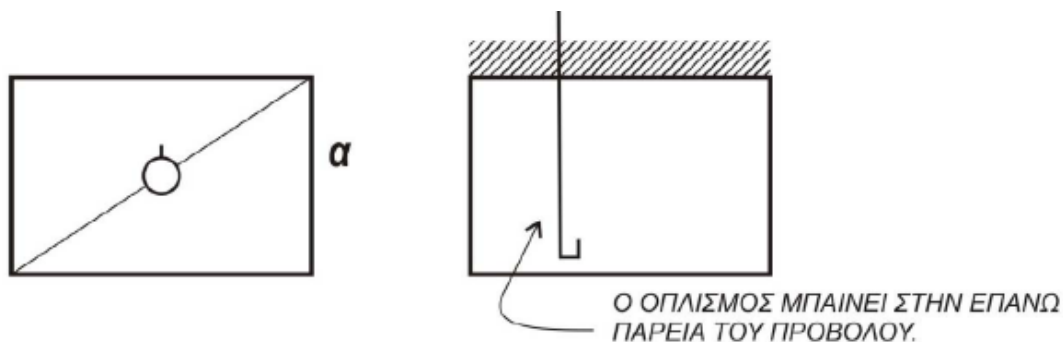
Ο λόγος της μεγάλης προς την μικρή πλευρά τους πρέπει να είναι: $\alpha / \beta \geq 2$. Τα φορτία κατανομονται ομοιόμορφα στις μακριές πλευρές. Οι αμφιέρειστες πλάκες οπλίζονται και κατά τις δύο διευθύνσεις, αλλά κατά την διεύθυνση του μικρού ανοίγματος είναι ο κύριος οπλισμός ενώ κατά την άλλη τοποθετείται ο δευτερεύων οπλισμός διανομής ίσος με το 1/5 του κύριου οπλισμού. (Π. Βασιλάτος, 2010)



Εικόνα 12 Συμβολισμός αμφιέρειστων πλακών

2.3.4 Πρόβολοι

Το μήκος του προβόλου για μια συμβατική κατασκευή μπορεί να είναι έως 3,00μ. Σε κάθε άλλη περίπτωση πρέπει να καταφύγουμε σε ειδικές τεχνικές, σχεδιαστικές και κατασκευαστικές (φουρούσια, προένταση). Ο κύριος οπλισμός τοποθετείται στην επάνω παρειά του προβόλου και συνεχίζει σε ίσο μήκος ώστε να αγκυρώσει στην πλάκα που εφάπτεται. Γενικά πρέπει να αποφεύγεται η κατασκευή 'τρύπας' στον δομικό σκελετό, όταν αυτή συνορεύει με πρόβολο γιατί το δοκάρι επάνω στο οποίο στηρίζεται ο πρόβολος δεν μπορεί να 'ζυγίσει' και καταπονείται υπέρμετρα σε στρέψη. (Π. Βασιλάτος, 2010)

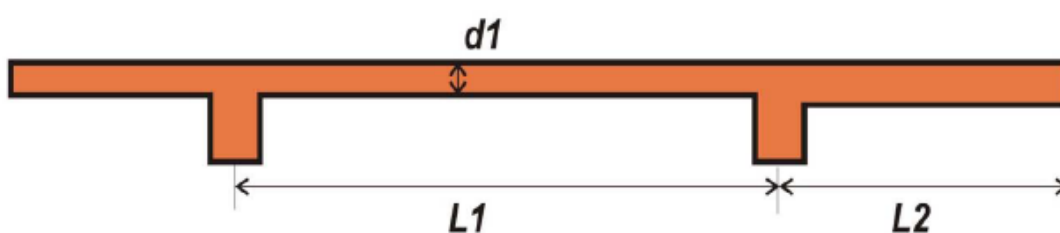


Εικόνα 13 Σκαρίφημα σχεδιασμού πρόβολου

2.3.5 Διαστασιολόγηση Πλακών

Όπως αναφέρθηκε και στην προηγούμενη παράγραφο το μικρό άνοιγμα μιας πλάκας από ολισμένο σκυροδέμα ως όριο μιας συμβατικής κατασκευής είναι μέχρι 8,00μ έως 10,00μ. Για πλάκες τετραέρειστες, τριέρειστες και αμφιέρειστες πρέπει: $d1 = (\alpha \times L1 / 30) + 3εκ$. Όπου $L1$ το μικρότερο άνοιγμα της πλάκας.

$\alpha = 1,0$ για αμφιέριστη $\alpha = 0,8$ εάν έχει συνέχεια στην μία πλευρά $\alpha = 0,6$ εάν έχει συνέχεια και στις δύο πλευρές Για προβόλους ισχύει: $d2 \Rightarrow L2 / 10$



Εικόνα 14 Σχηματική τομή πλάκας



Εικόνα 15 Σιδέρωμα πλάκας

2.4 Βλάβες Δομικών Στοιχείων

Οι βλάβες στα υποστυλώματα μιας κατασκευής είναι από τις πιο συχνές και συγχρόνως οι σοβαρότερες αφού είναι δυνατόν να οδηγήσουν σε τμηματική ή ολική κατάρρευση της κατασκευής. (Π. Κολλάτος, 2007), (Α. Κωνσταντινίδη, 2009) Η επιλογή μεταξύ επισκευής, ενίσχυσης και κατεδάφισης μιας κατασκευής που έχει υποστεί βλάβη είναι αποτέλεσμα μιας σύνθετης διαδικασίας. Οι βασικές αρχές που διέπουν την πραγματογνωμοσύνη του μηχανικού είναι οι εξής δύο:

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

Συγκεκριμένα, η κατηγοριοποίηση των βλαβών στα υποστυλώματα γίνεται βάση

- a) του τυπικού βαθμού βλάβης
- b) τον χαρακτήρα των βλαβών (Π. Κολλάτος, 2007)

Η πρώτη διάκριση (τυπικός βαθμός βλάβης) έχει ως κριτήριο το μέγεθος της βλάβης και το κατά πόσο επηρεάζει την στατικότητα της κατασκευής. Η δεύτερη κατηγοριοποίηση (χαρακτήρας βλαβών) εστιάζει στο σημείο αστοχίας του υποστυλώματος και τα αίτια αυτής. Στα υποκεφάλαια που ακολουθούν αναλύονται οι εν λόγω κατηγορίες.

2.4.1 Τυπικός Βαθμός Βλάβης

Οι τυπικός βαθμός βλάβης αναφέρεται σε μεμονωμένα δομικά στοιχεία (υποστύλωμα, δοκάρι, πλάκα) και συνδέεται με τις απομένουσες φέρουσες ικανότητες των συγκεκριμένων πληγέντων στοιχείων και όχι σε ολόκληρο τον φέροντα οργανισμό. Σύμφωνα με τον τυπικό βαθμό βλάβης διακρίνονται οι εξής τρεις κατηγορίες βλαβών

- a) Διακοπή συνεχείας από πλήρη αποδιοργάνωση σκυροδέματος & βλάβη οπλισμών
- b) Διακοπή συνεχείας
- c) Μερική αποδιοργάνωση
- d) Απλή ρηγμάτωση

2.4.2 Απλή Ρηγμάτωση

Απλή ρηγμάτωση δηλαδή επιφανειακή αποφλοίωση του σκυροδέματος. Στην περίπτωση αυτή δεν έχουμε αποδιοργάνωση του περισφιγμένου πυρήνα της διατομής, ούτε λυγισμό των κατακόρυφων ράβδων του διαμήκους οπλισμού. (Ε. Παππά, 2006) Η κατασκευή εμφανίζει μεμονωμένες οριζόντιες ρωγμές με πλάτος λιγότερο από 1-2 mm, δεδομένου ότι αυτές οι ρωγμές δεν οφείλονται σε ανεπάρκεια της διατομής σε κάμψη, αλλά σε τοπικές αδυναμίες όπως αρμοί διακοπής εργασίας, επίδραση της εν επαφή τοιχοπλήρωσης, ανεπαρκής αγκύρωση οπλισμών.

Οι βλάβες σε αυτό το βαθμό αποκαθίστανται με χρήση εποξειδικών ρητινών, με συγκόλληση νέων οπλισμών ή με προσθήκη εξωτερικών συνδετήρων (κολάρων), συγκόλληση χαλύβδινων ελασμάτων ή σύνθετων υλικών.

2.4.3 Μερική Αποδιοργάνωση

Ο τυπικός βαθμός βλάβης μερικής αποδιοργάνωσης διακρίνεται από πλατιές καμπτικές ρωγμές ή μεμονωμένες λοξές διατμητικές ρωγμές με πλάτος μικρότερο από 0.5 mm, υπό τον όρο ότι δεν παρατηρούνται εναπομένουσες μετακινήσεις.

Σε ακόμα πιο εντατική κατάσταση ο φορέας εμφανίζει χιαστί λοξές διατμητικές ρωγμές ή έντονη τοπική σύνθλιψη και αποδιοργάνωση του σκυροδέματος, υπό τον όρο ότι δεν παρατηρούνται άξιες λόγου εναπομένουσες μετακινήσεις. Οι βλάβες αυτού του βαθμού αποκαθίστανται με μερική καθαίρεση του βλαμμένου σκυροδέματος και αντικατάσταση αυτού με έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, με ενίσχυση με νέους οπλισμούς, με συγκόλληση χαλύβδινων ελασμάτων ή και με προσθήκη εξωτερικού μανδύα από σύνθετο υλικό ινών υάλου ή άνθρακα.

2.4.4 Διακοπή Συνεχείας από Πλήρη Αποδιοργάνωση Σκυροδέματος & Βλάβη Οπλισμών

Σε αυτή τη βαθμίδα βλάβης⁵ η κατασκευή εμφανίζει τα εξής χαρακτηριστικά:

- a) Πλήρης αποδιοργάνωση του σκυροδέματος στην περιοχή βλάβης
- b) Λυγισμός των διαμηκών ράβδων
- c) Διαρροή ή θραύση των συνδετήρων της περιοχής
- d) Ασυνέχεια στην περιοχή χωρίς κατάρρευση του υποστυλώματος

Προϋποτίθεται επίσης ότι οι εναπομένουσες μετακινήσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες) ιδιαίτερα οι κατακόρυφες είναι σχετικά μικρές.

Οι βλάβες αυτού του βαθμού αποκαθίστανται με πλήρη επισκευή ή αντικατάσταση ολοκλήρου του στοιχείου. Για την ενίσχυση των δομικών στοιχείων χρησιμοποιούνται μετά την αποκατάστασή τους, και όπου απαιτείται από την μελέτη, σύνθετα υλικά από ίνες υάλου ή άνθρακα.

2.4.5 Χαρακτήρας Βλαβών

Η διάκριση των βλαβών με κριτήριο το χαρακτήρα τους ταξινομούνται ως καμπτικού διατμητικού και καμπτοδιατμητικού χαρακτήρα.

τη⁵ Επίσης σε αυτή τη βαθμίδα εντάσσεται η περίπτωση πλήρης κατάρρευσης του υποστυλώματος.

Καμπτικού χαρακτήρα	<p>Παρουσιάζονται συνήθως στην κορυφή και στη βάση των υποστυλωμάτων αφού σε αυτές τις περιοχές γενικά παρατηρούνται οι μεγαλύτερες καμπτικές εντάσεις. Στην περίπτωση μικρών αξονικών φορτίων η βλάβη έχει τη μορφή οριζόντιας καμπτικής ρωγμής από υπέρβαση του ορίου διαρροής του χάλυβα σε εφελκυσμό (γεγονός που μεταφράζεται σε ανεπάρκεια συνδετήρων στην περιοχή), ενώ το εύρος της ρωγμής είναι αποκαλυπτικό και του βαθμού της αστοχίας.</p> <p>Ίδιου χαρακτήρα βλάβη είναι δυνατό να εκδηλωθεί και με αποφλοίωση του σκυροδέματος στην περιοχή επικάλυψης των ράβδων οπλισμού από υπέρβαση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος εντός και εκτός του πυρήνα της διατομής.</p>
Διατμητικού χαρακτήρα	<p>Παρατηρούνται στις περιοχές με τη μεγαλύτερη διατμητική αδυναμία, όχι υποχρεωτικά στα άκρα του υποστύλωματος αλλά συνήθων στη μέση. Πρόκειται για βλάβες ψαθυρής μορφής και συνεπώς εξ'ορισμού σοβαρές. Εκδηλώνονται με λοξές ρωγμές οι οποίες λόγω της αντιστροφής της φοράς της σεισμικής δράσης έχουν χιαστί μορφή. Συνήθως η χαμηλή ποιότητα σκυροδέματος και η έλλειψη επαρκούς διατμητικού οπλισμού είναι εμφανείς παράγοντες αστοχίας σε τέτοιου είδους βλάβες.</p>
Καμπτοδιατμητικού χαρακτήρα	<p>Στην περίπτωση μεγάλων αξονικών θλιπτικών φορτίων με σύγχρονη δράση κάμψης και διάτμησης εκδηλώνεται η βλάβη με εγκάρσια διόγκωση του σκυροδέματος, διαρροή ή θραύση των συνδετήρων της περιοχής και πολλές φορές με λυγισμό των διαμήκων ράβδων. Συνήθως το γεγονός οφείλεται σε ανεπάρκεια των διαστάσεων της διατομής, έλλειψη περίσφυξης, χαμηλή ποιότητας σκυροδέματος ή συνδυασμό των παραπάνω λόγων. Αυτός ο χαρακτήρας βλάβης πέρα απ'την ψαθυρότητα της αστοχίας και τη σημαντική μείωση της ακαμψίας του υποστύλωματος, συνεπάγεται αδυναμία μεταφοράς των κατακόρυφων φορτίων. Η αδυναμία αυτή είναι δυνατόν σε συνδυασμό με τη συμπεριφορά γειτονικών κατακόρυφων στοιχείων (πιθανές αλυσωτές αστοχίες), να οδηγήσει σε κατάρρευση της κατασκευής.</p>

2.5 Αίτια Πρόκλησης Βλαβών

Τα υποστυλώματα, αλλά και τα κατακόρυφα στοιχεία γενικότερα, είναι τα μέλη που συγκεντρώνουν το μεγαλύτερο ποσοστό βλαβών λόγω σεισμού, εξαιτίας κυρίως των μεγάλων επιβαλλόμενων παραμορφώσεων και των αυξημένων απαιτήσεων πλαστιμότητας. Οι βλάβες αυτές παρουσιάζονται κυρίως στον πρώτο όροφο πάνω από την θεμελίωση ή πάνω από υπόγειο όροφο με δύσκαμπτα υποστυλώματα. Ιδιαίτερα συχνές είναι και οι αστοχίες υποστυλωμάτων σε ισόγεια με μειωμένες ή καθόλου τοιχοπληρώσεις (pilotis). (Ε. Παππά, 2006) Οι βλάβες στα υποστυλώματα μπορούν να προκληθούν κατά κύριο λόγο από :

- a) Δυναμικά Φορτία (σεισμός)
- b) Πυρκαγιά
- c) Έκθεση σε διαβρωτικό περιβάλλον – Ενανθράκωση Σκυροδέματος (Ε. Παππά, 2006)

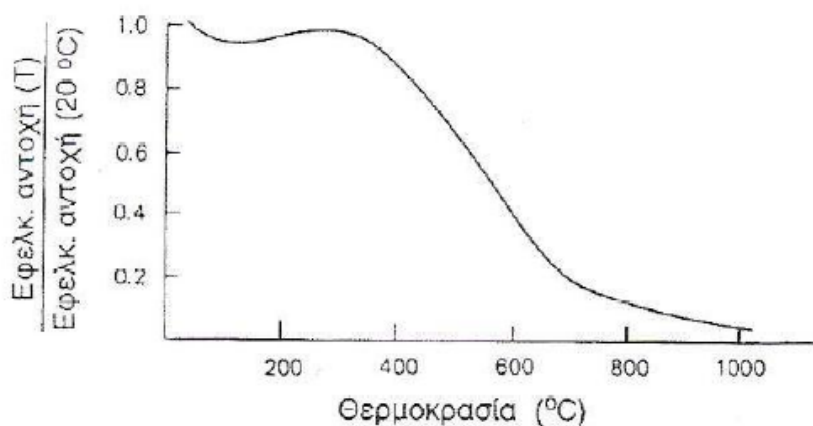
2.5.1 Βλάβες από Δυναμικά Φορτία

Οι βλάβες που προκαλούνται από ισχυρούς σεισμούς σε υποστυλώματα υφισταμένων κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος έχουν αναδείξει την τρωτότητα των τελευταίων έναντι των οριζόντιων σεισμικών φορτίων. Τα ανεπαρκώς οπλισμένα υποστυλώματα είναι τα κρισιμότερα δομικά στοιχεία, τα οποία μπορεί να αστοχήσουν λόγω: διάτμησης, σύνθλιψης του σκυροδέματος, λυγισμού των διαμήκων ράβδων, απώλειας συνάφειας σε περιοχές ανεπαρκών ματίσεων, και κάμψης. (Δ. Μπούρνας, 2008)

2.5.2 Βλάβες από Πυρκαγιά

Όσο αναφορά τις βλάβες που προκαλούνται από πυρκαγιά, μπορούν να εμφανιστούν στο υποστυλώμα με τη μορφή επιφανειακών ρηγματώσεων, αποσύνθεσης και αποφλοιώσης τα οποία μπορούν να γίνουν αντιληπτά ακόμα και με την αφή. Όταν το σκυρόδεμα προσβληθεί από πυρκαγιά τρίβεται εύκολα και το χρώμα του μπορεί να αλλάξει ελαφρώς σε γκρι-άσπρο.

Επιπρόσθετα, όταν ο χάλυβας βρεθεί σε αρκετά μεγάλη θερμοκρασία (>800 °C) παραμορφώνεται, διογκώνεται και αποκολλάται από το σκυρόδεμα προκαλώντας ακόμα και εκτίναξη της επικάλυψης. Ο χάλυβας καθίσταται άχρηστος αφού δεν είναι σε θέση να παραλάβει εφελκυστικές δυνάμεις και να αποκτήσει ξανά την αντοχή του. Σε περίπτωση πυρκαγιάς περισσότερο απειλούνται τα εσωτερικά υποστυλώματα γιατί είναι εκτεθειμένα και από τις τέσσερις πλευρές τους στις φλόγες. Ένας από τους κυριότερους κινδύνους είναι η απόσχιση (spalling) του οπλισμένου σκυροδέματος, ιδίως στις γωνίες, οπότε εκτίθεται ο οπλισμός στην προσβολή των φλογών. Αν θερμανθεί άνω των 600o C φθάνει για τις συνήθεις φορτίσεις το όριο διαρροής του. Η αντοχή των υποστυλωμάτων οφείλεται κυρίως στο οπλισμένο σκυρόδεμα χάριν του οποίου αργεί να θερμανθεί το εσωτερικό.



Εικόνα 16 Εφελκυστική αντοχή χάλυβα σε σχέση με την θερμοκρασία (Τριανταφύλλου, 2005)

Οι διαστάσεις του σκυροδέματος αντιστοιχούν σε συντελεστή ασφαλείας 3 και αν αυτές είναι αρκετά μεγάλες, ακόμα κι αν αποφλοιωθούν οι επιφάνειες, το υποστυλώμα δεν καταρρέει. Υποστυλώματα διατομής πάνω από 40 x 40 cm αντέχουν σε πυρκαγιά 1½ ώρας, με το φορτίο του στατικού υπολογισμού. Υποστυλώματα 25 x 25 cm αντέχουν σε πυρκαγιά 1 ώρα. Σε υποστυλώματα πλευράς 20 cm έχουμε πρόβλημα όχι λόγω υπέρβασης της αντοχής σε θλίψη, αλλά από λυγισμό. Από πειράματα έχει προκύψει πως πρόσθετη επένδυση χρειάζονται υποστυλώματα με διάσταση κάτω από 25 cm. Σε περίπτωση που απαιτείται αυξημένη αντοχή, τυλίγουμε τον οπλισμό με ελαφρό πυκνό δομικό πλέγμα, το οποίο εμποδίζει την αποφλοίωση του σκυροδέματος, και επιπροσθέτως συντελεί στο διπλασιασμό της

αντοχής σε πυρκαγιά των λεπτών υποστρωμάτων (έως 30 cm). (Γ. Αργυρόπουλος, 2001)

2.5.3 Ενανθράκωση Σκυροδέματος

Το κύριο πρόβλημα από άποψη ανθεκτικότητας του οπλισμένου σκυροδέματος είναι η διάβρωση των οπλισμών. Οι ράβδοι οπλισμού που βρίσκονται στο σκυροδέμα προστατεύονται από τη διάβρωση μέσω ενός λεπτού στρώματος ένυδρου οξειδίου, που δημιουργείται χάρη στην υψηλή αλκαλικότητα του σκυροδέματος που τις περιβάλλει. Η αλκαλικότητα του σκυροδέματος χαρακτηρίζεται από μια τιμή pH περίπου 12,5. Σε αυτές τις συνθήκες ο χάλυβας βρίσκεται σε μια παθητική κατάσταση και για να διαβρωθεί θα πρέπει το παθητικό στρώμα που τον περιβάλλει να διασπαστεί ή να διαλυθεί. Διάλυση της παθητικής προστασίας του οπλισμού, μπορεί να συμβεί με τη μείωση του pH. Η μείωση του pH είναι αποτέλεσμα της ενανθράκωσης του σκυροδέματος. Η ενανθράκωση προκαλείται από τη χημική αντίδραση του διοξειδίου του άνθρακα (CO_2) το οποίο υπάρχει στην ατμόσφαιρα με το υδροξείδιο του ασβεστίου $\text{Ca}(\text{OH})_2$ του σκυροδέματος. Το διοξείδιο του άνθρακα (CO_2) μέσω των τριχοειδών ρηγματώσεων, διαπερνά την επιφάνεια του μπετόν, διαλυμένο στο νερό βροχής. (Τεχνογκρουπ Πραγματογνώμονες, 2009)

Η ενανθράκωση είναι μια διαδικασία η οποία συμβαίνει σε όλες τις κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος. Παράγοντες που αυξάνουν την ταχύτητα εξέλιξής της είναι :

- a) Η μειωμένη περιεκτικότητα του μπετόν σε τσιμέντο.
- b) Η αυξημένη αναλογία νερού / τσιμέντου. Το πλεονάζον και μη δυνάμενο να δεσμευτεί νερό, εξατμίζεται αφήνοντας τον όγκο του σαν τριχοειδή και πόρους που αργότερα θα είναι η αφετηρία της ενανθράκωσης.
- c) Η σχετική υγρασία του αέρα καθώς και η ποιότητα και το πάχος της επικάλυψης.

Η ύπαρξη ρωγμών στο σκυροδέμα αποτελούν μέσο για να περάσουν, τόσο το CO_2 όσο και τα χλωριόντα στον οπλισμό και να επιταχύνουν τη διαδικασία της διάβρωσης. Οι ρωγμές αυτές μπορεί να προέρχονται από συστολή ξήρανσης, από

υψηλές εντάσεις ή από διάφορες συγκρούσεις. (Τεχνογκρουπ Πραγματογνώμονες, 2009)

Η διάβρωση των οπλισμών του σκυροδέματος εντοπίζεται από τις συνέπειες της πάνω στο σκυρόδεμα. Τα σημάδια που μαρτυρούν ύπαρξη διαβρωμένου οπλισμού, εύκολα μπορούν να εντοπιστούν μετά από παρατήρηση του κτιρίου από τον πραγματογνώμονα – μηχανικό.



Ρηγμάτωση παράλληλα στους οπλισμούς

Τα προϊόντα της αντίδρασης της διάβρωσης του χάλυβα έχουν όγκο περίπου κατά 40% μεγαλύτερο από τον αρχικό όγκο χάλυβα. Με συνέπεια την δημιουργία ρηγματώσεων παράλληλα με τον οπλισμό



Αποφλοίωση Σκυροδέματος

Συμβαίνει απόσπαση μεγάλου επιφανειακού κομματιού σκυροδέματος σε βάθος ίσο περίπου με την επικάλυψη του οπλισμού



Σκουριά στην Επιφάνεια του Σκυροδέματος

Εμφανίζονται στις παρειές ή στον πυθμένα στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα



Εκτίναξη Επικάλυψης

Λόγω της μεγάλης τάσης εφελκυσμού που ασκείται από τον χάλυβα στο σκυρόδεμα συμβαίνει εκτίναξη της επικάλυψης. Παρατηρείται συνήθως σε περιπτώσεις χαμηλής ποιότητας σκυροδέματος και μεγάλης πυκνότητας οπλισμών

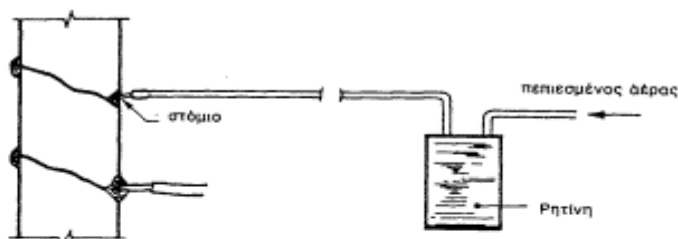
2.6 Επισκευή και Ενίσχυση Δομικών Στοιχείων

Η διαδικασία επισκευής ενός στοιχείου έχει ως στόχο την αποκατάσταση των αρχικών του μηχανικών χαρακτηριστικών που είχε πριν υποστεί τις βλάβες. Οι εργασίες που υλοποιούνται πραγματοποιούν πλήρη αποκατάσταση της διατομής του στοιχείου αλλά και επαναφορά της ακαμψίας του.

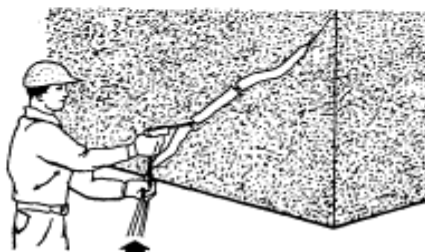
Το είδος της επέμβασης που θα επιλεγεί, η εφαρμογή της οποίας θα φέρει τη κατασκευή στην αρχική της κατάσταση θα πρέπει να επιλέγεται βάση των βλαβών που αναφέρθηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο.

2.6.1 Απλή Ρηγμάτωση

Στην περίπτωση εμφάνισης απλών ρηγματώσεων επισκευάζουμε με συγκόλληση των ρωγμών, με χρήση εποξειδικής ρητίνης. Ακολούθως, για τη διασφάλιση της αποκατάστασης της βλάβης τοποθετούνται στρώσεις σύνθετου υλικού περιμετρικά του υποστυλώματος. Στην περίπτωση ανάγκης αύξησης της φέρουσας ικανότητας και πλαστιμότητας του υποστυλώματος κατασκευάζεται μανδύας σκυροδέματος με έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Αντί αυτού μπορούν να τοποθετηθούν στρώσεις σύνθετου υλικού περιμετρικά του υποστυλώματος



Εικόνα 17
Επιφανειακή
αποφλοιώση του
σκυροδέματος και
ένεση με επιξειδική
ρητίνη



2.6.2 Μερική Αποδιοργάνωση Σκυροδέματος του Υποστρώματος

Η περίπτωση μερικής αποδιοργάνωσης κατατάσσεται στις τοπικές βλάβες στο φέροντα οργανισμού. Οι εργασίες επισκευής ακολουθούν δύο μεθοδολογίες. Τα βήματα εφαρμογής τους παρουσιάζονται ως εξής:

Μεθοδολογία Α

- a) Υποστύλωση
Καθαίρεση του αποδιοργανωμένου σκυροδέματος. Αποκάλυψη οπλισμών
- b) Συγκόλληση νέου οπλισμού και πυκνών κλειστών συνδετήρων
- c) Τοποθέτηση δομικού πλέγματος ή και ενίσχυση με ενσωματωμένη μεταλλική κατασκευή από γωνιακά ελάσματα και οριζόντια ελάσματα.
- d) Διάστρωση σκυροδέματος έγχυτου ή εκτοξευομένου για τη δημιουργία του μανδύα ή και ετοιμού κονιάματος σε σακιά.

Μεθοδολογία Β

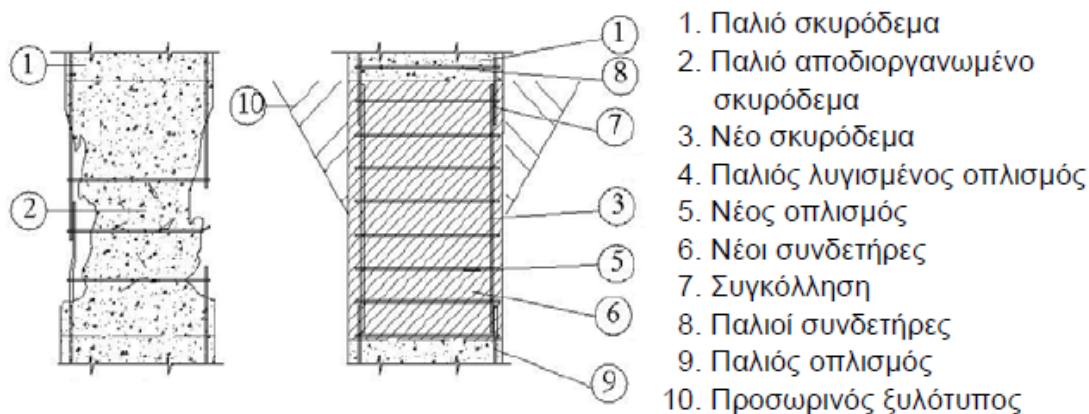
- a) Υποστύλωση.
- b) Καθαίρεση του αποδιοργανωμένου σκυροδέματος.
- c) Αποκάλυψη οπλισμών.
- d) Συγκόλληση νέου οπλισμού και πυκνών κλειστών συνδετήρων.
- e) Διάστρωση έγχυτου σκυροδέματος ή έτοιμου κονιάματος σε σακιά.
- f) Τοποθέτηση σύνθετου υλικού

2.6.3 Πλήρης Αποδιοργάνωση Σκυροδέματος του Υποστρώματος

Σύμφωνα με τα κατατάσσεται στις σημαντικές βλάβες του φέροντα οργανισμού. Στην περίπτωση αυτή επισκευάζουμε ως εξής:

- a) Υποστύλωση
- b) Πλήρης καθαίρεση του αποδιοργανωμένου τμήματος του υποστρώματος τουλάχιστον σε ύψος 30 cm.

- c) Έλεγχος του διαμήκους οπλισμού, ενίσχυση του αν απαιτείται και προσθήκη πυκνών συνδετήρων
 - d) Τοποθέτηση ξυλότυπου
 - e) Διάστρωση έγχυτου σκυροδέματος ή ετοιμού κονιάματος σε σακιά
- Περαιτέρω ενίσχυση με τοποθέτηση σύνθετου υλικού



Εικόνα 18 Τοπική αποκατάσταση ίσης διατομής υποστυλώματος, σε περίπτωση πλήρους αποδιοργάνωσης της βλαβείσας περιοχής (ΟΑΣΠ, 2001)

2.7 Ενισχύσεις Δομικών Κατασκευών

Στο κεφάλαιο 3.1 παρουσιάστηκαν οι μεθοδολογίες επεμβάσεων σε βλαφθέντα υποστυλώματα. Οι επιμέρους εργασίες παρουσιάζονται στα ακόλουθα υποκεφάλαια, ξεκινώντας από τις αναγκαίες προεργασίες.

2.7.1 Υποστύλωση

Στο στάδιο των προεργασιών εφαρμογής μεθόδων ενίσχυσης / επέμβασης υποστυλωμάτων, τοποθετούνται οι εργασίες υποστύλωσης. Σε σημεία όπου παρατηρείται αποδιοργάνωση του φέροντα οργανισμού προτείνεται η υποστύλωση ως και το πέρας των εργασιών. Υποστύλωση συνιστάται σε δομήματα τα οποία έχουν υποστεί σοβαρές βλάβες στα κατακόρυφα κυρίως στοιχεία τους (θραύση υποστυλωμάτων, σοβαρή ρηγμάτωση φερόντων τοίχων) αλλά και σε οριζόντια στοιχεία (δοκοί, πλάκες, στέγες), σε τέτοιο βαθμό ώστε να υπάρχει κίνδυνος

κατάρρευσης ή μη ασφαλούς εκτέλεσης των σκοπούμενων επεμβάσεων. (Δομική Πληροφορική, 2002)



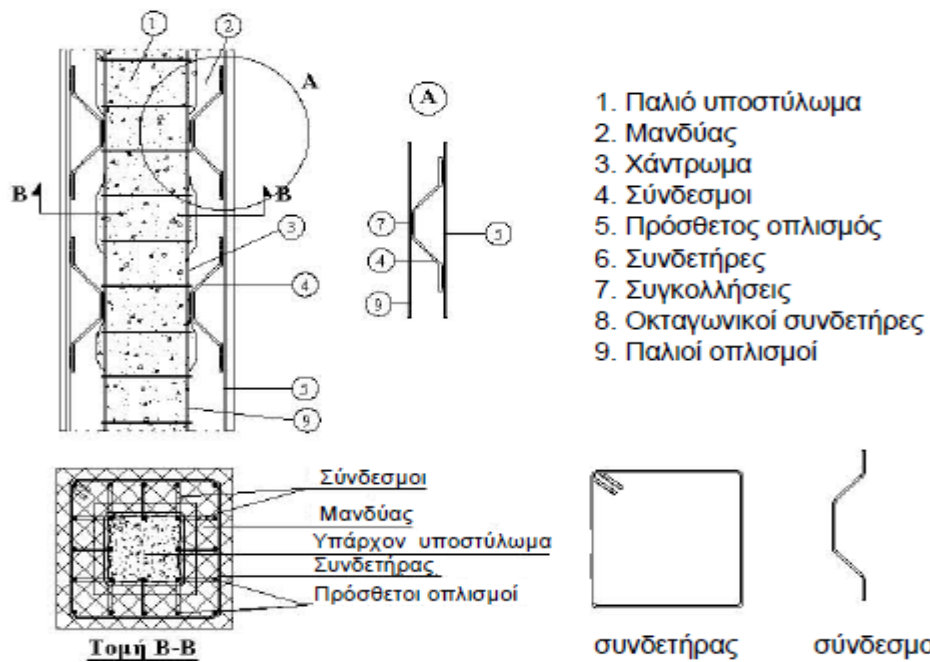
Εικόνα 19 Παραδείγματα οριζόντιας στήριξης.

Με την υποστήλωση επιτυγχάνεται,

- a) Ανακούφιση των βλαμμένων κατακόρυφων φερόντων στοιχείων από τα φορτία τους, μέσω κατάλληλα τοποθετούμενων πρόσθετων προσωρινών στοιχείων.
- b) Μείωση του κινδύνου κατάρρευσης του κτιρίου.
- c) Μερική μεταφορά των φορτίων σε άλλα στοιχεία του δομήματος που δεν έχουν αστοχήσει.

2.7.2 Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος

Η χρήση μανδύων από οπλισμένο σκυρόδεμα μπορεί να χαρακτηριστεί ως μια από τις αποτελεσματικότερες μεθόδους επισκευής και ενίσχυσης υποστυλωμάτων. Η διαδικασία κατασκευής αυτού του είδους μανδύων περιλαμβάνει μια σειρά βημάτων, η οποία έχει ως τελικό αποτέλεσμα την αύξηση της διατομής του υποστυλώματος και παράλληλα αύξηση της αντοχής, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητάς του. (Ε. Παππά, 2006)



Εικόνα 20 Ενίσχυση υποστυλώματος με προσθήκη μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος (ΟΑΣΠ, 2001)



Εικόνα 21 Ενίσχυση υποστυλωμάτων με μανδύες από Ο.Σ.

Η διαδικασία επισκευής περιλαμβάνει τα ακόλουθα βήματα:

- a) Υποστύλωση των δοκών που συντρέχουν στο βλαμμένο υποστύλωμα.
- b) Καθαίρεση βλαμμένου σκυροδέματος και διαμόρφωση κοιλοτήτων για καλύτερο εγκιβωτισμό του νέου υλικού.

- c) Μηχανική εκτράχυνση παλιού σκυροδέματος.
- d) Αποκάλυψη των παλιών οπλισμών και καθάρισμα τους από τη σκουριά.
- e) Έκπλυση με άφθονο νερό υπό πίεση.
- f) Τοποθέτηση νέου οπλισμού αγκύρωσης.
- g) Συγκόλληση νέου οπλισμού και πυκνών κλειστών συνδετήρων.
- h) Συμπληρωματική εκτράχυνση επιφάνειας αναμονής παλιού σκυροδέματος καθώς και νέων και παλιών οπλισμών με αμμοβολή .
- i) Διάστρωση εκτοξευόμενου σκυροδέματος (πάχους >3cm) για δημιουργία μανδύα όταν πρόκειται για τοπική βλάβη με αποδιοργάνωση σκυροδέματος.
- j) Τοποθέτηση ξυλοτύπου και διάστρωση έγχυτου σκυροδέματος ή έτοιμου κονιάματος (πάχους >10cm) για σοβαρή βλάβη με πλήρη αποδιοργάνωση σκυροδέματος .

Στις περιπτώσεις που η ενίσχυση του υποστυλώματος έχει ως σκοπό την αύξηση της πλαστιμότητας και όχι την αύξηση της καμπτικής αντοχής του, κατασκευάζεται μανδύας ο οποίος τερματίζεται 30-50 mm χαμηλότερα από τη στάθμη του πυθμένα των δοκών.

2.7.3 Ινοπλισμένα πολυμερή – Σύνθετα υλικά

Ενίσχυση υποστυλωμάτων με επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης και αύξηση πλαστιμότητας. Η αύξηση της πλαστιμότητας επιτυγχάνεται μέσω της τριαξονικής θλίψης που αναπτύσσεται στο στοιχείο προς ενίσχυση με περίσφιγξη από μανδύα ινοπλισμένου πολυμερούς. Ως αποτέλεσμα έχουμε και αύξηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος.

Αύξηση αντοχής σε τέμνουσα. Σε αντιστοιχία με το συμβατικό οπλισμό διάτμησης, τοποθετούνται επικολλητά φύλλα ινοπλισμένων πολυμερών στο στοιχείο προς ενίσχυση τα οποία μπορούν να παραλάβουν τέμνουσα δύναμη. Η μορφή των σύνθετων υλικών μπορεί να έχουν μορφή είτε ολόσωμου μανδύα είτε μορφή μανδύων περιορισμένου ύψους (κολάρα).

Τα σύνθετα υλικά τοποθετούνται στις επιφάνειες των υποστλωμάτων και αποτελούν ένα είδος μόνιμου εξωτερικού τους οπλισμού. Η σύνδεση και η συνεργασία των διαφορετικών υλικών επιτυγχάνεται μέσω εποξειδικών ρητινών και διακρίνονται για την ευκολία εφαρμογής τους. Τα ινοπλισμένα πολυμερή διακρίνονται σε :



Εικόνα 22 Εξωτερικής περίσφιγξη με frps

- a) Υφάσματα, ράβδους και ελάσματα ινών άνθρακα
- b) Υφάσματα ινών υάλου
- c) Υφάσματα ινών πολυαραμίδης (Kevlar)

Η επιλογή ενός εκ των ανωτέρω κατηγοριών εξαρτάται από το είδος της ενίσχυσης που επιδιώκεται να επιτευχθεί αλλά και από τις περιβαλλοντολογικές συνθήκες εφαρμογής. (Κ. Σιδέρης, 2009)

Οι συνήθεις τύποι ινών είναι από γυαλί (GFRP), από άνθρακα (CFRP) ή αραμίδιο (AFRP) με πολύ μικρή διάμετρο της τάξης των 5-25 μm. Συγκεκριμένα στα υποστλώματα, τα υλικά αυτά τοποθετούνται σε δυο διευθύνσεις. Στην περίπτωση που είναι επιθυμητός ο εγκιβωτισμός του στοιχείου για την αύξηση της διατμητικής του αντοχής οι ίνες τους τοποθετούνται σε οριζόντια διεύθυνση. Στην περίπτωση που θέλουμε αύξηση της καμπτικής αντοχής του στοιχείου, θα πρέπει να χρησιμοποιηθούν και φύλλα με τις ίνες τους σε κατακόρυφη διεύθυνση.

2.7.4 Guniting - Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (sprayed concrete ή shotcrete ή guniting) που χρησιμοποιείται σε απαιτήσεις ενισχύσεων με σκυρόδεμα λεπτής διαβάθμισης αδρανών το οποίο σκυροδετείται με εκτόξευση. Η χρήση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος συνδυάζεται συνήθως με την ενίσχυση με νέους οπλισμούς και με τη στερέωση λεπτού δομικού πλέγματος εξωτερικώς για τη συγκράτηση του, ιδίως σε στρώσεις μεγάλου πάχους. (Δομική Πληροφορική, 2002) Η εφαρμογή του απαιτεί ειδικό εξοπλισμό και κατάλληλα εκπαιδευμένο προσωπικό. Τα κύρια χαρακτηριστικά του είναι:



Εικόνα 23 Χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος

- a) Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα έχει υψηλή θλιπτική αντοχή επειδή ο συντελεστής N/T είναι χαμηλός και εξαιτίας της μεγάλης ταχύτητας εκτόξευσης η οποία επιφέρει ιδιαίτερα υψηλή συμύκνωση.
- b) Η πρόσφυση με το υφιστάμενο στοιχείο είναι ιδιαίτερα υψηλή λόγω της μεγάλης ταχύτητας εκτόξευσης.
- c) Δεν απαιτούνται ξυλότυποι για τη στήριξη του, καθώς το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα αυτοστηρίζεται.
- d) Η σκυροδέτηση μπορεί να πραγματοποιηθεί σε δυσπρόσιτες θέσεις αφού η εγκατάσταση είναι κινητή.

Οι συνήθειες μέθοδοι παραγωγής είναι η ξηρά και η υγρή μέθοδος. Σε επεμβάσεις ενισχύσεων εφαρμόζεται κυρίως η ξηρά μέθοδος εφόσον αυτή πλεονεκτεί έναντι της υγρής σε κλειστούς χώρους.

2.7.5 Ρητινενέσεις

Η χρήση των εποξειδικών ρητινών είναι ιδιαίτερα αυξημένη στις επεμβάσεις κυρίως για την αποκατάσταση ρωγμών αλλά και για άλλες εφαρμογές. Η τεχνική της ρητινένεσης απαντάται κυρίως στον φέροντα οργανισμό κατασκευών από σκυρόδεμα και στις τοιχοποιίες.

Στοχεύει στην επανάκτηση της αρχικής φέρουσας ικανότητας ρηγματωμένων φορέων καθώς και της ακαμψίας τους. Συνιστάται για την προστασία κατά της διάβρωσης του οπλισμού, τη δημιουργία ανθεκτικής σύνδεσης τμημάτων σκυροδέματος και για τη στεγανοποίηση.



Εικόνα 24 Εφαρμόζονται για συγκολλήσεις ρωγμών οπλισμένου σκυροδέματος που εμφανίζονται κυρίως στα σεισμόπληκτα κτίρια



Εικόνα 25 Σφραγίζεται η εκάστοτε ρωγμή με εποξειδική πάστα σε όλο το ανάπτυγμά της

Σε πρώτο στάδιο, σφραγίζεται η εκάστοτε ρωγμή με εποξειδική πάστα σε όλο το ανάπτυγμά της. Στην συνέχεια τοποθετούνται ακροφύσια (ανοιχτοί πόροι) σε επιλεγμένες θέσεις μέσω των οποίων γίνεται η ρητινένεση. Ακολούθως, γίνεται καθαρισμός της ρωγμής σε βάθος με πεπιεσμένο αέρα που διοχετεύεται μέσω των ακροφυσίων. Τελικό στάδιο της διαδικασίας είναι η διοχέτευση της εποξειδικής ρητίνης αναμεμιγμένης με σκληρυντή από τα κατώτερα ακροφύσια στα ανώτερα (για να μην αφήσει κενά) με σκοπό να γεμίσει η ρωγμή. Μετά από ορισμένο χρόνο (6 έως 48 ώρες) ανάλογα βέβαια με την θερμοκρασία του περιβάλλοντος, η εποξειδική ρητίνη σκληρύνεται αποκτώντας αντοχές πολύ υψηλότερες από αυτές του σκυροδέματος, ενώ παράλληλα επανασυγκολεύει το ρηγματωμένο τμήμα.

Τα βασικά πλεονεκτήματα της τεχνικής εισπίεσης εποξειδικών ρητινών είναι:

- a) Ως υλικό οι εποξειδικές ρητίνες έχουν αντοχή 5~10 φορές μεγαλύτερη από το σκυρόδεμα σε θλίψη και 2~6 φορές σε εφελκυσμό.
- b) Η πρόσφυση με το σκυρόδεμα και το χάλυβα είναι υψηλή.
- c) Παρουσιάζουν μικρή συστολή ξήρανσης και μικρό βαθμό ερπυσμού.
- d) Έχουν μεγάλη συγκολλητική ικανότητα.
- e) Είναι υλικό με χαμηλό ιξώδες, γεγονός που επιτρέπει την εισχώρηση σε όλο το βάθος της ρωγμής.
- f) Μικρή έως καθόλου μείωση της συνάφειας με τη πάροδο του χρόνου και εξαιρετική ανθεκτικότητα σε περιβαλλοντικές προσβολές.
- g) Δεν παρουσιάζουν γήρανση.
- h) Δεν επηρεάζουν τις διαστάσεις των στοιχείων προς εφαρμογή.

Θα πρέπει να αναφερθεί ότι για τη κατάλληλη επιλογή εποξειδικής ρητίνης θα πρέπει να εκτιμηθούν οι ιδιότητές της ανάλογα με την εφαρμογή στην οποία προορίζεται όπως το ιξώδες, το μέτρο ελαστικότητας και ο χρόνος πήξης. (Κ. Σιδέρης, 2009)

3. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΥΠΟ ΕΞΕΤΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Εισαγωγή

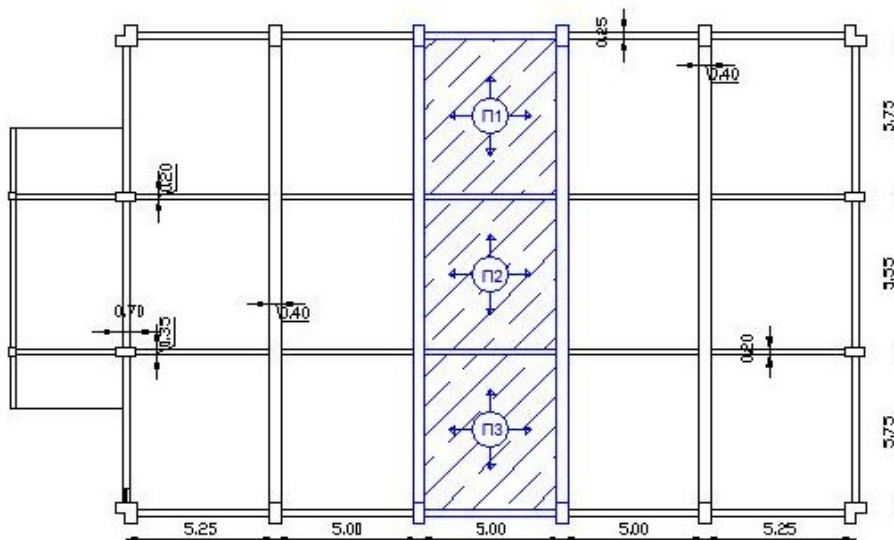
Αντικείμενο μελέτης του παρόντος κεφαλαίου θα αποτελέσει η στατική επίλυση του γυμναστηρίου της Σχολής Α.Σ.ΠΑΙ.Τ.Ε. Το υπό μελέτη κτίριο είναι ένας πλαισιακός φορέας οπλισμένου σκυροδέματος με επαναλαμβανόμενα πλαίσια όπου συνδέονται με διαδοκίδες, δοκούς και υποστυλώματα.

Η έρευνα περιλαμβάνει τον επιτόπιο έλεγχο της κατασκευής για την κατανόηση της παθολογίας του φέροντα οργανισμού.

Το κτίριο κατασκευάστηκε το 1967. Δηλαδή προ του 1981 επομένως δεν υπόκειται στους ισχύοντες κανονισμούς. Οι έλεγχοι που θα γίνουν βασίζονται στον ΕΑΚ 2000 και τον ΕΚΟΣ 2000. Με βάση τα αποτελέσματα της ανάλυσης θα γίνει η αποτίμηση της υφιστάμενης κατάστασης των κυριότερων δομικών στοιχείων και θα καθοριστεί εάν ο φέρον οργανισμός του κτιρίου μπορεί να μεταφέρει με ασφάλεια τα φορτία που προκύπτουν από τους ισχύοντες κανονισμούς στα θεμέλια της κατασκευής και να διερευνηθεί αν απαιτείται επισκευή ή ενίσχυση επί μέρους δομικών στοιχείων.

3.1 Γεωμετρικά Δεδομένα

Η κατασκευή η οποία εξετάζεται στη παρούσα πτυχιακή εργασία είναι το γυμναστήριο της σχολής Α.Σ.ΠΑΙ.Τ.Ε., η οποία είναι κατασκευασμένη το 1967. Πρόκειται για ένα μονώροφο 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 26 Κάτοψη των πλακών του κτιρίου

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

3.2 Υλικά Κατασκευής

Τα δομικά στοιχεία της ανοδομής είναι κατασκευασμένα από οπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας B 225 (αντιστοιχεί ανάμεσα στις κατηγορίες C12/15 και C16/20) και αντοχής 18 MPa. Η κατηγορία σκυροδέματος της θεμελίωσης είναι B 160 (αντιστοιχεί ανάμεσα στις κατηγορίες C8/10 και C12/15) και η αντοχή είναι 12 MPa. Οι πλάκες οροφής είναι τετραέριστες και έχουν δύο κύριους οπλισμούς $\Phi 8/16$ και τα αγκύρια που συνδέουν μεταξύ τους τις πλάκες είναι $\Phi 8/32$.

Οι πλακοδοκοί της πλαισιακής 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.

4. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Εισαγωγή

Στο παρόν κεφάλαιο της εργασίας παρουσιάζεται η μεθοδολογία αποτίμησης της αντοχής των υφιστάμενων δομικών στοιχείων. Η ανάλυση περιλαμβάνει τον υπολογισμό των φορτίων, τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών, την στατική ανάλυση και τον έλεγχο της κατασκευής.

4.1 Υπολογισμός Φορτίων

Τα φορτία που λαμβάνονται υπόψη είναι : Μόνιμα, Κινητά, Χιονιού, Σεισμού

Για τον υπολογισμό των μόνιμων φορτίων εφαρμόστηκε ο τύπος : $W_{\pi\lambda} = h_{\pi\lambda} * \gamma * d_{\pi\lambda}$
Όπου $g : 9,81\text{m/s}^2$, $h_{\pi\lambda} : 0,12\text{m}$, $\gamma : 25\text{kN/m}^3$, $d_{\pi\lambda} : 5\text{m}$. Το φορτίο πολλαπλασιάστηκε με συντελεστή ασφαλείας 1,35

$$W_{\pi\lambda} = 1,35 * 0,12 * 25 * 5 = 20,25\text{kN/m}^2$$

Για τον υπολογισμό των κινητών φορτίων λαμβάνουμε υπόψη $q_k = 2\text{kN/m}^2$. Το φορτίο πολλαπλασιάστηκε με το $d_{\pi\lambda}$ και με συντελεστή ασφαλείας 1,35

$$q_k = 1,5 * 1 * 5 = 7,5\text{kN/m}^2$$

Για τον υπολογισμό του φορτίου το χιονιού εφαρμόζεται ο τύπος : $S = \mu_i * C_e * C_t * S_k$
Όπου $\mu_i : 0,8$, $C_e : 1$, $C_t : 1$, $S_k : 0,89$. Το αποτέλεσμα πολλαπλασιάζεται με συντελεστή ασφαλείας 1 και το $d_{\pi\lambda} : 5\text{m}$.

$$S = 1 * 0,712 * 5 = 3,56\text{kN/m}^2$$

Για τον υπολογισμό του φορτίου του σεισμού χρησιμοποιούμε την εξής μεθοδολογία:

Υπολογισμός βάρους: $W = l \cdot d \cdot \gamma = 17 \cdot 5 \cdot 25 = 2,125 \text{ kN}$

Υπολογισμός μάζας: $\frac{W}{g} = 2.125/9.81 = 216.61 \text{ Tn}$

Υπολογισμός Ακαμψιάς : $K_{ολ} = K_1 + K_2 + K_3 + K_4 = 4 \cdot K_1$ (επειδή $K_1=K_2=K_3=K_4$)

$K_1 = 11.354$, $K_{ολ} = 4 \cdot 11.354 = 45.41 \text{ Kn/m}$

Υπολογισμός Ιδιοπεριόδου : $T = 0.43 \text{ sec}$

Υπολογισμός Επιτάχυνσης Σχεδιασμού : $\Phi d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} = 0.131g$

Υπολογισμός Δύναμης Σχεδιασμού : $F = 216.61 \cdot 0.131 \cdot 9.81 = F_{σχ} = 278 \text{ kN}$

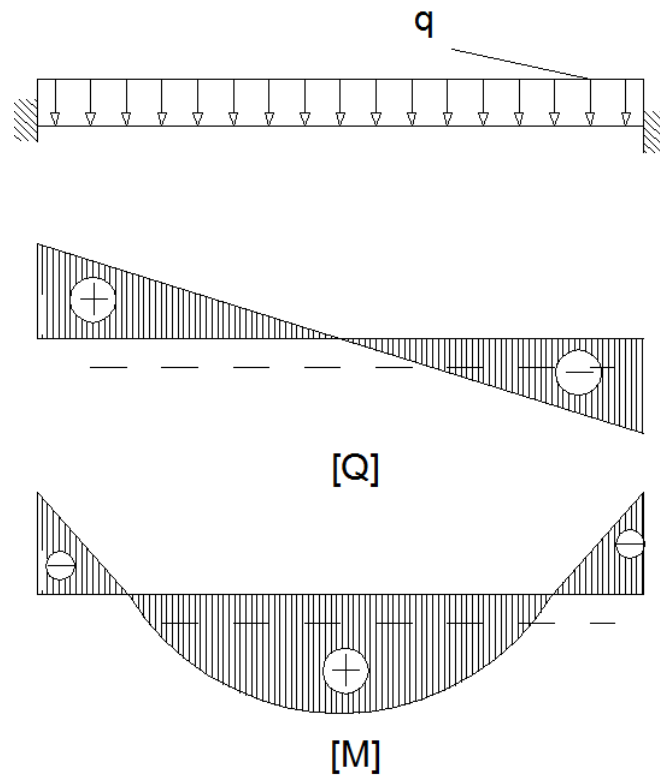
Για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών απαιτείται το συνολικό κατανεμημένο φορτίο $W_{πλ} + q_k + S = 31,31 \text{ kN/m}$

4.2 Υπολογισμός Εντατικών Μεγεθών

Το συνολικό φορτίου που ασκείται στην δοκό υπολογίστηκε $31,31 \text{ kN/m}^2$

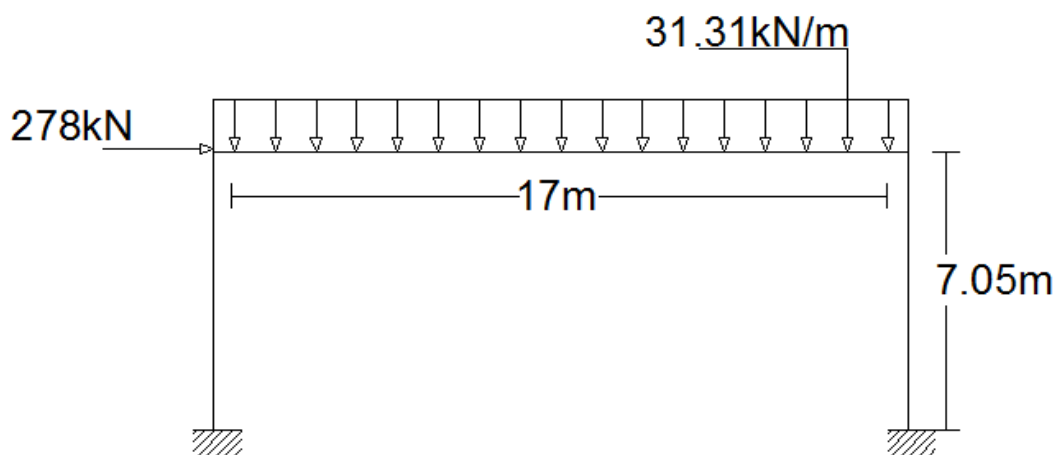
$$V_A = V_B = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{31,31 \cdot 17}{2} = 266,14 \text{ kN}$$
$$M_A = M_B = M_{στηρ} = -\frac{q \cdot l^2}{12} = -\frac{31,31 \cdot 17^2}{12} = -754,00 \text{ kNm}$$
$$\frac{q \cdot l}{24}$$

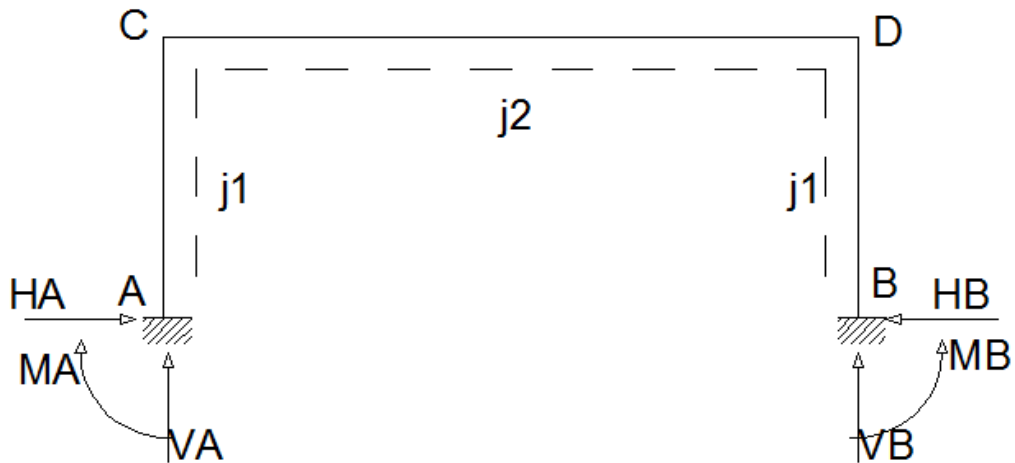
$$M_{ανοιγ} = \quad \quad \quad == 377,00 \text{ kNm}$$



4.3 Επίλυση Στατικού Πλαισίου

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τον υπολογισμό των στατικών φορτιών προκύπτει το εξής στατικό πλαίσιο





Υπολογισμός δυσκαμψίας γίνεται από τον τύπο $k = \frac{I_2}{I_1} *$. Θα πρέπει πρώτα να υπολογιστούν οι ροπές αδρανείας για τα δοκάρια και την πλάκα βάσει του τύπου $J_1 = \frac{B * H^3}{12}$

$$J_1 = \frac{B * H^3}{12} = 0,013$$

$$J_2 = 0,024$$

$$k = \frac{I_2}{I_1} * = \frac{0,024}{0,013} * = 0,77$$

Στην συνέχεια υπολογίζονται οι αντιδράσεις για μοναδιαίο φορτίο.

Οριζόντιες αντιδράσεις στις στηρίξεις του πλαισίου (θέσεις A-B):

$$H = H_A = H_B = \frac{q * l^2}{4h(k + 2)} = \frac{1 * 17^2}{4 * 7,05(0,77 + 2)} = 3,70 \text{ kN}$$

Κατακόρυφες αντιδράσεις στις στηρίξεις του πλαισίου (θέσεις A-B):

$$V_A = V_B = \frac{q * l}{2} = \frac{1 * 17}{2} = 8,5 \text{ kN}$$

Ροπές στις στηρίξεις του πλαισίου (θέσεις A-B):

$$M_A = M_B = \frac{q * l^2}{12(k+2)} \Leftrightarrow M_A = M_B = \frac{1 * 17^2}{12(0,77+2)} = 8,7 \text{ kNm}$$

Ροπές στους κόμβους δοκών- υποστυλωμάτων (θέσεις C-D):

$$M_C = M_D = -\frac{q * l^2}{6(k+2)} = -\frac{2}{3} * H * h \Leftrightarrow M_C = M_D = -\frac{1 * 17^2}{6(0,77+2)} = -17,39 \text{ kNm}$$

4.3.1 1^{ος} συνδυασμός φορτίων $q = 31,31 \text{ kN/m}$ (1,35G+1,5Q+1S)

Οριζόντιες αντιδράσεις στις στηρίξεις του πλαισίου (θέσεις A-B):

$$H = H_A = H_B = 3,70 * 31,31 = 115,85 \text{ kN}$$

Κατακόρυφες αντιδράσεις στις στηρίξεις του πλαισίου (θέσεις A-B):

$$V_A = V_B = 8,5 * 31,31 = 266,14 \text{ kN}$$

Ροπές στις στηρίξεις του πλαισίου θέσεις (θέσεις A-B):

$$M_A = M_B = 8,7 * 31,31 = 272,40 \text{ kNm}$$

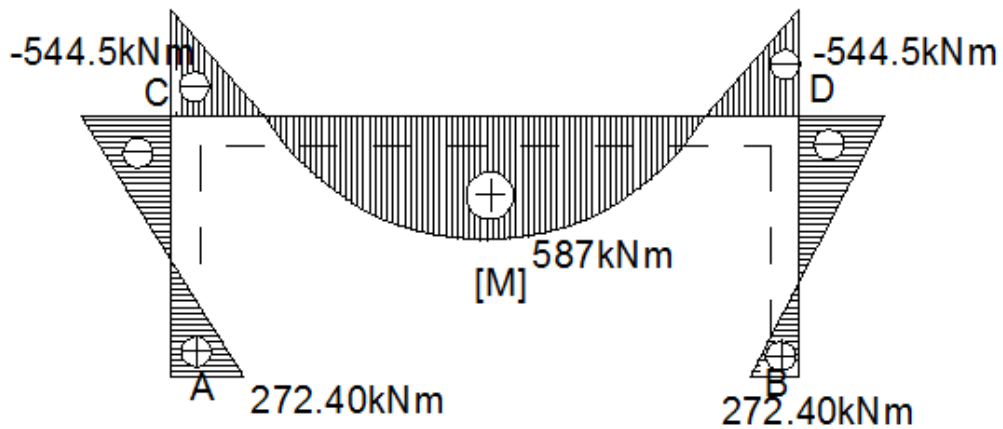
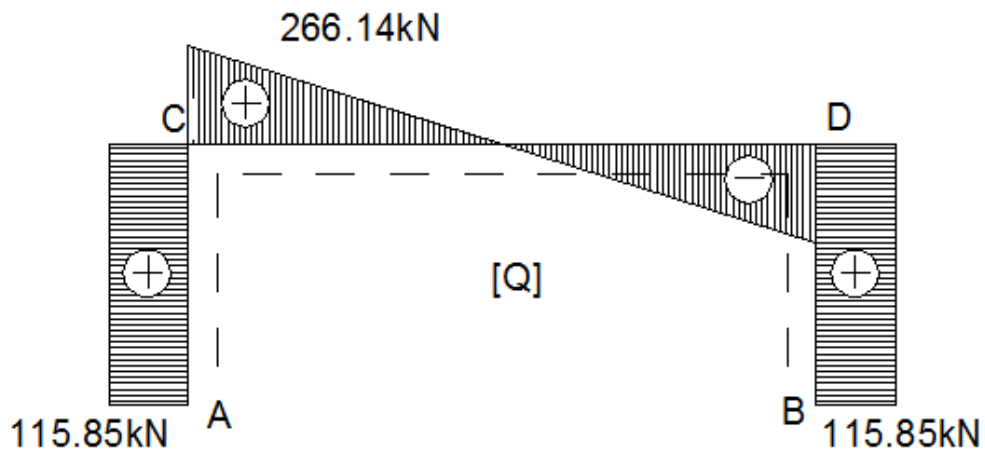
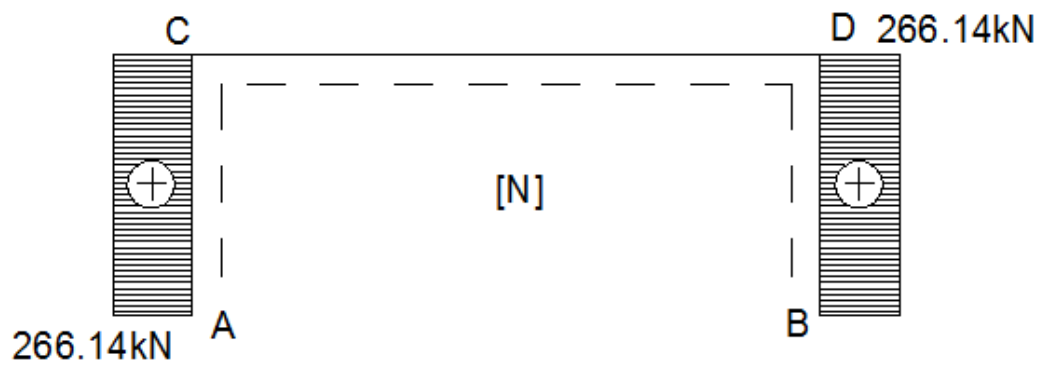
Ροπές στους κόμβους δοκών - υποστυλωμάτων (θέσεις C-D):

$$M_C = M_D = -17,39 * 31,31 = -544,5 \text{ kNm}$$

Ροπή στο άνοιγμα του δοκαριού:

$$M_{\text{ανοίγ}} = H_A * h - V_A * l/2 - M_A + q * l/2 * l/4 = 115,85 * 7,05 - 266,14 * 17/2 - 272,40 + 31,31 * 17/2 * 17/4 = 587 \text{ kNm}$$

Διαγράμματα 1^ο συνδυασμού φορτίων



4.3.2 2^{ος} Συνδυασμός Φορτίων $q = 17,57 \text{ kN/m}$ (1G+0,3Q+0,3S)

Το q προκύπτει ως $1G + 0.3Q + 0.3S$ το οποίο με αντικατάσταση προκύπτει

$$15 + 1,5 + 1,07 = 17,57$$

Οριζόντιες αντιδράσεις στις στηρίξεις του πλαισίου (θέσεις A-B):

$$H = H_A = H_B = 3,70 * 17,57 = 65,00 \text{ kN}$$

Κατακόρυφες αντιδράσεις στις στηρίξεις του πλαισίου (θέσεις A-B):

$$V_A = V_B = 8,5 * 17,57 = 149,00 \text{ kN}$$

Ροπές στις στηρίξεις του πλαισίου θέσεις (θέσεις A-B):

$$M_A = M_B = 8,7 * 17,57 = 152,90 \text{ kNm}$$

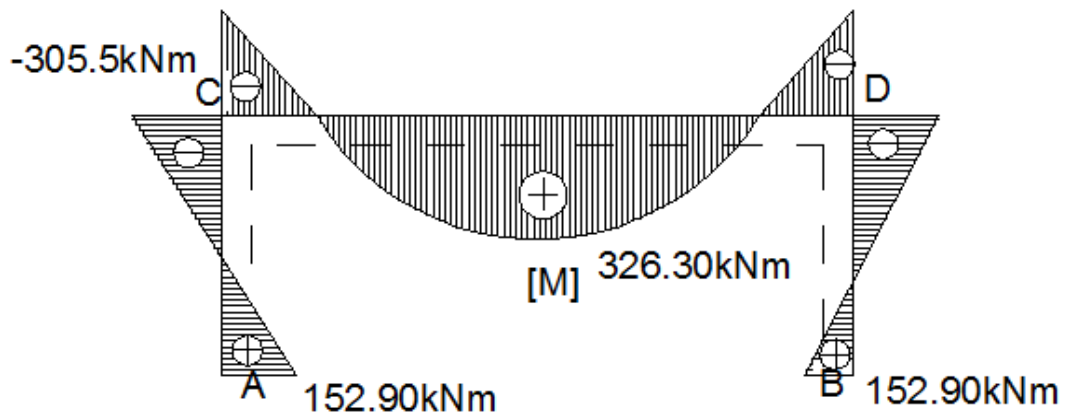
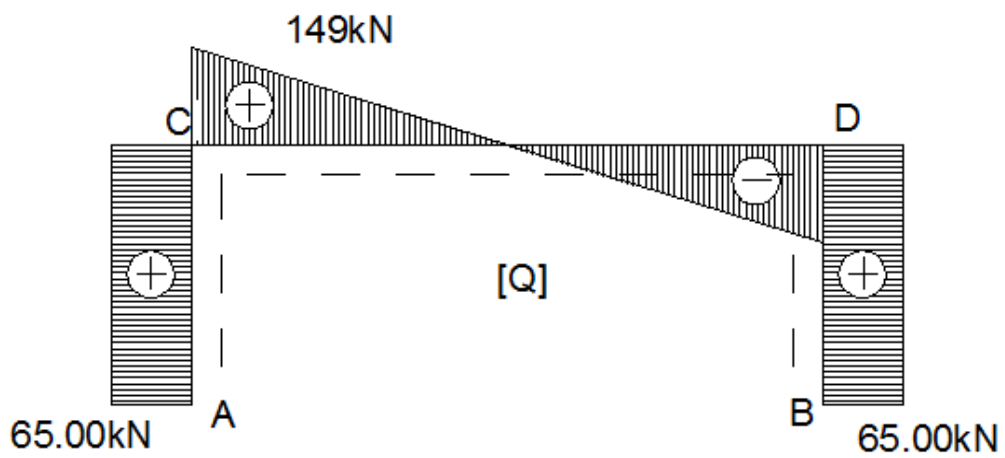
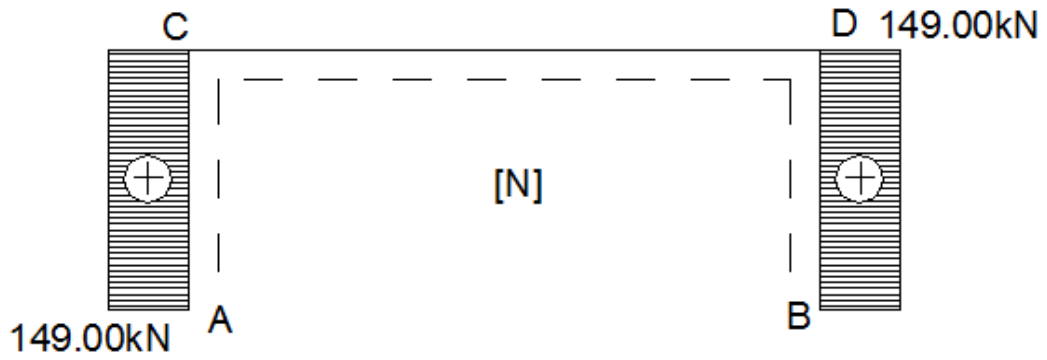
Ροπές στους κόμβους δοκών - υποστυλωμάτων (θέσεις C-D):

$$M_C = M_D = - 17,39 * 17,57 = - 305,5 \text{ kNm}$$

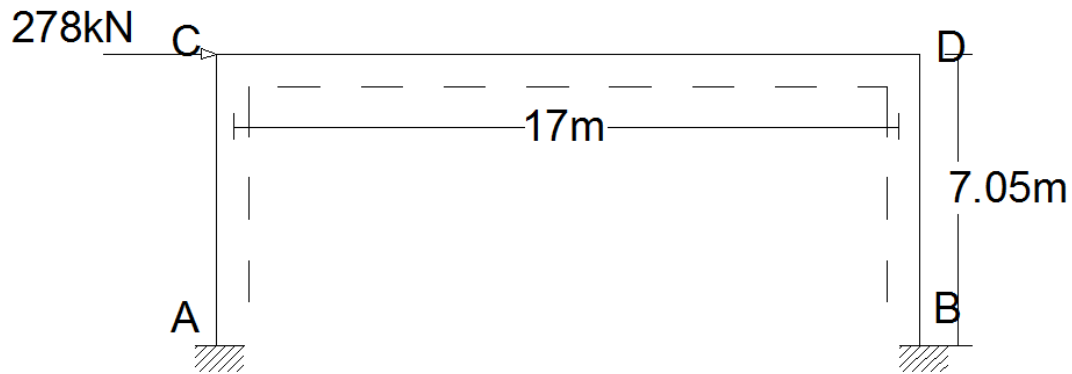
Ροπή στο άνοιγμα του δοκαριού:

$$\begin{aligned} M_{\text{ανοιγ}} &= H_A * h - V_A * l/2 - M_A + q * l/2 * l/4 = 65 * 7,05 - 149 * 17/2 - 152,90 \\ &+ 17,57 * 17/2 * 17/4 = 326,30 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Διαγράμματα 2^ο συνδυασμού φορτίων



4.3.3 Φορτίο σεισμού



$$k = \frac{I_2}{I_1} = \frac{0,024}{0,013} = 0,77$$

$$I_1 = \frac{B * H^3}{12} = 0,013$$

$$I_2 = 0,024$$

Για φορτίο σεισμό $w = 1 \text{ kN/m}$ προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα. Οριζόντιες αντιδράσεις στις στηρίξεις του πλαισίου (θέσεις A-B):

$$H_A = -H_B = \frac{W}{2} = 0,5 \text{ kN}$$

Κατακόρυφες αντιδράσεις στις στηρίξεις του πλαισίου (θέσεις A-B):

$$V_A = -V_B = \frac{3 * 1 * 7,05 * 0,77}{17 * (6 * 0,77 + 1)} = 0,17 \text{ kN}$$

Ροπές στις στηρίξεις του πλαισίου (θέσεις A-B):

$$M_A = -M_B = \frac{W * h}{2} * \frac{1 * 7,05}{2} * \frac{3 * 0,77 + 1}{6 * 0,77 + 1} = 2,08 \text{ kNm}$$

Ροπές στους κόμβους δοκών- υποστυλωμάτων (θέσεις C-D):

$$M_C = - M_D = - \frac{W * h}{2} * \left(\frac{1 * 7,05}{2} * \frac{3 * 0,77}{6 * 0,77 + 1} \right) = - 1,45 \text{ kNm}$$

Το φορτίο σεισμού υπολογίστηκε $w = V_0 = 278 \text{ kN/ m}$ Για αυτή την τιμή θα υπολογιστούν αρχικά οι οριζόντιες αντιδράσεις στις στηρίξεις του πλαισίου (θέσεις A-B):

$$H_A = - H_B = 0,5 * 278 = 139 \text{ kN}$$

Στην συνέχεια υπολογίζονται οι κατακόρυφες αντιδράσεις στις στηρίξεις του πλαισίου (θέσεις A-B):

$$V_A = - V_B = 0,17 * 278 = 47,26 \text{ kN}$$

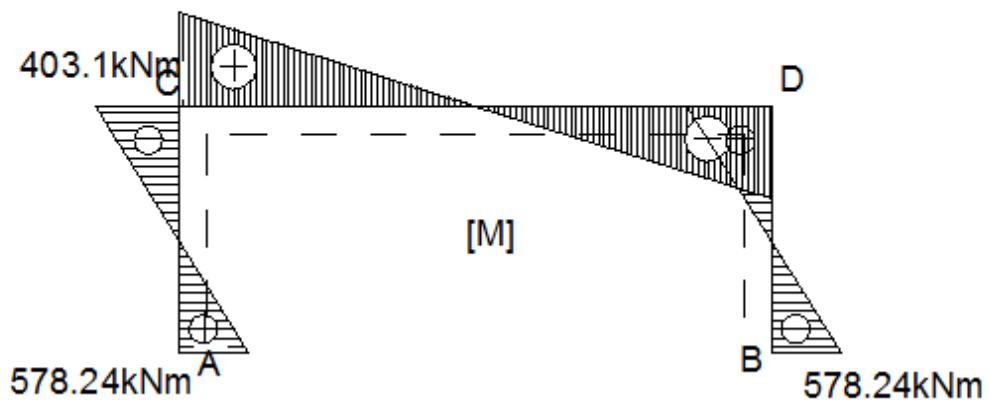
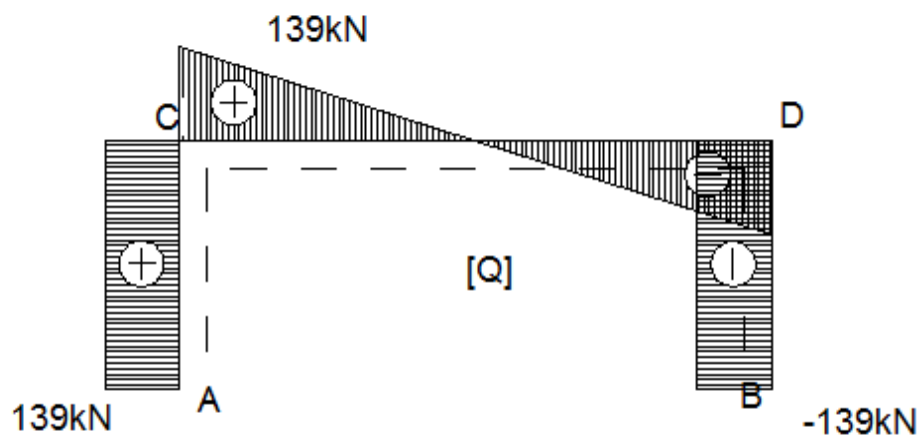
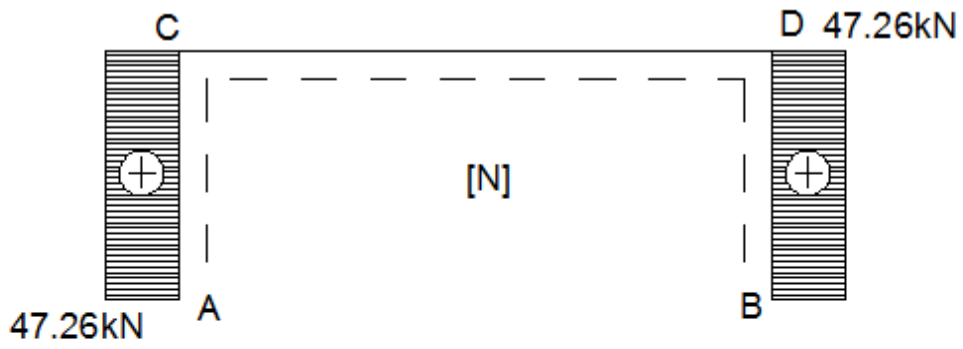
Τέλος υπολογίζονται οι ροπές στις στηρίξεις του πλαισίου (θέσεις A-B) και οι Ροπές στους κόμβους δοκών- υποστυλωμάτων (θέσεις C-D):

$$M_A = - M_B = 2,08 * 278 = 578,24 \text{ kNm}$$

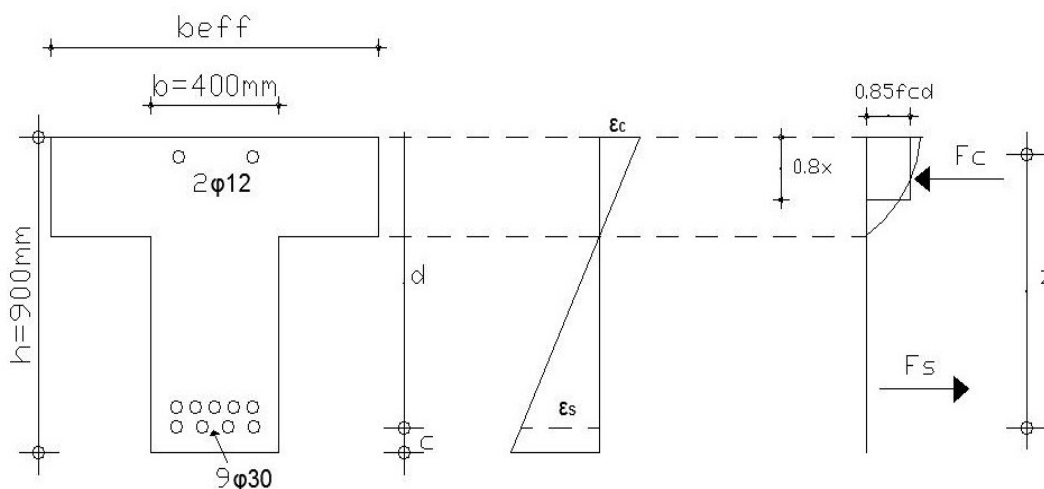
$$M_C = - M_D = - 1,45 * 278 = -403,1 \text{ kNm}$$

Η ροπή στο άνοιγμα του δοκαριού θα πρέπει να ισούται με μηδέν

$$M_{\text{ανοιγ}} = M_C + V_A L/2 = -403,1 + 47,26 * 17/2 = 0 \text{ kNm}$$



4.4 Έλεγχος Οπλισμού Δοκού στη μη Κρίσιμη Περιοχή



Προσδιορισμός θλιπτικής αντοχής - Δεδομένα από δοκό 1

$$d = h - c = 900\text{mm} - 0,70\text{mm} = 830\text{mm}$$

όπου **d**: στατικό ύψος

h: ύψος δοκού

c: επικάλυψη σκυροδέματος

$$l_0 = 0,8 * l = 0,8 * 17 = 13,6\text{m}$$

όπου **l**: το μήκος της δοκού

$$b_{\text{eff}} = b_w * (l_0 / 5) = 400 + 13600 / 5 = 3120\text{cm}$$

όπου **b_{eff}**: το πλάτος της δοκού με τα συνεργαζόμενα μήκη

Συνισταμένη θλιπτική δύναμη

$$F_c = 0,85 * f_{cd} * 0,8x * b = 0,85 * 12 * 0,8x * 3120 = 25460x \text{ N}$$

Συνισταμένη εφελκυστική δύναμη *Έστω ότι ο χάλυβας έχει διαρρεύσει*

$$F_s = A_s * f_{yd} = 6358,5 * 191,30 = 121638,05 \text{ N} = 121 \text{ kN}$$

$$A_s = 9 * \frac{\pi * d^2}{4} = 9 * \frac{3,14 * 30^2}{4} = 6358,5 \text{ mm}^2$$

όπου **A_s**: εμβαδό οπλισμού

Πάχος θλιβόμενης ζώνης από ισορροπία δυνάμεων

$$F_c = F_s \Rightarrow x = \frac{121638,05}{25460} = 48 \text{ mm}$$

Έλεγχος αρχικής υπόθεσης

$$\frac{\epsilon_c}{\epsilon_s} = \frac{x}{d-x} \Rightarrow \epsilon_s = \frac{d-x}{x} * \epsilon_c \Rightarrow \epsilon_s = \frac{830-48}{48} * 0,0035 = 0,057$$

όπου ϵ_c : σημείο αστοχίας σκυροδέματος

ϵ_s : παραμόρφωση χάλυβα

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{220}{200000} = 0,0011$$

όπου **E_s**: μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος

$$\epsilon_s > \epsilon_y$$

ισχύει, άρα διαρρέει πρώτα ο χάλυβας

$$z = d - 0,4x = 830 - (0,4 * 48) = 810,8$$

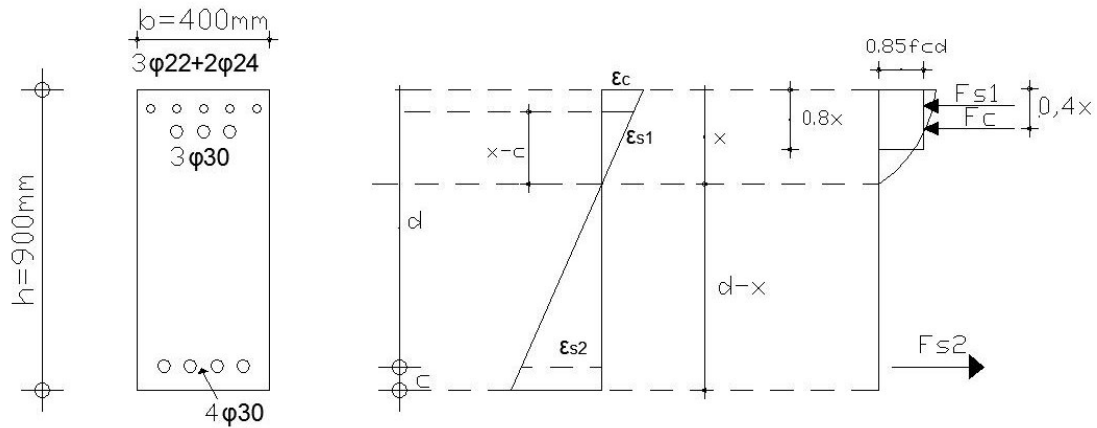
όπου **M**: ροπή κάμψης

x: το ύψος της θλιβόμενης ζώνης

Υπολογισμός καμπτικής αντοχής

$$M = F_s * z = 1216381,05 * 810,80 = 986241755,3 \text{ Nmm} = 986,2 \text{ kNm}$$

4.5 Έλεγχος Οπλισμού Δοκού στη Κρίσιμη Περιοχή



Προσδιορισμός θλιπτικής αντοχής - Δεδομένα από δοκό 1

$$d = h - c = 900\text{mm} - 0,70\text{mm} = 830\text{mm}$$

όπου **d**: στατικό ύψος

h: ύψος δοκού

c: επικάλυψη σκυροδέματος

Συνισταμένη θλιπτική δύναμη

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

Συνισταμένη εφελκυστική δύναμη, έστω ότι ο χάλυβας έχει διαρρεύσει

$$F_{s1} = A_{s2} * f_{yd} = 2826 * 191,30 = 540613,8\text{N} = 540\text{kN}$$

$$A_{s1} = 3 * \frac{3,14 * 22^2}{4} + 2 * \frac{3,14 * 24^2}{4} + 3 * \frac{3,14 * 30^2}{4} = 4163,64\text{mm}^2$$

$$F_{s2} = A_{s1} * f_{yd} = 4163,64 * 191,30 = 796504,3\text{N} = 796\text{kN}$$

$$A_{s2} = 4 * \frac{3,14 * 30^2}{4} = 2826\text{mm}^2$$

Πάχος θλιβόμενης ζώνης από ισορροπία δυνάμεων

$$F_{s1} + F_c = F_{s2} \Rightarrow x = \frac{796504,3 - 540613,8}{3264} = 78,4 \text{ mm}$$

Έλεγχος αρχικής υπόθεσης

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{s1}} = \frac{x}{x-c} \Rightarrow \varepsilon_{s1} = \frac{x-c}{x} * \varepsilon_c \Rightarrow \varepsilon_{s1} = \frac{78,4 - 70}{78,4} * 0,0035 = 0,0037$$

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{s2}} = \frac{x}{d-x} \Rightarrow \varepsilon_{s2} = \frac{d-x}{x} * \varepsilon_c \Rightarrow \varepsilon_{s2} = \frac{830 - 78,4}{78,4} * 0,0035 = 0,0033$$

όπου ε_c : σημείο αστοχίας σκυροδέματος

ε_s : παραμόρφωση χάλυβα

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{220}{200000} = 0,0011$$

όπου E_s : μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος

$$\varepsilon_{s1,2} > \varepsilon_y$$

ισχύει, άρα διαρρέει πρώτα ο χάλυβας

4.6 Υπολογισμός Καμπτικής Αντοχής

$$M = F_c * z + F_{s2} * (d-c) = 3264 * 78,4 * 798,6 + 796504,3 * (830 - 70) = 809703091,4 \text{ Nmm} = 809,7 \text{ kNm}$$

$$z = d - 0,4x = 830 - (0,4 * 78,4) = 798,6$$

4.7 Διάτμηση δοκού - Δοκός 1

4.7.1 Έλεγχος σε λοξή θλίψη V_{Rd2}

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

$$\text{όπου } k = 0,50 * \max\{0,50, (0,70 - f_{ck}/200)\} = 0,305 \quad (\text{το } f_{ck} \text{ σε MPa})$$

$$\text{άρα } V_{Rd2} = 0,30 * 0,40 * 0,9 * 0,83 = 1093 \text{ kN}$$

4.7.2 Έλεγχος ελάχιστου οπλισμού στη κρίσιμη περιοχή V_{Rd3}

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

$$\text{όπου } V_{cd} = 0,30 * V_{Rd1}$$

$$V_{Rd1} = \beta \left\{ T_{Rd} * \min [2, (1,2 + 40 * p_l)] * \max [1, (1,6 - d)] + 0,15 * \frac{N S_d}{b_w * h} \right\} * b_w * d$$

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

β : 1 για κατανεμημένα φορτία

$$p_l : \frac{A_s l}{(b * d)} \quad \text{όπου } A_s l = 3\phi 22 + 2\phi 24 + 3\phi 30 = 4163,64 \text{ mm}^2$$

$$\text{άρα } p_l = \frac{4163,64}{(400 * 830)} = 0,0125$$

$$\text{άρα } V_{Rd1} = 1 \{ 0,26 * \min [2, (1,2 + 40 * 0,0125)] * \max [1, (1,6 - 0,83)] + 0 \} * 400 * 830 = 147 \text{ Kn}$$

$$V_{cd} = 0,30 * 147 = 44,10 \text{ kN}$$

$$V_{wd} = 0,9 * f_{ywd} * d = 0,9 * 830 = 72 \text{ kN}$$

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd} = 44,10 + 72 = 116,1 \text{ kN}$$

Πριν το 1980 πού κατασκευάστηκε το κτίριο δεν υπήρχαν κανονισμοί (ΕΚΟΣ,ΕΑΚ) και δεν υπολόγιζαν ξεχωριστά τη κρίσιμη περιοχή άρα στη V_{cd} δεν υπήρχε ο συντελεστής ασφαλείας 0,3 έτσι με τα δεδομένα που κατασκευάστηκε το κτίριο έχουμε:

$$V_{cd} = V_{Rd1} = 147 \text{ kN}$$

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd} = 147 + 72 = 219 \text{ KN}$$

4.7.3 Έλεγχος Ελάχιστου Οπλισμού στη μη Κρίσιμη Περιοχή V_{Rd3}

$$V_{Rd1} = 1 \{ 0,26 \cdot \min [2, (1,2 + 40 \cdot 0,009)] \cdot \max [1, (1,6 - 0,83)] + 0 \} \cdot 400 \cdot 830 = 135 \text{ kN}$$

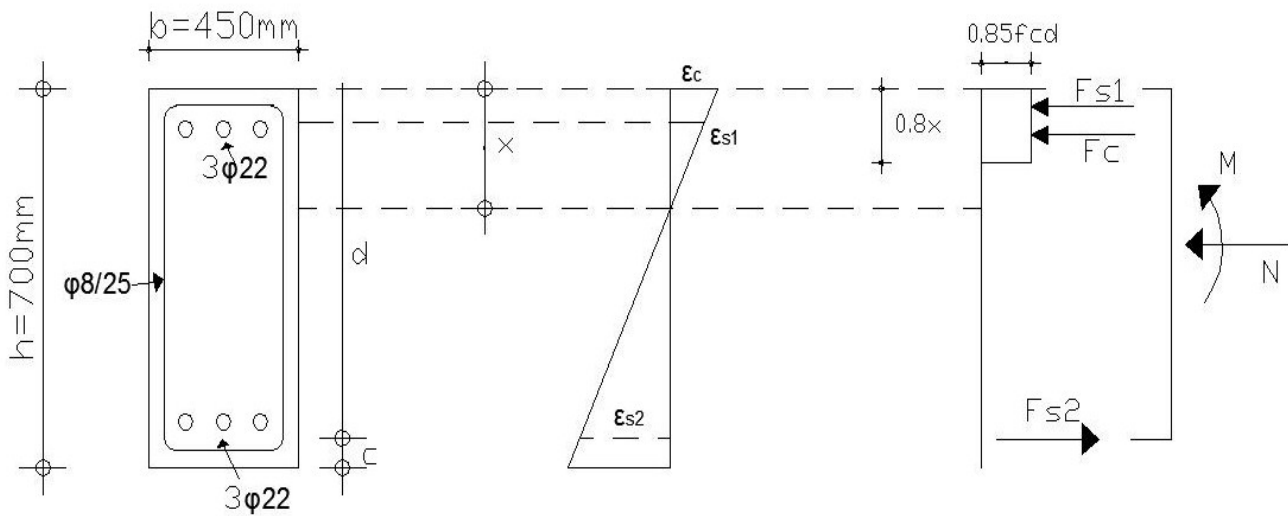
$$p_l : \frac{A_s l}{(b \cdot d)} \text{ όπου } A_s l = 4\varphi 30 = 2826 \text{ cm}^2$$

$$\text{άρα } p_l = \frac{2826}{(400 \cdot 830)} = 0,009$$

$$V_{cd} = 1,00 \cdot 35 = 135 \text{ kN}$$

$$V_{wd} = 0,9 \cdot f_{ywd} \cdot d = 0,9 \cdot 830 = 72,00 \text{ kN}$$

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd} = 135,00 + 72,00 = 207,00 \text{ kN}$$



4.8 Έλεγχος Οπλισμού Υποστυλώματος

Προσδιορισμός θλιπτικής αντοχής - Δεδομένα υποστυλώματος

$$d = h - c = 700\text{mm} - 0,70\text{mm} = 630\text{mm}$$

όπου **d**: στατικό ύψος

h: ύψος δοκού

c: επικάλυψη σκυροδέματος

Συνισταμένη θλιπτική δύναμη

$$F_c = 0,85 * f_{cd} * 0,8x * b = 0,85 * 12 * 0,8x * 450 = 3672x \text{ N}$$

Συνισταμένη εφελκυστική δύναμη Έστω ότι ο χάλυβας έχει διαρρεύσει

$$F_{s1} = A_{s2} * f_{yd} = 1139,82 * 191,30 = 218052,5\text{N} = 218\text{kN}$$

$$A_{s1} = A_{s2} = 3 * \frac{\pi * d^2}{4} = 3 * \frac{3.14 * 22^2}{4} = 1139,82 \text{ mm}^2$$

$$F_{s2} = A_{s1} * f_{yd} = 1139,82 * 191,30 = 218052,5 \text{ N} = 218 \text{ kN}$$

1^{ος} συνδυασμός φορτίων (G* 1,35 + Q* 1,50 + S *1,00)

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

$$\text{όπου } N = (q_{\beta} * 1,35 + q_k * 1,50 + S * 1,00) * l_{\pi\lambda} * I_{\delta\sigma\kappa} / 2 + q_{\delta\sigma\kappa} / 2 =$$

$$(2,94 * 1,35 + 1,00 * 1,50 + 0,712 * 1,00) * 5,00 * 17 / 2 + 38,41 / 2 = 281,9 \text{ kN} =$$

$$281900 \text{ N}$$

Όπου q_{β} : μόνιμα φορτία

q_k : κινητά φορτία

S: φορτίο χιονιού

$l_{\pi\lambda}$: άνοιγμα πλακάς

$I_{\delta\sigma\kappa}$: μήκος δοκού

$q_{\delta\sigma\kappa}$: βάρος δοκού

Πάχος θλιβόμενης ζώνης

$$218052,5 + 3672x - 218052,5 = 281900 \Rightarrow x = 76 \text{ mm}$$

$$\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{s1}} = \frac{x}{x-c} \Rightarrow \epsilon_{s1} = \frac{x-c}{x} * \epsilon_c \Rightarrow \epsilon_{s1} = \frac{76-70}{76} * 0,0035 = 0,0002$$

$$\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{s2}} = \frac{x}{d-x} \Rightarrow \epsilon_{s2} = \frac{d-x}{x} * \epsilon_c \Rightarrow \epsilon_{s2} = \frac{630-76}{76} * 0,0035 = 0,013$$

όπου ϵ_c : σημείο αστοχίας σκυροδέματος

ϵ_s : παραμόρφωση χάλυβα

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{220}{200000} = 0,0011$$

όπου E_s : μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος

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

Υπολογισμός καμπικής αντοχής ως προς κέντρο διατομής υποστυλώματος

$$M = F_c * (H/2 - 0,4x) + 2 F_{s2} * (H/2 - c) = 3672 * 99 * (350 - 0,4*99) + 2 * 218052,5 * (350 - 70) = 112839091,2 + 122109400 = 234948491,2 \text{ N mm ή } 235 \text{ kNm}$$

2^{ος} συνδυασμός φορτίων (G+ Q+ S *0,3)

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

$$\text{όπου } N = q_{\beta} + q_k * 0,30 + S * 0,30 * I_{\pi\lambda} * I_{\delta\sigma\kappa}/2 + q_{\delta\sigma\kappa}/2 =$$

$$(2,94 + 1,00 * 0,30 + 0,712 * 0,30) * 5,00 * 17/2 + 31,31 / 2 = 162,43 \text{ kN} = 162430 \text{ N}$$

Πάχος θλιβόμενης ζώνης

$$\text{επομένως : } 218052,5 + 3672x - 218052,5 = 162430 \Rightarrow x = 44 \text{ mm}$$

Έλεγχος αρχικής υπόθεσης

$$\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{s1}} = \frac{x}{x - c} \Rightarrow \epsilon_{s1} = \frac{x - c}{x} * \epsilon_c \Rightarrow \epsilon_{s1} = \frac{44 - 70}{44} * 0,0035 = -0,002$$

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

$$\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{s2}} = \frac{x}{d - x} \Rightarrow \epsilon_{s2} = \frac{d - x}{x} * \epsilon_c \Rightarrow \epsilon_{s2} = \frac{630 - 44}{44} * 0,0035 = 0,046$$

όπου ϵ_c : σημείο αστοχίας σκυροδέματος

ϵ_s : παραμόρφωση χάλυβα

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{220}{200000} = 0,0011$$

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

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

$$M = 3672 (350 - 0,4*49) + 218052,5 * (350-70) = 1213229 + 61054700 = 63457657 \text{ N mm ή } 63,45 \text{ kNm}$$

4.9 Διάτμηση Υποστυλώματος

4.9.1 Έλεγχος σε λοξή θλίψη

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

$$k = 0,50 * \max \{0,50, (0,70 - f_{ck}/200)\} = 0,305 \quad (\text{το } f_{ck} \text{ σε MPa})$$

$$\text{άρα } V_{Rd2} = 0,30 * \frac{18000}{1,5} * 0,45 * 0,9 * 0,63 = 918 \text{ kN}$$

4.9.2 Έλεγχος ελάχιστου οπλισμού

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

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

$$V_{Rd1} = \beta * \{T_{Rd} * \min [2, (1,2 + 40 * \rho_1)] * \max [1, (1,6 - d)] + 0,15 * \frac{NSd}{b_w * h}\} * b_w * d$$

$$\rho_1 : \frac{A_s l}{(b * d)} \text{ όπου } A_s l = 3\varphi 22 = 1139,82 \text{ mm}^2$$

$$\text{άρα } p_l = \frac{1139,82}{(450 \cdot 630)} = 0,0042$$

$$\text{άρα } V_{Rd1} = 1 \{0,26 * \min [2, (1,2 + 40 \cdot 0,0042)] * \max [1, (1,6 - 0,63)] + 0,15 * \frac{7630}{450 \cdot 700}\} * 450 \cdot 630 = 101 \text{ kN}$$

$$V_{cd} = 0,80 * 101 = 80,8 \text{ kN}$$

$$V_{wd} = 0,9 * f_{ywd} * d = 0,9 * 630 = 44,00 \text{ kN}$$

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd} = 80,80 + 44,00 = 124,80 \text{ kN}$$

4.10 Σύγκριση Αποτελεσμάτων

ΔΟΚΟΣ

Συνδυασμός φορτίων q= 31,31kN/m (1,35g+1,5q+1s)	Αποτελέσματα από στατική επίλυση	Αποτελέσματα από επίλυση πλασιίου	Συντελεστής ανεπαρκείας λ
Ροπή στη μη κρίσιμη περιοχή	986,2	587	0,59
Ροπή στη κρίσιμη περιοχή	809,7	544,5	0,68
Τέμνουσα στη κρίσιμη περιοχή	116,1	266,14	2,29

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

Συνδυασμός φορτίων q= 19,07 kn/m (G+ Q+0,3S) + φορτίο σεισμού	Αποτελέσματα από στατική επίλυση	Αποτελέσματα από επίλυση πλασιίου	Συντελεστής ανεπάρκειας λ

ροπή	63,45	391,6	6,17
τέμνουσα	124,8	180,85	1,145

5. ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

5.1 Εμφάνιση Πλαστικών Αρθρώσεων

Για συνδυασμό φορτίων (1G+0,3Q) $q=16,50$ kN/m θα υπολογίσουμε τα διαγράμματα Q & M.

Το q προκύπτει ως 1G +0.3Q το οποίο με αντικατάσταση προκύπτει

$$15+1,5+= 16,50$$

Οριζόντιες αντιδράσεις στις στηρίξεις του πλαισίου (θέσεις A-B):

$$H = H_A = H_B = 3,70 * 16,50 = 61,00 \text{ kN}$$

Κατακόρυφες αντιδράσεις στις στηρίξεις του πλαισίου (θέσεις A-B):

$$V_A = V_B = 8,5 * 16,50 = 140,25 \text{ kN}$$

Ροπές στις στηρίξεις του πλαισίου θέσεις (θέσεις A-B):

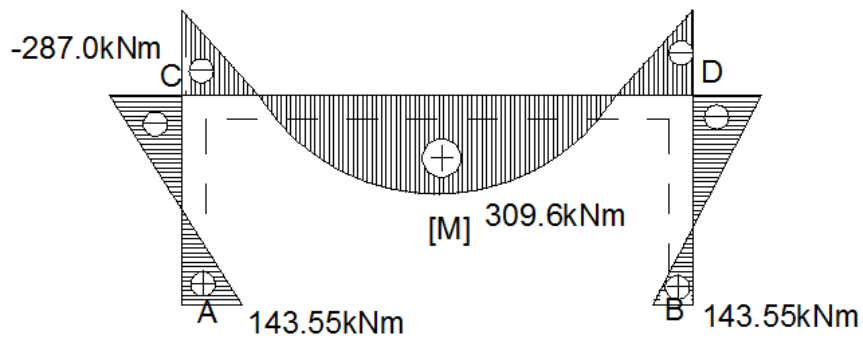
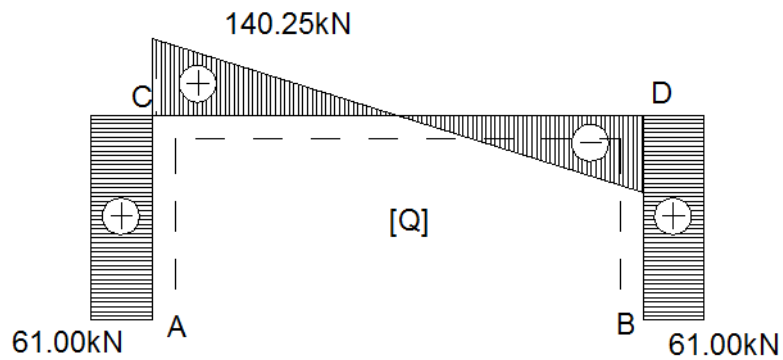
$$M_A = M_B = 8,7 * 16,50 = 143,55 \text{ kNm}$$

Ροπές στους κόμβους δοκών - υποστυλωμάτων (θέσεις C-D):

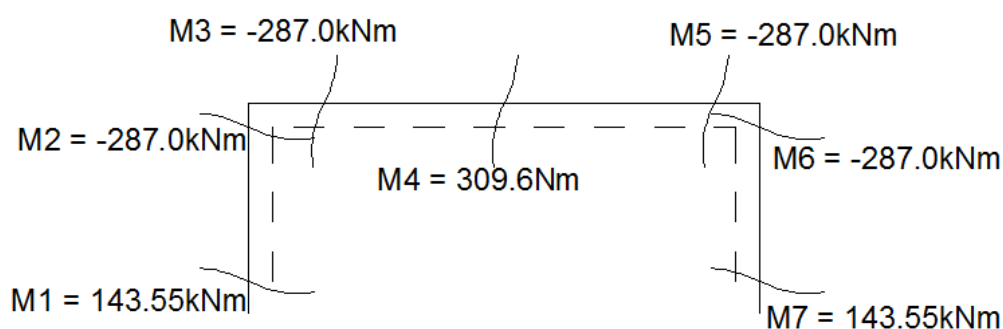
$$M_C = M_D = -17,39 \cdot 16,50 = -287 \text{ kNm}$$

Ροπή στο άνοιγμα του δοκαριού:

$$M_{\text{ανοιγ}} = H_A \cdot h - V_A \cdot l/2 - M_A + q \cdot l/2 \cdot l/4 = 61 \cdot 7,05 - 140,25 \cdot 17/2 - 143,55 + 16,5 \cdot 17/2 \cdot 17/4 = 309,56 \text{ kNm}$$



Στην συνέχεια προσδιορίζονται τα σημεία που εμφανίζονται πλαστικές αρθρώσεις.
Για κάθε σημείο καταγράφεται και η αντίστοιχη ροπή.



Στην συνέχεια υπολογίζεται η σειρά εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων, βάσει του τύπου.

$$\text{Μαντοχής} = M_{G+0.3Q} + n \cdot M_i$$

Πίνακας 1 Υπολογισμός σειράς εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων

α/α	M αντοχής	M _i	M _{G+0.3Q}	n
1	330	1,8	143.55	59,19
2	330	-1,7	143,55	21,43
3	986,2	-1,7	-287	73,21
4	809,7	0	309.6	13,8436
5	986,2	1,7	-287	73,21
6	330	1,7	143,55	21,43
7	330	-1,8	143.55	59,19

Οι πλαστικές αρθρώσεις εμφανίζονται κατά σειρά αυξητικά βάσει του n. Ως εκ τούτου η σειρά εμφάνισης τους έχει ως εξής

Πίνακας 2 Σειρά εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων

α/α	n
2	21,43
6	21,43
1	59,19
7	59,19
3	73,21

5	73,21
4	13,85

Σύμφωνα με τα ως άνω η πρώτη πλαστική άρθρωση εμφανίζεται στα σημεία 2 και 6 ταυτόχρονα. Στην συνέχεια εμφανίζονται στα σημεία 1 και 7.

Η μετατόπιση του σημείου 2 για το επιπλέον φορτίο είναι 0,2 mm/kN

Για τα κατακόρυφα φορτία $G+0.3Q$

Τα αποτελέσματα προκύπτουν από τα διαγράμματα τεμνουσών και ροπών στην προηγούμενη σελίδα.

Πίνακας 3 Αποτελέσματα για τα M & τα V για κάθε σημείο του φορέα

	1	2	3	4	5	6	7
[M]	143,55	143,55	-287	309,6	-287	143,55	143,55
[V]	61	61	140,25	0	-140,25	61	61

Για τα οριζόντια φορτία (Σεισμού)

Τα αποτελέσματα προκύπτουν από τα διαγράμματα τεμνουσών και ροπών στην επίλυση του φορτίου του σεισμού

Πίνακας 4 Αποτελέσματα για τα M & τα V για κάθε σημείο του φορέα

	1	2	3	4	5	6	7
[M]	578,24	-403,1	-403,1	0	+403,1	+403,1	-578,24
[V]	139	139	139	0	-139	-139	-139

Αντοχής ($1^{ος}$ συνδυασμός φορτίων)

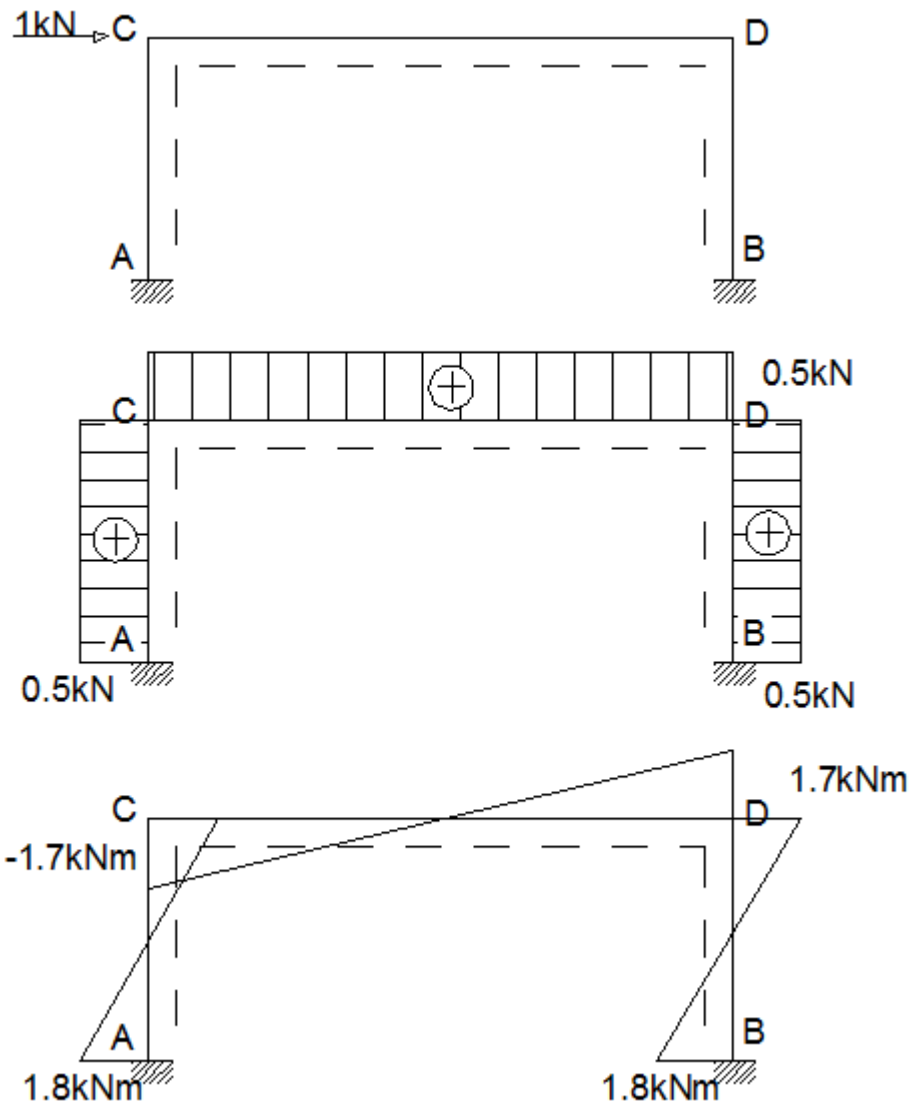
Τα αποτελέσματα προκύπτουν από τα τελικά αποτελέσματα για την δοκό και το υποστύλωμα της στατικής επίλυσης για $q=1$

	1	2	3	4	5	6	7
--	---	---	---	---	---	---	---

[M]	63.45	986.2	986.2	809.7	986.2	986.2	63.45
[V]	124.8	124.8	116.1	0	-116.1	-124.8	-124.8

Πίνακας 5 Αθροιστικός Πίνακας Ροπών

	1	2	3	4	5	6	7
$M_{G+0.3Q}$	143,55	143,55	-287	309,6	-287	143,55	143,55
$M_{\text{σεισμού}}$	578,24	-403,1	-403,1	0	+403,1	+403,1	-578,24
$M_{\text{αντοχής}}$	330	330	986.2	809.7	986.2	330	330
Αποτέλεσμα	-391,79	-216,65	296,1	500,1	296,1	-216,65	-391,79



Προκύπτει μετατόπιση 0,5mm/1kN. Έχουμε βρει τα εντατικά διαγράμματα μέχρι εκεί που ασκείται πλαστική άρθρωση.

Πίνακας 6 Αποτελέσματα για την 1η πλαστική άρθρωση

Αποτέλεσμα των αθροιστικών ροπών	-391,79	-216,65	296,1	500,1	296,1	-216,65	-391,79
Μετατόπιση για 1kN	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5

Μετατόπιση για το αποτέλεσμα των αθροιστικών ροπών	19,5895	10,8325	14,805	25,005	14,805	10,8325	19,5895
--	---------	---------	--------	--------	--------	---------	---------

5.2 Εμφάνιση 1ης Πλαστικής Άρθρωσης

Για να υπολογίσουμε το n χρησιμοποιούμε τον εξής τύπο

$$\text{Μαντοχής} = M_{G+0.3Q} + n \cdot M_i$$

Για την επίλυση της εξίσωσης κατασκευάσαμε τον κάτωθι πίνακα.

Πίνακας 7 Υπολογισμός σημείου εμφάνισης πρώτης πλαστικής άρθρωσης βάσει της ροπής

α/α	M αντοχής	M _i	M _{G+0.3Q}	n
1	330	1,8	-143.55	263
2	-330	-1,7	287	363
3	-986,2	-1,7	287	749
4	809,7	0	309.6	-
5	986,2	1,7	287	411
6	330	1,7	287	25,3
7	-330	-1,8	-143.55	103,5

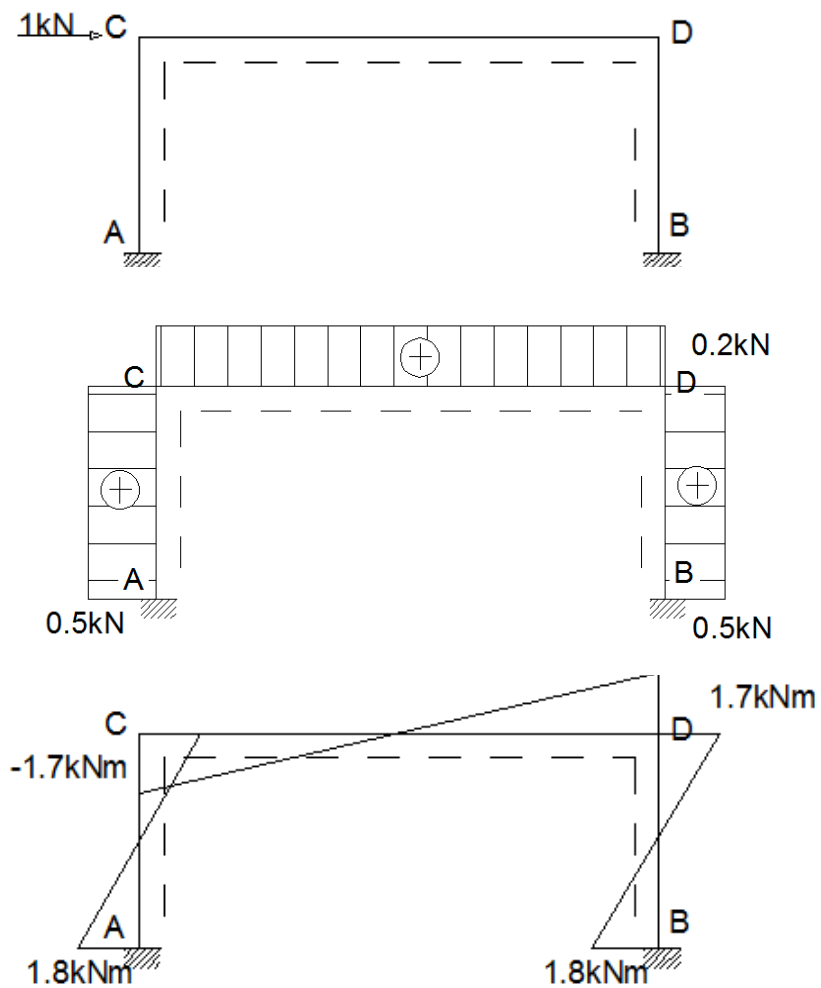
Το μικρότερο n υπολογίστηκε για το σημείο 6, ως εκ τούτου σε αυτό το σημείο παρουσιάζεται η 1^η πλαστική άρθρωση στο 6. Για να υπολογίσουμε την μετατόπιση του σημείου 6 πολλαπλασιάζουμε την μετατόπιση δ = 0,05 mm/KN με τον συντελεστή n του εν λόγω σημείο (25,3). Το αποτέλεσμα που προκύπτει είναι 1,265 mm/KN. Αντίστοιχα υπολογίζουμε την τέμνουσα V.

$$\text{Vαντοχής} = V_{G+0.3Q} + n_1 \cdot V_i$$

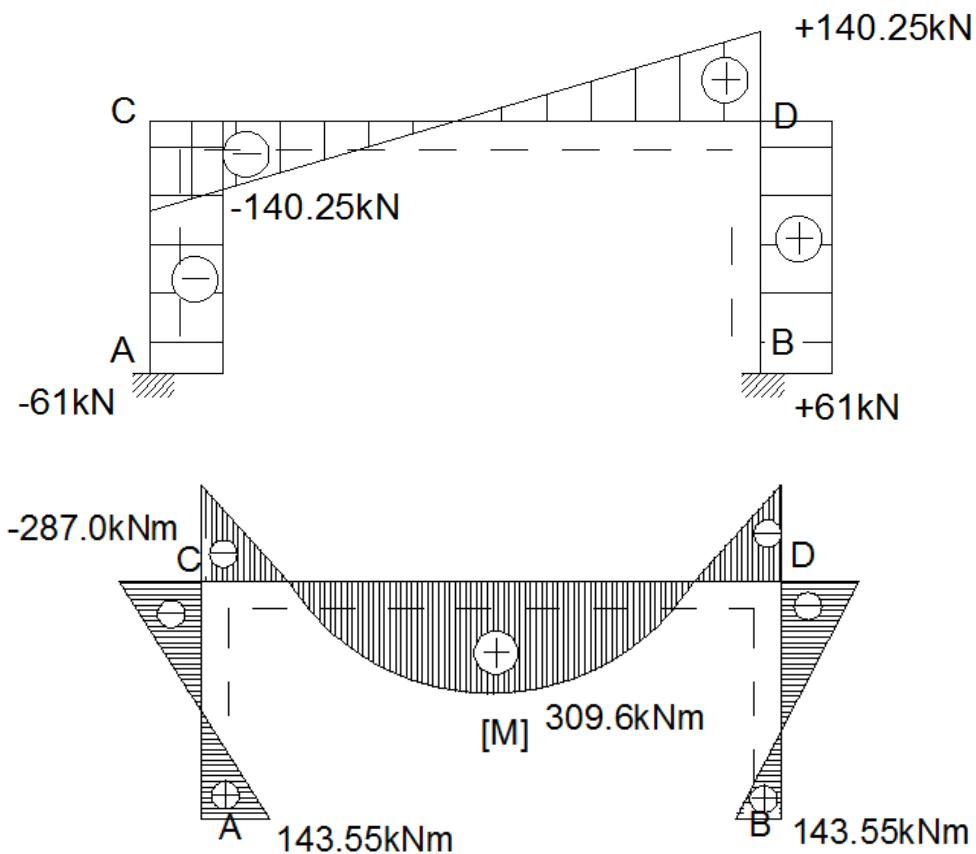
Πίνακας 8 Υπολογισμός σημείου εμφάνισης πρώτης πλαστικής άρθρωσης βάσει της τέμνουσας

α/α	V αντοχής	V _i	V _{G+0.3Q}	n ₁
1	124,8	0,5	61	86,35
2	124,8	0,5	61	86,35
3	116,1	0,2	140,25	165,6

4	116,1	0,2	0	25,35
5	116,1	0,2	-140,25	-115
6	124,8	0,5	61	86,35
7	124,8	0,5	61	86,35



Εικόνα 27 Υπολογισμός Μί για το σημείο που εμφανίζεται στην 1^η πλαστική άρθρωση



Εικόνα 28 Υπολογισμός των M & $V_{G+0.3Q}$

5.3 Εμφάνιση 2^{ης} Πλαστικής Άρθρωσης

Στην συνέχεια υπολογίζουμε για δευτερη φορά το n προσπαθώντας να εντοπίσουμε το δεύτερο σημείο στο οποίο παρουσιάζεται πλαστική άρθρωση.

$$\text{Μαντοχής} = (M_{G+0.3Q} + (n \cdot M_i)) + n_1 \cdot M_i$$

Πίνακας 9 Υπολογισμός σημείου εμφάνισης δεύτερης πλαστικής άρθρωσης βάσει της ροπής

α/α	M αντοχής	M_i	$M_{G+0.3Q+(n \cdot M_i)}$	n_2
1	330	2.86	-98,01	149,7
2	-330	-2.56	243,99	224,2
3	-986,2	-2.56	243,99	480,5
4	809,7	1,28	309,6	390,70
5	986,2	0	330,01	-
6	330	0	330,01	-
7	-330	-1.58	-189,09	89,2

Ο πίνακας είναι αντίστοιχος με αυτό που υπολογίστηκε το n της πρώτης πλαστικής άρθρωσης με τις εξής διαφορές :

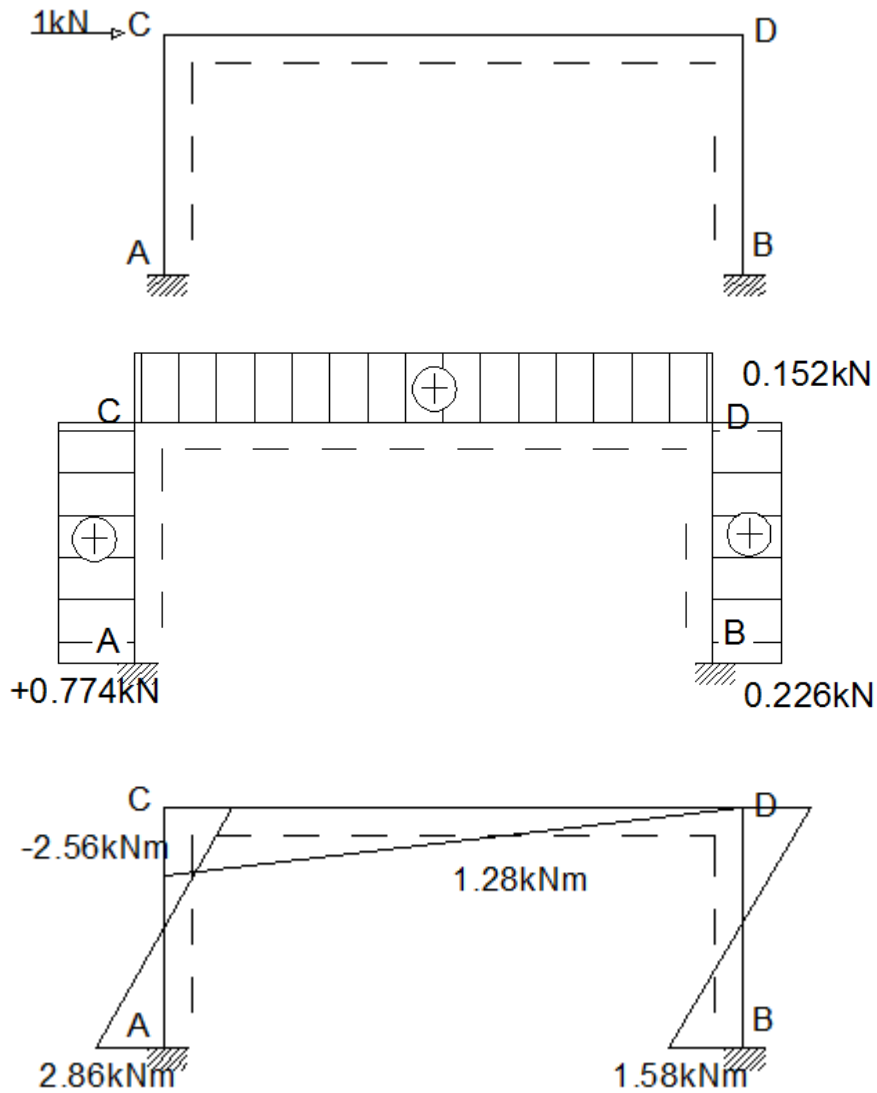
- Στην δεύτερη στήλη τα M_i αλλάζουν βάσει υπολογισμών που έγιναν στο πρόγραμμα SAP.
- Στην τρίτη στήλη δεν υπολογίζουμε το $M_{G+0.3Q}$ αλλά το $M_{G+0.3Q+(n*M_i)}$, όπου το n ισούται με 25,3 και το M_i είναι το M_i του εκάστοτε σημείου.

Όπως προκύπτει από τον πίνακα η επόμενη πλαστική άρθρωση εμφανίζεται στο σημείο 7. Για να υπολογίσουμε την μετατόπιση του σημείου εραζόμαστε ως εξής :

$$0,05*25,3 + 0,07*89,2 = 6,37\text{mm}/\text{KN}$$

Πίνακας 10 Υπολογισμός σημείου δεύτερης πλαστικής άρθρωσης βάσει της τέμνουσας

α/α	V αντοχής	V_i	$V_{G+0.3Q+(n*V_i)}$	n3
1	124,8	0,774	64,715	77,62
2	124,8	0,774	64,715	77,62
3	116,1	0,152	139,52	-154
4	116,1	0,152	-0,73	768
5	116,1	0,152	-141	1691
6	124,8	0,226	59,913	287
7	124,8	0,226	59,913	287



Εικόνα 29 Υπολογισμός M_i για το σημείο που εμφανίζεται στην 2^η πλαστική άρθρωση

5.4 Εμφάνιση 3ης Πλαστικής Άρθρωσης

Στην συνέχεια υπολογίζουμε για τρίτη φορά το n προσπαθώντας να εντοπίσουμε το τρίτο σημείο στο οποίο παρουσιάζεται πλαστική άρθρωση.

$$\text{Μαντοχής} = (M_{G+0.3Q} + (n_2 * M_i)) + n_4 * M_i$$

Πίνακας 11 Υπολογισμός σημείου εμφάνισης 3^{ης} πλαστικής άρθρωσης βάσει της ροπής

α/α	M αντοχής	M _i	M _{G+0.3Q+(n1*M_i)}	n4
1	330	3,7	186,49	38,78648649
2	-330	-3,3	-7,36	97,76969697
3	-986,2	-3,3	-7,36	296,6181818
4	809,7	-1,65	162,42	-392,2909091
5	986,2	0	287	-
6	330	0	287	-
7	-330	0	-143,55	-

Ο πίνακας είναι αντίστοιχος με αυτό που υπολογίστηκε το n και το με τις εξής διαφορές

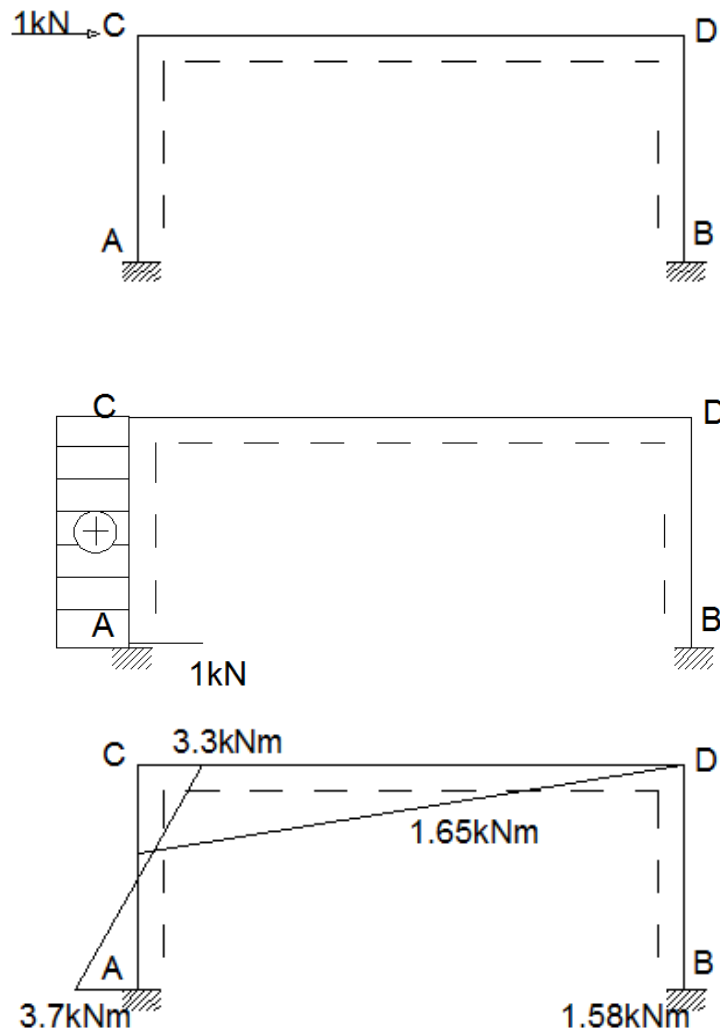
- Στην δεύτερη στήλη τα M_i αλλάζουν βάσει υπολογισμών που έγιναν στο πρόγραμμα SAP.
- Στην τρίτη στήλη δεν υπολογίζουμε το M_{G+0.3Q} αλλά το M_{G+0.3Q+(n*M_i)}, όπου το n ισούται με 89,2 και το M_i είναι το M_i του εκάστοτε σημείου.

Όπως προκύπτει από τον πίνακα η επόμενη πλαστική άρθρωση εμφανίζεται στο σημείο 1 με n4 = 38.78. Για να υπολογίσουμε την μετατόπιση του σημείου εραζόμαστε ως εξής :

$$0,05*25,3 + 0,07*89,2 + 0,108*38,78 = 11,613 \text{ mm/KN}$$

Πίνακας 12 Υπολογισμός σημείου 3^{ης} πλαστικής άρθρωσης βάσει της τέμνουσας

α/α	V αντοχής	V _i	V _{G+0.3Q+(n*V_i)}	N5
1	124,8	1	-17	21,89
2	124,8	1	-17	21,89
3	116,1	0	140	-
4	116,1	0	0	-
5	116,1	0	-140	-
6	124,8	0	61	-
7	124,8	0	61	-



Εικόνα 30 Υπολογισμός M_i για το σημείο που εμφανίζεται στην 3^η πλαστική άρθρωση

5.5 Εμφάνιση 4ης Πλαστικής Άρθρωσης

Στην συνέχεια υπολογίζουμε για τέταρτη φορά το n προσπαθώντας να εντοπίσουμε το τρίτο σημείο στο οποίο παρουσιάζεται πλαστική άρθρωση.

$$\text{Μαντοχής} = (M_{G+0.3Q} + (n_4 * M_i)) + n_6 * M_i$$

Πίνακας 13 Υπολογισμός σημείου εμφάνισης πρώτης πλαστικής άρθρωσης βάσει της ροπής

α/α	M αντοχής	M _i	M _{G+0.3Q+(n1*M_i)}	nδ
1	330	0	-143,55	0
2	-330	-7,05	13,601	48,7377305
3	-986,2	-7,05	13,601	141,815745
4	809,7	-3,52	173,0944	-180,853864
5	986,2	0	287	0
6	330	0	287	0
7	-330	0	-143,55	0

Ο πίνακας είναι αντίστοιχος με αυτό που υπολογίστηκε το n και το με τις εξής διαφορές

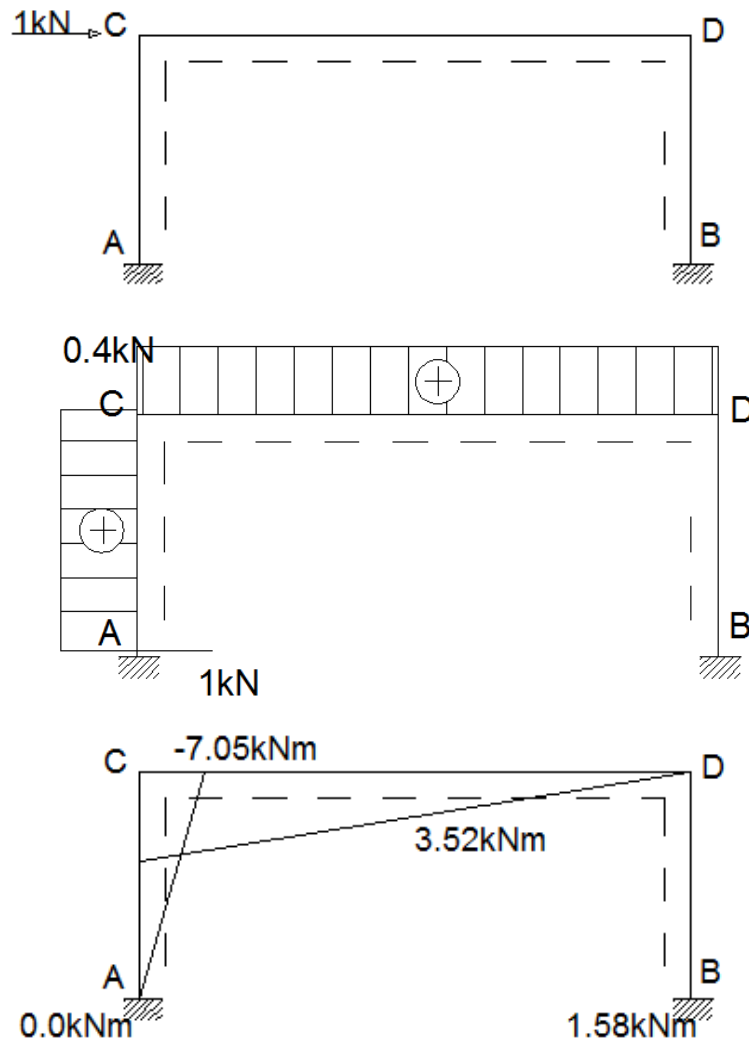
- Στην δεύτερη στήλη τα M_i αλλάζουν βάσει υπολογισμών που έγιναν στο πρόγραμμα SAP.
- Στην τρίτη στήλη δεν υπολογίζουμε το M_{G+0.3Q} αλλά το M_{G+0.3Q+(n*M_i)}, όπου το n ισούται με 38.78 και το M_i είναι το M_i του εκάστοτε σημείου.

Όπως προκύπτει από τον πίνακα η επόμενη πλαστική άρθρωση εμφανίζεται στο σημείο 2. Για να υπολογίσουμε την μετατόπιση του σημείου εραζόμαστε ως εξής :

$$0,05*25,3 + 0,07*89,2 + 0,108*38+48,73*2,1 = 113,946 \text{ mm/KN}$$

Πίνακας 14 Υπολογισμός σημείου δεύτερης πλαστικής άρθρωσης βάσει της τέμνουσας

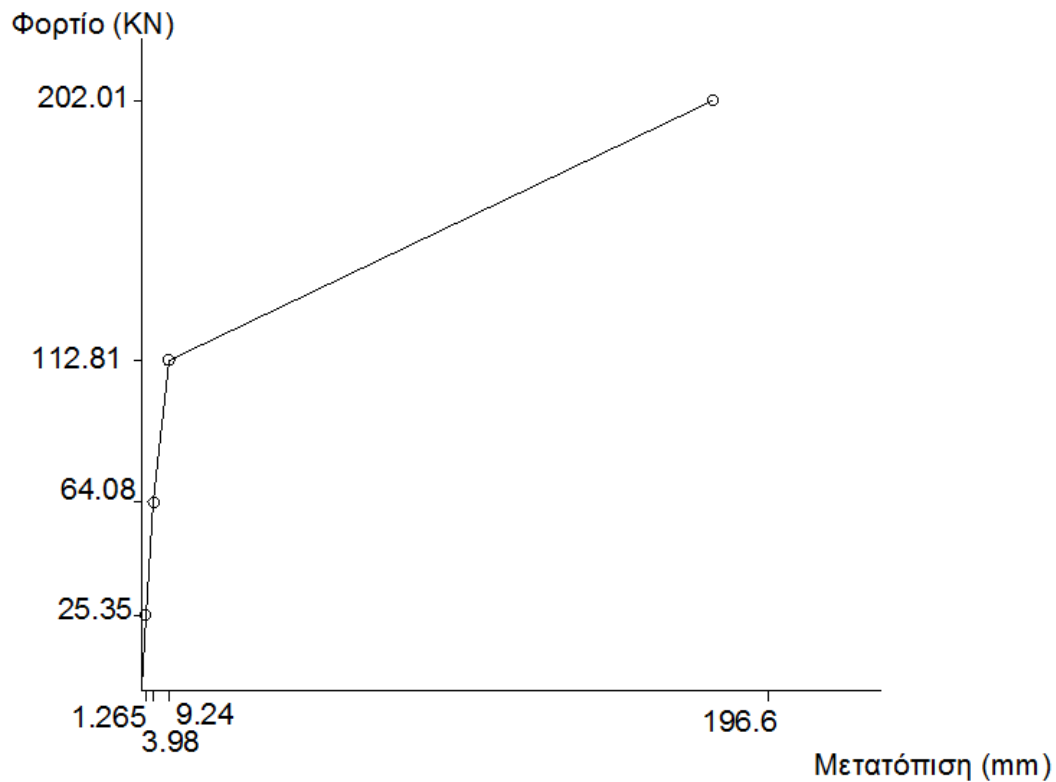
α/α	V αντοχής	V _i	V _{G+0.3Q+(n*V_i)}	N5
1	124,8	1	203	319
2	124,8	1	203	320
3	116,1	0.4	197,1	315,1
4	116,1	0.4	56,8	175,8
5	116,1	0.4	-83,5	36,55
6	124,8	0	61	182
7	124,8	0	61	319



Εικόνα 31 Υπολογισμός M_i για το σημείο που εμφανίζεται στην 4^η πλαστική άρθρωση

Πίνακας 15 Συντεταγμένες σχεδίασης διαγράμματος φορτίο - μετατόπιση

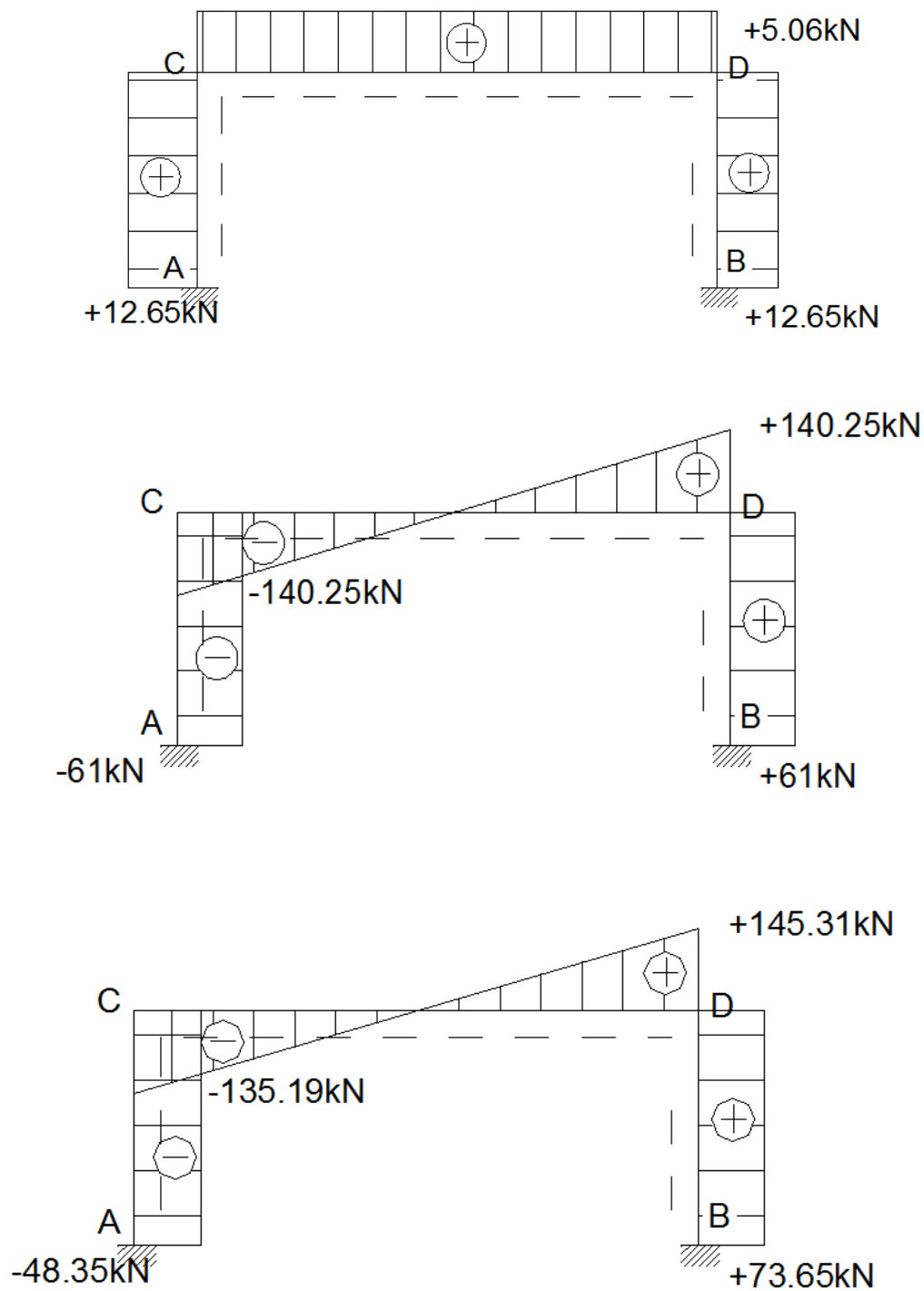
P	δ
25,3	1,265
64,08	3,98
112,81	9,242
202,01	196,6



Εικόνα 32 Διάγραμμα φορτίου - μετατόπισης

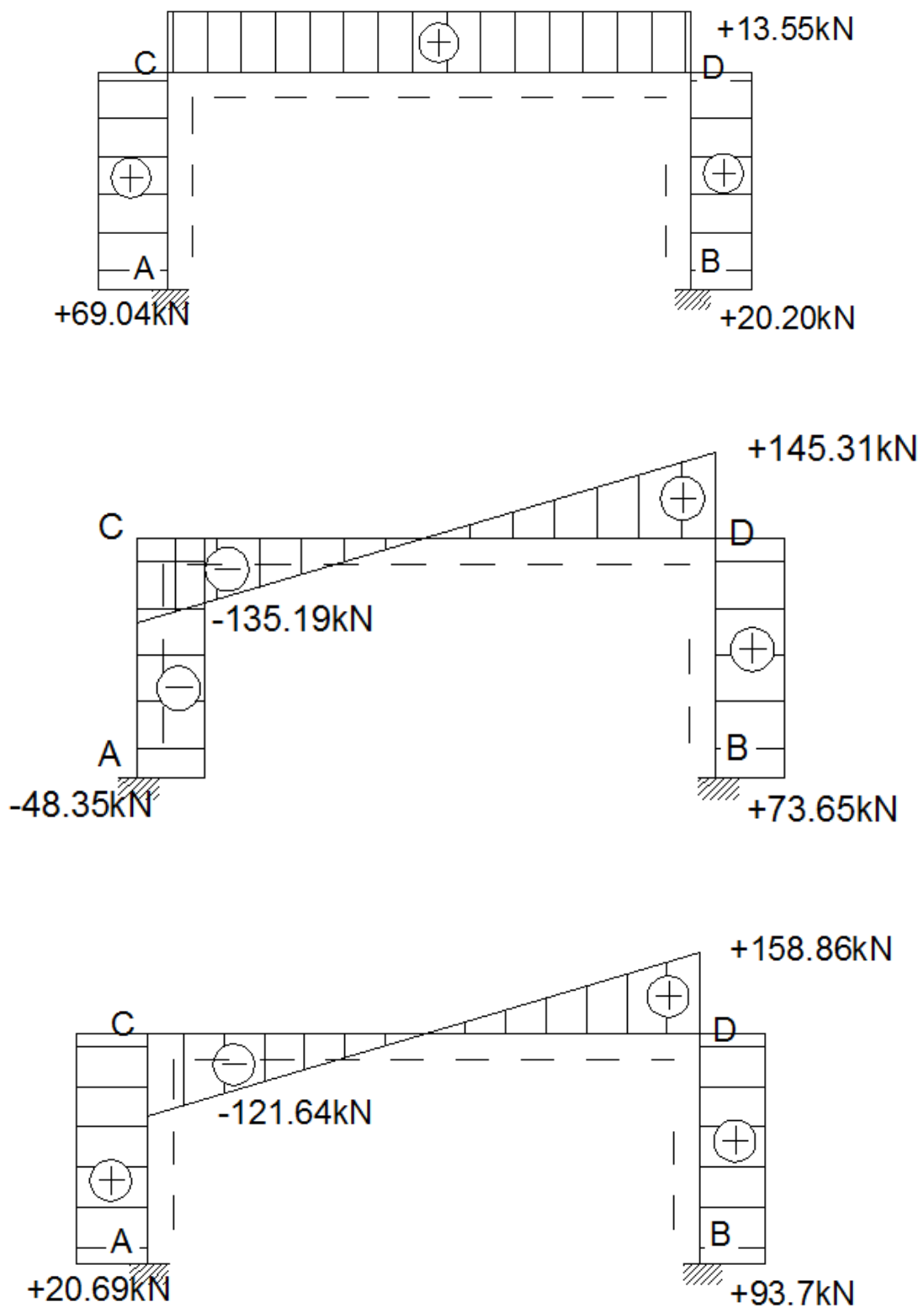
5.6 Συνολικό Διάγραμμα Τεμνουσών

Για την 1η πλαστική άρθρωση προσθέτουμε το γινόμενο του διαγράμματος τεμνουσών και του αντίστοιχου n (για Q1 : $n=25,3$) με το διάγραμμα των κατακόρυφων και φτιάχνουμε το πρώτο αθροιστικό διάγραμμα. Σύμφωνα με τα ως άνω δημιουργείται το ακόλουθο διάγραμμα.



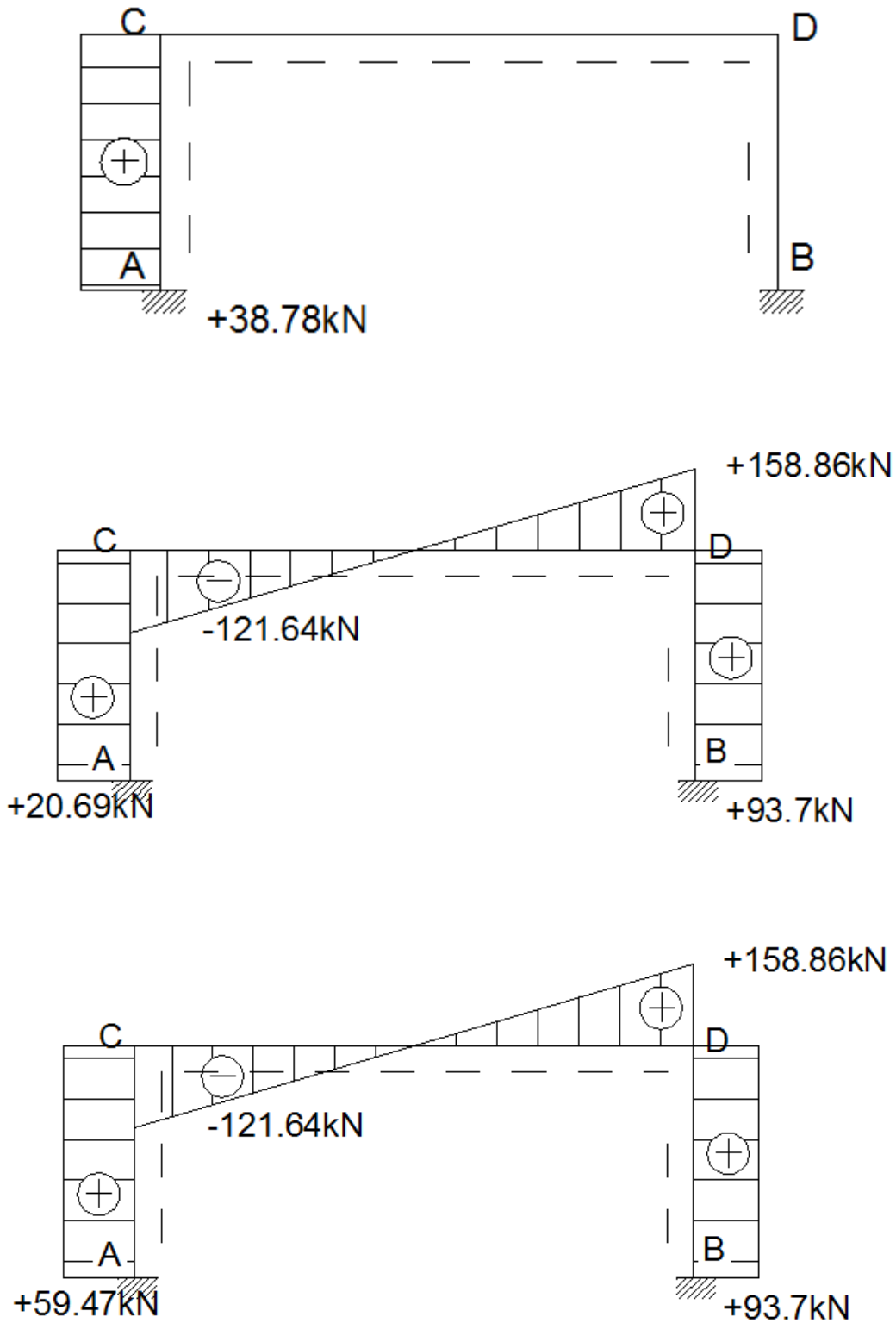
Εικόνα 33 Αθροιστικό διάγραμμα τεμνουσών για την 1η πλαστική άρθρωση

Για την δεύτερη πλαστική άρθρωση προσθέτουμε το γινόμενο του δευτέρου διαγράμματος τεμνουσών για το μοναδιαίο φορτίο και το αντίστοιχο n (για $Q2 : n = 89.2$) με το συνολικό διάγραμμα τεμνουσών για την πρώτη πλαστική άρθρωση και φτιάχνουμε το δεύτερο αθροιστικό διάγραμμα.



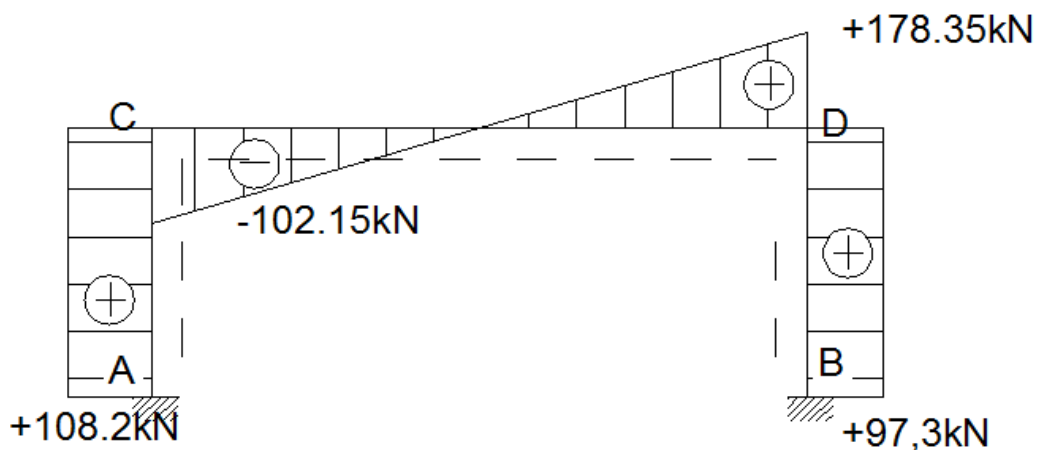
Εικόνα 34 Αθροιστικό διάγραμμα τεμνουσών για την 2η πλαστική άρθρωση

Για την 3η πλαστική άρθρωση προσθέτουμε το γινόμενο του τρίτου διαγράμματος τεμνουσών για το μοναδιαίο φορτίο και του αντίστοιχου n (για Q : $n = 38.78$) με το συνολικό διάγραμμα τεμνουσών για την δεύτερη πλαστική άρθρωση και φτιάχνουμε το τρίτο αθροιστικό διάγραμμα.



Εικόνα 35 Αθροιστικό διάγραμμα τεμνουσών για την 3η πλαστική άρθρωση

Για την 4η πλαστική άρθρωση προσθέτουμε το γινόμενο του τέταρτου διαγράμματος τεμνουσών για το μοναδιαίο φορτίο και του αντίστοιχου n (για Q4: $n = 48.73$) με το συνολικό διαγράμματα τεμνουσών για την τρίτη πλαστική άρθρωση και φτιάχνουμε το τέταρτο αθροιστικό διάγραμμα, το οποίο είναι και το τελικό αθροιστικό μας διάγραμμα.



5.7 Αποτελέσματα Ελέγχου Push Over για τα Υποστυλώματα

Σύμφωνα με τους πίνακα των συγκεντρωτικών αποτελεσμάτων της στατικής επίλυσης για το υποστύλωμα και το τελικό αθροιστικό διάγραμμα τεμνουσών της Pushover προκύπτουν τα συμπεράσματα σχετικά με το αν το υποστύλωμα μπορεί να ικανοποιήσει τον έλεγχο της push over.

Πίνακας 16 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα στατικής επίλυσης για το υποστύλωμα

Συνδυασμός φορτίων $q = 19,07 \text{ kn/m (G+Q+0,3S)}$ + φορτίο σεισμού	Αποτελέσματα από στατική επίλυση	Αποτελέσματα από επίλυση πλαισίου	Συντελεστής ανεπάρκειας λ
ροπή	63,45	391,6	6,17
τέμνουσα	124,8	180,85	1,145

Επισημαίνονται τα εξής αποτελέσματα

124,8 → διατμητική αντοχή υποστηλώματος

180,85 → η τέμνουσα αν θεωρηθεί ελαστική επίλυση

108,2 → η τέμνουσα από την Pushover

Οπότε προκύπτει πως ο έλεγχος της Pushover για το υποστύλωμα ικανοποιείται

5.8 Αποτελέσματα Ελέγχου Push Over για το Δοκάρι

Σύμφωνα με τους πίνακα των συγκεντρωτικών αποτελεσμάτων της στατικής επίλυσης για το δοκάρι και το τελικό αθροιστικό διάγραμμα τεμνουσών της Pushover προκύπτουν τα συμπεράσματα σχετικά με το αν το δοκάρι μπορεί να ικανοποιήσει τον έλεγχο της push over.

Πίνακας 17 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα στατικής επίλυσης για την δοκό

Συνδυασμός φορτίων $q=$ 31,31kN/m (1,35g+1,5q+1s)	Αποτελέσματα από στατική επίλυση	Αποτελέσματα από επίλυση πλαϊσίου	Συντελεστής ανεπαρκείας λ
Ροπή στη μη κρίσιμη περιοχή	986,2	587	0,59
Ροπή στη κρίσιμη περιοχή	809,7	544,5	0,68
Τέμνουσα στη κρίσιμη περιοχή	116,1	266,14	2,29

Επισημαίνονται τα εξής αποτελέσματα

178,35 → η τέμνουσα από την Pushover

116,66 → η τέμνουσα από την πρώτη στατική επίλυση

116,66 → διατμητική αντοχή δοκού

266,14 → η τέμνουσα της δοκού αν θεωρηθεί ελαστική επίλυση

Άρα εδώ για να βγει η Pushover πρέπει να ενισχυθεί το δοκάρι σε τέμνουσα για να μην αστοχήσει

Αθροίζω τα n:

$$25,3+89,2+38,78+48,73= 202,00$$

Άρα σύμφωνα με την Pushover, πρέπει να ενισχυθεί σε τέμνουσα το δοκάρι για να μετατραπεί από 178,35 σε 202

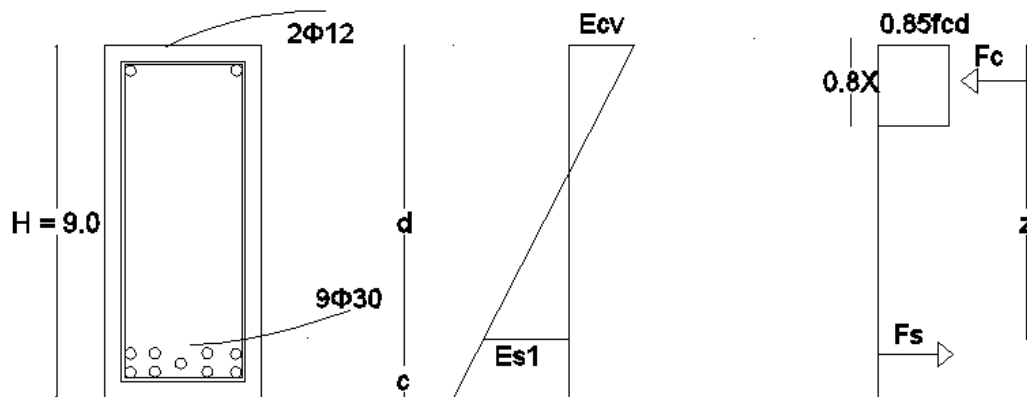
6. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΠΟΛΥΜΕΡΗ

Εισαγωγή

Για την ενίσχυση της δοκού του φορέα με ινοπλισμένα πολυμερή εκτελείται η διαδικασία που περιγράφεται στις επόμενες σελίδες. Αρχικά αναφέρονται τα δεδομένα που απαιτούνται για την επίλυση της δοκού.

6.1 Δεδομένα Προβλήματος

Τα χαρακτηριστικά της δοκού παρουσιάζονται σχηματικά στα επόμενα σχήματα. Το μήκος της δοκού θεωρείται 5,5 μέτρα. Το ύψος του δοκαριού θεωρείται 900χιλ. και το πλάτος της 400 χιλ. Ο κάτω οπλισμός της δοκού είναι 9Φ30 και ο άνω 2Φ12. Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιήθηκε είναι C16/20. Ο χάλυβας είναι ποιότητας S500.



6.2 Προσδιορισμός Καμπτικής Αντοχής

Η συνολική διατομή του οπλισμού δίνεται από τον τύπο.

$$A_s = 9 \frac{30^2 \cdot 3.14}{4} = 6358.5 \text{ mm}^2$$

Στην συνέχεια υπολογίζεται η συνισταμένη θλιπτική δύναμη στην θλιβόμενη ζώνη.

$$F_c = 0.8x * 0.85f_{cd} * b$$

$$F_c = 0.8x * 0.85 * \frac{20}{1.5} * 400 = 5666x$$

Επιπρόσθετα υπολογίζεται η συνισταμένη εφελκόμενη δύναμη.

$$F_s = A_s * f_{yd}$$

$$\text{Όπου } f_{yd} = \frac{500}{1.15} \text{ } \} \text{ προκύπτει } F_s = 6358,2 * 434,78 = 276,45 \text{ KN}$$

Από ισορροπία δυνάμεων υπολογίζεται ο άγνωστος x.

$$\Sigma f = 0 \rightarrow F_c = F_s \rightarrow 5666x = 276.45 \rightarrow x = 487\text{mm}$$

Σύμφωνα με την αρχική υπόθεση της επίλυσης ο χάλυβας έχει διαρρεύσει στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Ακολούθως γίνεται έλεγχος της αρχικής υπόθεσης :

$$\frac{E_{cv}}{E_{s1}} = \frac{x}{d-x} \rightarrow E_{s1} = \frac{d-x}{x} * E_{cv}$$

$$E_{s1} = \frac{835 - 487}{487} * 0.0035 = 0.0024$$

$$E_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{500}{200.000} = 0.0025$$

$$E_{s1} > E_y$$

Επειδή ισχύει η ανισότητα θεωρούμε πως η αρχική μας υπόθεση είναι σωστή.

6.3 Υπολογισμός Καμπτικής Αντοχής

Για τον υπολογισμό της καμπτικής αντοχής χρησιμοποιούμε τον εξής τύπο :

$$M_v = F_s * z$$

Όπου $F_s = 276.4 \text{ KN}$

$$z = (d - 0.4x) \rightarrow 835 - 0.4 * 487 = 639.85 \text{ mm}$$

Σύμφωνα με τα ως άνω το M_v προκύπτει 1768 KNm .

6.4 Αντοχή σε Τέμνουσα

Ο υπολογισμός της αντοχής σε τέμνουσα διακρίνεται σε τέσσερα στάδια. (V_{Rd2} , V_{Rd1} , V_{wd} , V_v). Στην συνέχεια παρουσία

$$V_{Rd2} = 0,5v * f_{cd} * b * 0.9 * d$$

$$\text{Όπου } v = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} = 0.7 - \frac{20}{200} = 0.6$$

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} * k * (1.2 + 40P_1) + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d$$

Όπου $\tau_{Rd} = 0.26 \text{ Mpa}$

$$k = 1$$

$$P_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{6358.5}{400 * 835} = 0.019$$

Προκύπτει ότι $V_{Rd1} = 170.34 \text{ KN}$

$$V_{wd} = \frac{A_s}{s} * f_{yd} * 0.9d$$

Όπου A_s δίνεται από τον τύπο

$$A_s = 2 \frac{12^2 * 3.14}{4} = 226.08$$

$$s = 150\text{mm}$$

$$V_{wd} = \frac{226.08}{150} * \frac{500}{1.15} * 0.9 * 835 = 492.46 \text{ KN}$$

$$V_v = V_{Rd1} + V_{wd} = 170.34 + 492.46 = 662.80\text{KN}$$

6.5 Ενίσχυση με Ινοπλισμένα Πολυμερή

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του ελάσματος είναι $t=2\text{mm}$ $b=250\text{mm}$ και η μέγιστη επιτρεπόμενη παραμόρφωση είναι $\epsilon_{s1} = 0.005$.

Σύμφωνα με τα όσα αναφέρθηκαν κατά τον προσδιορισμό της καμπτικής αντοχής ισχύει ότι

$$F_c = 5666x \quad F_{s1} = 2764564,22 \text{ N} \quad F_{s2} = 2764564,22 \text{ N}$$

$$\Sigma F = 0 \rightarrow F_c = F_{s1} + F_{s2} \rightarrow x = 505\text{mm}$$

Στην συνέχεια εκτελείται ο έλεγχος επιβεβαίωσης των υποθέσεων.

$$\frac{E_{cv}}{E_{s1}} = \frac{x}{d-x} \rightarrow E_{s1} = \frac{d-x}{x} * E_{cv}$$

$$E_{s1} = \frac{835 - 505}{505} * 0.0035 = 0.0022$$

$$E_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{500}{200.000} = 0.0025$$

$$E_{s1} > E_y$$

Επειδή ισχύει η ανισότητα θεωρούμε πως η αρχική μας υπόθεση είναι σωστή.

Στην συνέχεια υπολογίζεται η καμπτική αντοχή της δοκού. Για τον υπολογισμό της χρησιμοποιούμε τον εξής τύπο :

$$M_v = F_{s1} * (d - 0.4x) + F_{s2} (h - 0.4x)$$

$$M_v = 1818.34 \text{ KNm}$$

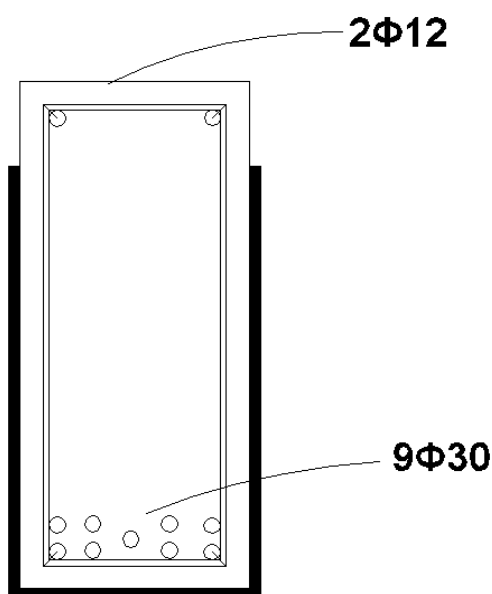
Τέλος γίνεται έλεγχος διάτμησης. Για $M_v = 1818.34 \text{ KNm}$ ισχύει

$$q_d = \frac{8M_v}{l^2} = \frac{8 * 1818.34}{5.5^2} = 480,88 \text{ KN/m}$$

Άρα η τέμνουσα που αντιστοιχεί στην καμπτική ροπή της ενισχυμένης διατομής είναι $Q_{\max} = 480.88 * 5,5 / 2 = 1322,43$. Στην συνέχεια το Q_{\max} πολλαπλασιάζεται με δείκτη υπεραντοχής 1,10 και υπολογίζεται σε 1454,70.

Η αντοχή σε τέμνουσα της αρχικής διατομής ήταν $V_v = V_{Rd1} + V_{wd} = 170.34 + 492.46 = 662.80 \text{ KN}$, άρα η διατομή χρειάζεται να ενισχυθεί έναντι τέμνουσας.

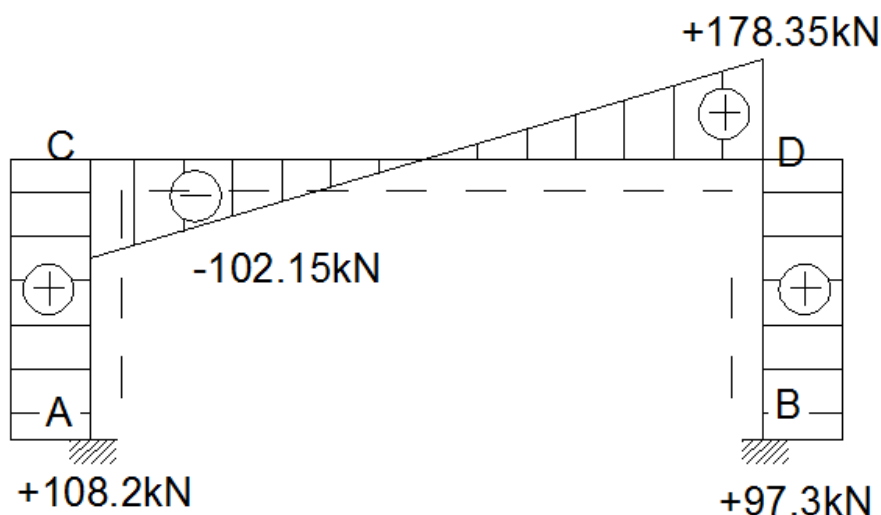
$$\Delta V = 1454.70 - 662.80 = 791.87 \text{ KN}$$



Εικόνα 36 Η διατομή της δοκού κατοπιν ενίσχυσης

Από το διάγραμμα τεμνουσών της Pushover ας σύγκριση με την αντοχή του φορέα σε τέμνουσα, παρατηρούμε ότι αν λάβουμε υπόψη την αστοχία σε τέμνουσα, θα πρέπει να κάνουμε ενίσχυση στο δοκάρι.

Αντοχή δοκού σε τέμνουσα ισούται με 116,1kN. Διάγραμμα τεμνουσών της Push over :



Εικόνα 37 Διάγραμμα τεμνουσών της push over

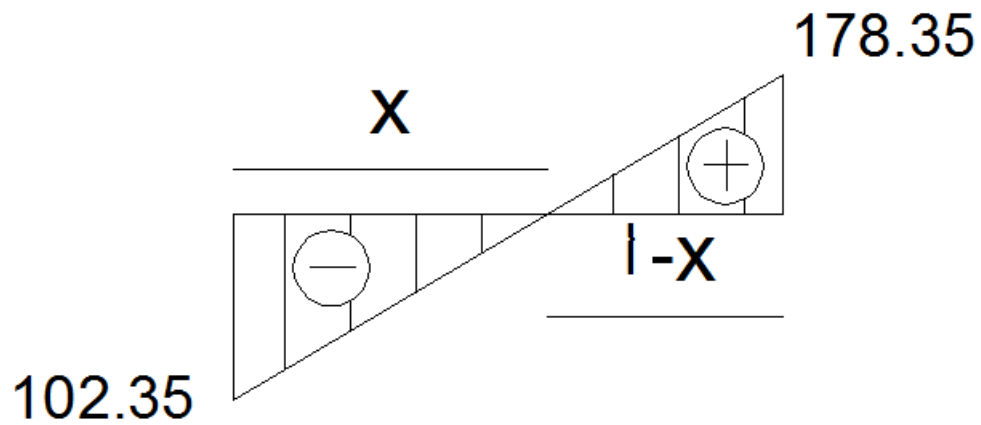
$$178.35 - 116.1 = 62.25 \text{ kN} = 62.250 \text{ N}$$

Για την ενίσχυση θα χρησιμοποιήσουμε ύφασμα από ίνες άνθρακα. Για τα υφάσματα από ίνες άνθρακα η εφελκυστική αντοχή είναι 34.30 MPa.

$$\text{Έχουμε } 62250 = t * 3430/2 * 0.9 * 835 \Rightarrow$$

$$62250 = t * 1288822.5$$

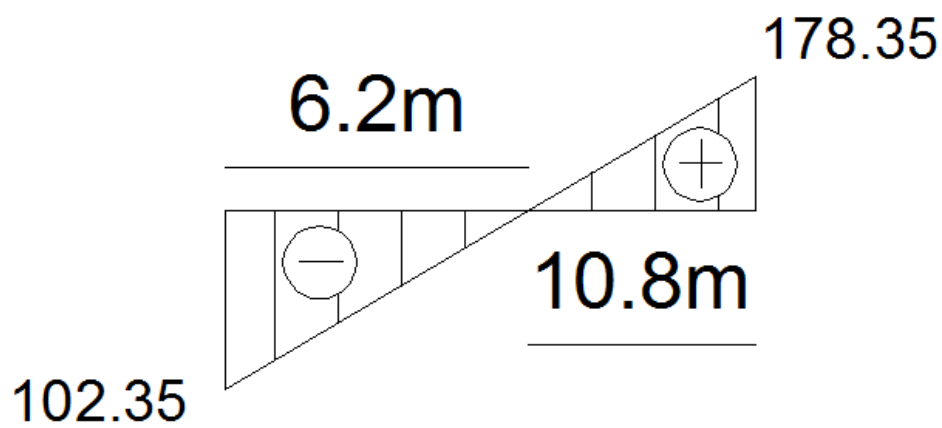
$$t = 0.05 \text{ mm} > \text{πάχος ίνας}$$



$$\frac{x}{102.15} = \frac{l-x}{178.35} \Rightarrow \frac{x}{102.15} = \frac{17-x}{178.35}$$

$$1736.55 - 102.15x = 178.35x \Rightarrow$$

$$1736.55 = 280.5x \Rightarrow x = 6.2\text{m}$$



Άρα η περιοχή που θα γίνει η ενίσχυση θα έχει μήκος $10,8 - 7,03 = 3,77\mu$.



Εικόνα 38 Με κόκκινο χρώμα επισημαίνεται η περιοχή ενίσχυσης

7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Από την θεωρητική ανάλυση προκύπτουν οι εξής συμπερασματικές παρατηρήσεις :

- a) Σε περίπτωση ελαφρών βλαβών η επισκευή γίνεται με συγκόλληση των ρωγμών με την χρήση εποξειδικής ρητίνης κατάλληλων-συμβατών ηλεκτροχημικών και μηχανικών χαρακτηριστικών με το υφιστάμενο μέλος.
- b) Εάν επιπλέον της ρηγμάτωσης παρατηρείται επιφανειακή αποσάθρωση ή και αποφλοίωση του σκυροδέματος χωρίς όμως την αποδιοργάνωση του πυρήνα του μέλους, η βλάβη αποκαθίσταται με χρήση επισκευαστικού κονιάματος και χρήση αναστολέας διάβρωσης.
- c) Σε κάθε περίπτωση θα πρέπει να ελεγχθεί η κατάσταση του οπλισμού του στοιχείου και να ληφθούν τα απαραίτητα μέτρα αναστολής του φαινομένου της διάβρωσης. Σε όλες τις περιπτώσεις αποκατάστασης πρέπει να τηρείται το EN 1504, Ευρωπαϊκή οδηγία.

Σχετικά με την ερευνητική διαδικασία να αναφερθεί πως η κατασκευή είναι ένα γυμναστήριο οικοδομημένο το 1967. Πρόκειται για ένα μονώροφο παλαιοτικό φορέα αποτελούμενο από 6 επαναλαμβανόμενα πλαίσια. Από την ερευνητική διαδικασία προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα :

- a) Εφαρμόζοντας την μη γραμμική στατική ανάλυση παρατηρείται ότι εμφανίζονται πλαστικές αρθρώσεις αρχικώς στα υποστυλώματα
- b) Ο φορέας χαρακτηρίζεται από αραιή διάταξη οπλισμών με αποτέλεσμα να μην υπάρχουν κρίσιμες περιοχές σε όλο το μήκος του.
- c) Η κατάσταση Push Over υπολογίστηκε με την παραδοχή ότι δεν προέκυψε αστοχία στην τέμνουσα γεγονός που πρακτικά δεν συμβαίνει.

- d) Παρατηρήθηκε επίσης ότι το φορτίο του σεισμού συμβαδίζει με την Push Over.
- e) Ο φορέας είναι κατασκευασμένος με κανονισμούς πριν από τον ΕΑΚ και τον ΕΚΩΣ με αποτέλεσμα να μην παρουσιάζει την απαιτούμενη από τους σύγχρονους κανονισμούς οπλισμένου σκυροδέματος και αντισεισμικού σχεδιασμού φέρουσα ικανότητα και πλαστιμότητα
- f) 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. Κατά την διάρκεια της έρευνας αντιμετωπίσαμε μεγάλο πρόβλημα ως προς την εύρεση προδιαγραφών βάσει των οποίων γίνεται η επίλυση της Push Over στο χέρι.

Αντίστοιχες έρευνες έχουν παρουσιαστεί και στο παρελθόν. Η παρούσα μελέτη έρχεται για να τις επιβεβαιώσει και σε πολλά σημεία να τις συμπληρώσει, λαμβάνοντας υπόψη τις επικρατούσες συνθήκες της σημερινής εποχής.

Βιβλιογραφία

1. **Α. Κωνσταντινίδη Α** Αντισεισμικά Κτίρια απο Οπλισμένο Σκυρόδεμα [Βιβλίο]. - Αθήνα : [s.n.], 2009.
2. **Β. Τσάκαλος Β** Διαμόρφωση και Τοποθέτηση Σιδήρου [Ηλεκτρονικό] // <http://vtsakalos.blogspot.com/2011/04/blog-post.html>. - 2008.
3. **Γ. Αργυρόπουλος Α. Τσίτος** , Επίδραση Πυρκαγιάς σε Κατασκευές απο Οπλισμένο Σκυρόδεμα [Βιβλίο]. - Αθήνα : 7ο Φοιτητικό Συνέδριο Επισκευής Κατασκευών, 2001.
4. **Δ. Μπούρνας Α. Τριανταφύλλου** Νέα Τεχνική Αντισεισμικής Ενίσχυσης Υποστυλωμάτων Ο/Σ Έναντι Κάμψης με Χρήση Πρόσθετου Οπλισμού Συνθέτων Υλικών ή Ανοξειδωτου Χάλυβα σε Εγκοπές [Βιβλίο]. - Αθήνα : 3ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής, 2008.
5. **Δομική Πληροφορική Δ** Επισκευή με Εκτοξευόμενο Σκυρόδεμα [Ηλεκτρονικό] // <http://www.domiki.gr/seismoi/methodoi2.htm>. - 2002.
6. **Ε. Παππά Α.Ποταμού** , Ενίσχυση Υποστυλωμάτων με Μανδύες απο Ο.Σ. και FRP [Βιβλίο]. - Πάτρα : Πανεπιστήμιο Πάτρας, 2006.
7. **Κ. Σιδέρης Κ** Ενισχύσεις Κατασκευών [Ηλεκτρονικό] // http://sideris-konstantinos.blogspot.com/p/blog-page_8741.html. - 2009.
8. **Κολλάτος Π.** Ενίσχυση Υποστυλωμάτων με τη Χρήση Μανδύων Οπλισμένου Σκυροδέματος [Βιβλίο]. - Αθήνα : [s.n.], 2007.
9. **Μανούκας Γ. Αθανατοπούλου Α., Αβραμίδης Ι.** , Πρόσφατες Εξελίξεις στις Απλοποιητικές Μεθόδους Ανάλυσης Κατασκευών Ο/Σ [Βιβλίο]. - Πάφος : 16ο Συνέδριο Σκυροδέματος, 2009.
10. **ΟΑΣΠ** Συστάσεις για ποσεισμικές και μετασεισμικές Επεμβάσεις σε Κτίρια [Βιβλίο]. - Αθήνα : [s.n.], 2001.

11. **Τεχνογκρουπ** **Πραγματογνώμονες Τ** Διάβρωση Οπλισμένου Σκυροδέματος [Βιβλίο]. - Αθήνα : Τεχνογκρουπ ΕΠΕ, 2009.

12. **Τριανταφύλλου Α.** Δομικά Υλικά [Βιβλίο]. - Πάτρα : [s.n.], 2005.